CIGB
ICOLD
CBDB

SEMANA DE BARRAGENS 2026

DAMSWEEK 2026

ANAIS

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

I ENCONTRO SOBRE
MODERNIZAÇÃO,
REPOTENCIAÇÃO E
REVERSIBILIDADE DE USINAS

MENSAGEM DO PRESIDENTE

No ano de 2026, a Damsweek foi realizada na cidade de Belém, Estado do Pará, em plena Região Amazônica, no período imediatamente posterior à COP30 – Conferência das Partes organizada pela Organização das Nações Unidas (ONU), na qual importantes temas da agenda ambiental planetária foram debatidos e orientados, o que incluiu o desenvolvimento industrial sustentável e a gestão de recursos hídricos, matérias de especial interesse para a engenharia de barragens.

O Pará possui grandes estruturas de acumulação de água e de rejeitos, dentre as quais as UHEs Tucuruí e Belo Monte e estruturas de disposição de rejeitos de grandes mineradoras, o que inspirou o CBDB a promover um evento que aproximasse essas duas áreas da engenharia.

Com essa visão, a DAMSWEEK 2026 teve como objetivo fornecer um ambiente propício para a troca de ideias e o fomento do desenvolvimento da engenharia nacional em prol de barragens e estruturas de disposição de rejeitos seguras e ambientalmente sustentáveis.

A Damsweek 2026 abrigou, excepcionalmente, em sua programação, a reunião do INCA (ICOLD National Committees of the Americas), Clube Regional da Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB-ICOLD) para as Américas, organismo voltado ao desenvolvimento das melhores práticas científicas e técnicas relacionadas ao estudo, projeto, construção, operação e manutenção de barragens no continente americano. A presença internacional no evento buscou favorecer o intercâmbio de conhecimentos entre os participantes e o networking em favor da integração dos profissionais e das empresas dos vários países presentes.

A engenharia brasileira evoluiu e alcançou destaque internacional com a construção de grandes barragens, especialmente as de usinas hidrelétricas, e agora caminha a passos largos com a construção de grandes e complexas estruturas de disposição de rejeitos. Contudo, a troca de experiências entre os profissionais que atuam em barragens de acumulação de água e em estruturas de disposição de rejeitos ainda é tímida. Temos muito a compartilhar!



Miguel Augusto Zydan Sória
Presidente do CBDB
Comitê Brasileiro de Barragens

COMISSÃO ORGANIZADORA

Presidente da Comissão Organizadora

Teresa Cristina Fusaro	CBDB

Comissão Organizadora

Erlene Diogo Krajewski	Norte Energia
Amanda Damasceno	Hydro

NR Norte – Núcleo Regional do Norte

Adriano Frutuoso Da Silva	Diretor Regional
Marcos Vinicius Siqueira Santana	Vice-Diretor(a) Regional
Aarão Ferreira Lima Neto	Vice-Diretor(a) Técnico(a)
Fernanda Pereira Gouveia	Vice-Diretor(a) de Comunicações Regional
Katia de Oliveira Vieira	Vice-Diretor(a) Secretário(a) Regional

Diretoria do CBDB

Miguel Augusto Zydan Sória	Presidente
Teresa Cristina Fusaro	Vice-Presidente
José Marques Filho	Diretor Técnico
Cleber José de Carvalho	Diretor Administrativo e Financeiro
Diego Antônio Fonseca Balbi	Diretor de Publicações e Relações Institucionais

LOCAL DO EVENTO

BELÉM

PARÁ · BRASIL

LOCAL

Hangar Convenções & Feiras da Amazônia

Av. Dr. Freitas, s/n – Marco, Belém – PA
CEP 66613-902

DATAS

20 a 26 de setembro de 2026



REALIZAÇÃO **Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB**

TEMAS E RELATOS TÉCNICOS

MR.1	**Usinas Reversíveis** Relator(es): Sérgio Gomes
MR.2	**Estudos hidrológicos e hidráulicos aplicados à modernização, repotenciação e reversibilidade** Relator(es): Diego Baptista e Anaximandro Steckling Muller
MR.3	**Ampliações, reforços e manutenções de estruturas civis e órgãos extravasores** Relator(es): Antônio Pellissari
MR.4	**Avanços eletromecânicos / Projeto / Obras de Modernização, Repotenciação e Melhorias** Relator(es): Humberto de Camargo Gissoni

SUMÁRIO

TEMA MR.1 – USINAS REVERSÍVEIS

1 - RELATO DO TEMA..... 8

2 - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE BESS E UHR NO SISTEMA INTERLIGADO NACIONAL: UMA METODOLOGIA DE SELEÇÃO POR ESCALA E TEMPO DE ARMAZENAMENTO..... 17

3 - APLICAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL HERA EM ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE USINAS REVERSÍVEIS EM CICLO FECHADO NO RIO DE JANEIRO..... 36

4 - AS USINAS REVERSÍVEIS - TECNOLOGIA MADURA E DISPONÍVEL PARA O SETOR ELÉTRICO BRASILEIRO..... 55

5 - AVALIAÇÃO ESPAÇO-TEMPORAL DE CICLO DE VIDA NA GERAÇÃO E ARMAZENAMENTO DE ENERGIA: UMA ABORDAGEM SOCIOAMBIENTAL E ENERGÉTICA..... 74

6 - BENCHMARKING DE CUSTOS DE CAPITAL (CAPEX) PARA USINAS REVERSÍVEIS DE CICLO FECHADO: COMPARAÇÃO ENTRE O MODELO PARAMÉTRICO DO NREL E OS ÍNDICES DE REFERÊNCIA BRASILEIROS..... 93

7 - DESAFIOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA CIVIL NO PROJETO E CONSTRUÇÃO DE USINAS REVERSÍVEIS..... 113

8 - O PAPEL ESTRATÉGICO DAS USINAS REVERSÍVEIS E A CONTRIBUIÇÃO DAS GEOMEMBRANAS PARA A SEGURANÇA DE RESERVATÓRIOS..... 139

9 - USINAS REVERSÍVEIS: A BATERIA RENOVÁVEL DA TRANSIÇÃO ENERGÉTICA..... 158

TEMA MR.2 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS APLICADOS À MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE

1 - RELATO DO TEMA..... 172

2 - ANÁLISE DAS CURVAS COTA X ÁREA X VOLUME PRIMITIVA E ATUALIZADA DE TRÊS RESERVATÓRIOS DE ÁGUA..... 183

3 - EXPERIÊNCIAS E DESAFIOS NA REVISÃO DE CHEIAS EXTREMAS NO CONTEXTO DE REVISÕES PERIÓDICAS DE SEGURANÇA DE BARRAGENS NO BRASIL..... 201

4 - IMPACTOS DA REAVALIAÇÃO HIDROLÓGICA NO DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS LABIRINTO EM BARRAGENS DE CONCRETO..... 219

5 - USINA HIDRELÉTRICA REVERSÍVEL COMO RESILIÊNCIA ÀS MUDANÇAS CLIMÁTICAS E FERRAMENTA DE PROTEÇÃO CIVIL, ALÉM DO BENEFÍCIO DE ARMAZENAMENTO DE ENERGIA..... 239

TEMA MR.3 – AMPLIAÇÕES, REFORÇOS E MANUTENÇÕES DE ESTRUTURAS CIVIS E ÓRGÃOS EXTRAVASORES

1 - RELATO DO TEMA..... 259

2 - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESCAVAÇÃO TRADICIONAL E INJEÇÃO DE RESINA PARA REFORÇO DE BARRAGEM DE TERRA..... 265

3 - ANÁLISE DE SENSIBILIDADE E LIMITAÇÕES DA MODELAGEM CFD NA PREVISÃO DE EROSÕES A JUSANTE DE BACIAS DE DISSIPAÇÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO.....273

4 - ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA COMPORTA SEGMENTO DO VERTEDOURO DA USINA HIDRELÉTRICA DE ITAIPU PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....285

5 - APLICAÇÃO DA TERMOGRAFIA NO MONITORAMENTO DE GRADIENTES TÉRMICOS EM VIGAS MUNHÃO DE VERTEDOUROS: ESTUDO DE CASO NA UHE PIMENTAL.....298

6 - AVALIAÇÃO E RECUPERAÇÃO DO VERTEDOURO DA UHE JIRAU.....314

7 - COMPORTAMENTO TERMO–MECÂNICO E FISSURAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO DE POÇOS DE GRUPOS GERADORES.....331

8 - ESTUDO DE CASO SOBRE INFILTRAÇÃO NOS CABOS PROTENDIDOS DE VIGAS MUNHÃO: DIAGNÓSTICO E INTERVENÇÃO.....351

9 - ESTUDO DE VIABILIDADE PARAMÉTRICO DE MUROS DE ARRIMO UTILIZANDO PROGRAMAÇÃO EM PYTHON.....370

10 - EXPERIÊNCIA EM REFORÇOS DE BARRAGENS DE CONCRETO – DESAFIO ENTRE ASSERTIVIDADE, VIABILIDADE E DIFICULDADES EXECUTIVAS.....390

11 - GÊMEO DIGITAL E ANÁLISE PROBABILÍSTICA: ATUALIZAÇÃO DINÂMICA DA CONFIABILIDADE AO DESLIZAMENTO EM VERTEDOUROS DE CONCRETO.....404

12 - PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO NA PARTE SUBMERSA DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS E SUA RELAÇÃO COM MODOS DE FALHA: AVALIAÇÃO POR MEIO DE SONAR.....424

13 - PROCESSOS DE EROSÕES REGRESSIVAS EM VERTEDOUROS DE CONCRETO - CAUSAS, IDENTIFICAÇÃO, RISCOS E TRATAMENTOS.....435

14 - QUANDO UMA VIGA MUNHÃO SAI DO LUGAR. AÇÕES, INVESTIGAÇÕES, DEFINIÇÃO DE SOLUÇÕES E REALIZAÇÃO DOS REPAROS.....448

15 - RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA DO VERTEDOURO DA UHE GPS.....465

16 - REFORÇO ESTRUTURAL DE TÚNEL DE ADUÇÃO SUBMETIDO A SOBRECARGAS INDUZIDAS POR ARGILOMINERAIS EXPANSIVOS.....481

17 - REFORÇO ESTRUTURAL DE VIGAS MUNHÃO DEVIDO A CORROSÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO.....502

18 - RUPTURA DE FUNDAÇÃO EM GALERIA DE CONCRETO ARMADO: RETROANÁLISE E SOLUÇÃO DE REFORÇO COM SUBFUNDAÇÃO EXTERNA POR ESTACAS RAIZ.....517

TEMA MR.4 – AVANÇOS ELETROMECÂNICOS / PROJETO / OBRAS DE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E MELHORIAS

1 - RELATO DO TEMA.....536

2 - MÉTODO PARA OBTENÇÃO DE CURVA DE CORRELAÇÃO ENTRE INDICAÇÕES DO SISTEMA DE MONITORAMENTO DE CAVITAÇÃO E MASSA DE MATERIAL REMOVIDA EM TURBINA FRANCIS DA UHE SÃO SIMÃO.....549

3 - MONITORAMENTO E DETECÇÃO DE FENÔMENOS HIDRÁULICOS EM TURBINAS PELO MÉTODO DE EMISSÃO ACÚSTICA.....571

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

USINAS REVERSÍVEIS

Síntese dos trabalhos do painel MR.1

Da necessidade sistêmica à decisão de investimento

Relator: Sérgio Gomes | ANDRITZ Hydropower Brasil

Belém • 21 setembro 2026

Estrutura da relatoria

01	**Motivação**	Por que o SIN precisa de armazenamento e flexibilidade
02	**Tecnologia**	Como a UHR entrega energia, potência e estabilidade
03	**Trabalhos MR.1**	Principais contribuições e mensagens convergentes
04	**Viabilização**	Locais, engenharia, CAPEX, sustentabilidade e regulação
05	**Conclusões**	Prioridades para transformar potencial em projetos bancáveis

1. Por que o tema é urgente

A expansão renovável cria valor para recursos capazes de deslocar energia e estabilizar a rede

ENERGIA

DESLOCAR

Absorver excedentes solares/eólicos e entregar energia quando a carga líquida aumenta.

POTÊNCIA

FIRMAR

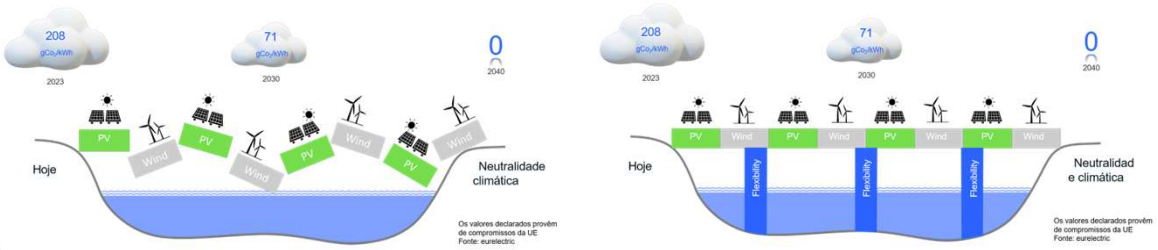
Disponibilizar MW despacháveis para ponta, contingências e recomposição.

REDE

ESTABILIZAR

Fornecer inércia, controle de frequência e tensão, reserva e black start.

A flexibilidade é crucial para Integrar a geração variável de eletricidade!



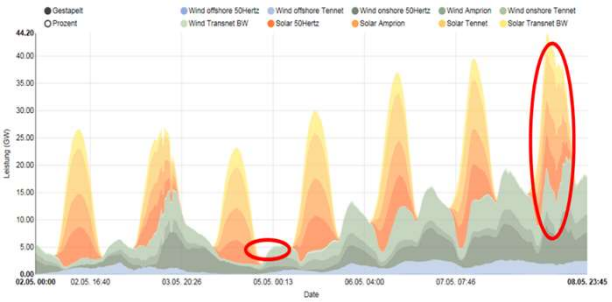
O valor da UHR deve ser medido pelo portfólio de serviços prestados ao sistema, não apenas pelo MWh armazenado.

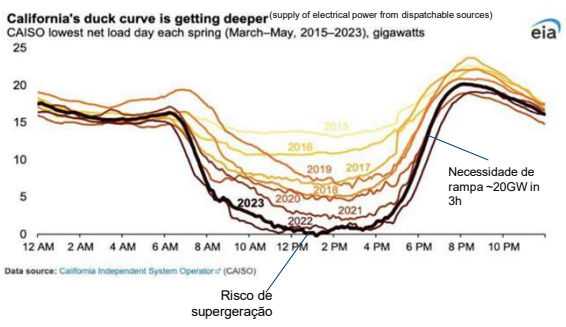
1. Por que o tema é urgente

Demanda de energia e impacto das Energias Renováveis Variáveis (vRES) nos Sistemas de Rede Elétrica

A geração de energia atualmente possui as seguintes características:

- Rampas de carga ingremes: Aumento e diminuição da capacidade despachável de geração
- Picos curtos: Os picos de energia gerada a partir de vRES são mais curtos
- Operação de carga parcial: para compensação da produção de energia de alta volatilidade de fontes de energia variáveis.



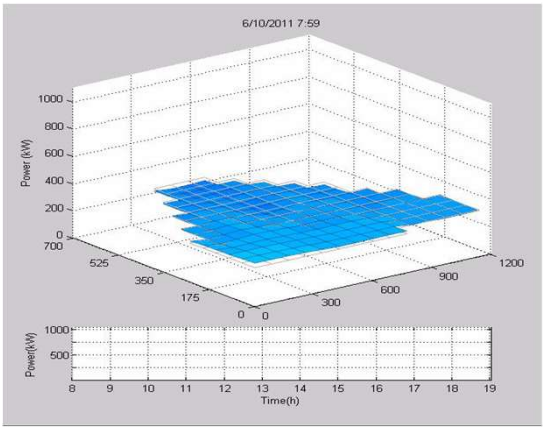


1. Por que o tema é urgente

Demanda de energia e impacto das Energias Renováveis Variáveis (vRES) nos Sistemas de Rede Elétrica

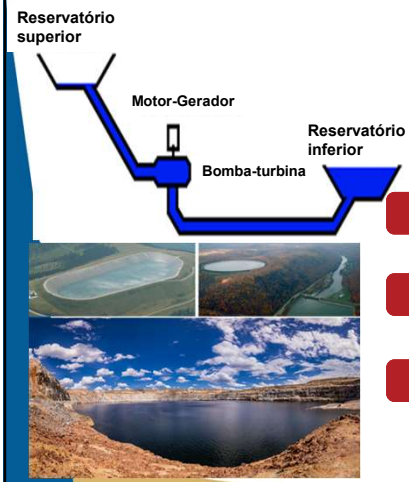
- Picos de energia solar durante o dia (necessidade de carga nivelada)
- Unidades térmicas tem de reduzir geração (perda eficiencia e fadiga dos equipamentos)
- Unidades hidrelétricas tem de parar sua gerãção nos picos de produção
- Energias Renováveis Variáveis não disponíveis durante o horário de pico.
- Vento tem caracteristica sazonal, não pode atender de forma confiável a demanda no pico.
- Energia solar e eólica não conseguiram se complementar para atender aos requisitos de pico levando a:
  - **Geração em excesso = "Curtailment";**
  - **Déficit de geração = Penalização**

As energias eólica e solar não são capazes de fornecer inércia e contribuição de curto-circuito para atender aos requisitos de estabilidade da rede!



2. A "bateria de água"

Armazenamento gravitacional em grande escala, com potência e energia parcialmente desacopladas



1. **BOMBEAR**
   Excedente do sistema eleva água ao reservatório superior.
2. **ARMAZENAR**
   Energia permanece como potencial gravitacional.
3. **TURBINAR**
   Água retorna e gera nos períodos de maior valor sistêmico.

Única opção de grande armazenamento de energia com alta eficiência (> 80 %).

Fator de segurança
- Reserva instantânea reagindo em caso de transientes de rede – fornece estabilidade à rede

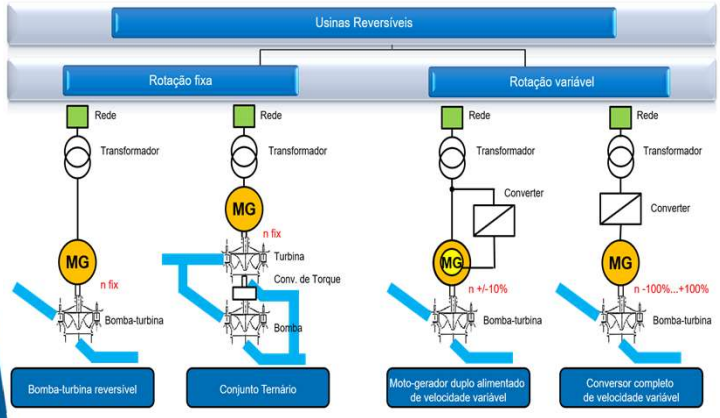
Favorável ao meio ambiente
- Baixa demanda de água doce (reposição de evaporação)
- Redução da operação de carga parcial de usinas termelétricas /Hidroelétricas

Tecnologia de armazenamento mais sustentável
- Off – river (circuito fechado)
- Implementado entre reservatórios existentes ou entre um ou ambos os reservatórios artificiais.
- O curso do rio não é afetado – impactos ambientais são minimos
- Armazenamento fixo pode ser criado – reservatórios artificiais
- Custos civis menores e período de implantação mais rápido
- Longa vida útil: >60 anos, estruturas civis

A UHR não cria energia; ela desloca energia no tempo e agrega flexibilidade, capacidade e serviços de rede.

3. Tecnologia madura, soluções distintas

A configuração deve responder à missão operacional e ao valor esperado para o sistema



ROTAÇÃO FIXA

Solução compacta, madura e econômica.

CONJUNTO TERNÁRIO

Transições rápidas e possibilidade de curto-circuito hidráulico; maior espaço e CAPEX.

ROTAÇÃO VARIÁVEL

Modulação no bombeamento, faixa ampliada e resposta dinâmica; maior complexidade elétrica.

Critério de escolha: queda × faixa operativa × tempo de resposta × serviços × CAPEX × riscos de integração

4. O que os trabalhos do MR.1 acrescentam

O conjunto cobre a jornada completa, da necessidade sistêmica ao empreendimento executável

01 SISTEMA

Flexibilidade, curtailment, inércia e comparação BESS × UHR

02 LOCAIS

GIS, otimização e HERA-S para gerar alternativas

03 ENGENHARIA

Arranjos, geologia, túneis, cavernas e equipamentos

04 RESERVATÓRIOS

Ciclos rápidos, estanqueidade, geomembranas e segurança

05 ECONOMIA

CAPEX, L/H, duração, LCOS e tropicalização

06 SUSTENTABILIDADE

ACV, biodiversidade, aspectos sociais e EROI

07 MERCADO

Outorga, conexão, licenciamento e receitas

08 EXECUÇÃO

De-risking, ECI, cadeia de suprimentos e cronograma

5. Local: o primeiro determinante de valor

A triagem deve integrar topografia, geologia, distância hidráulica, conexão e restrições socioambientais

MAPEAR
MDE, GIS e infraestrutura

FILTRAR
Queda, distância e restrições

OTIMIZAR
Reservatórios e circuito

COMPARAR
CAPEX, impacto e valor sistêmico

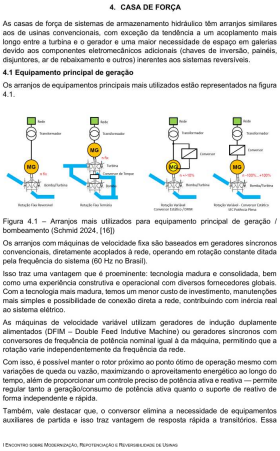
INDICADOR-CHAVE
L/H
Relação comprimento hidráulico/queda orienta custos lineares e eficiência do arranjo.

DISCIPLINA
GEOLOGIA
Incerteza geológica deve ser reduzida cedo, antes de finalizar o layout.

SISTEMA
CONEXÃO
Localização próxima a nós de valor pode reduzir perdas, reforços e custos globais.

6. Engenharia civil: riscos concentrados e administráveis

Grandes quedas favorecem o armazenamento, mas ampliam a relevância de obras subterrâneas



4. CASA DE FORÇA

As casas de força de sistemas de armazenamento hidráulico têm arranjos similares aos de usinas convencionais, com exceção da tendência a um acoplamento mais longo entre a turbina e o gerador e uma maior necessidade de espaço em galerias devido aos componentes eletromecânicos adicionais (chaves de inversão, painéis, disjuntores, ar de rebaixamento e outros) inerentes aos sistemas reversíveis.

4.1 Equipamento principal de geração

Os arranjos de equipamentos principais mais utilizados estão representados na figura 4.1.

Figura 4.1 – Arranjos mais utilizados para equipamento principal de geração / bombeamento (Schmid 2024, [16])

Os arranjos com máquinas de velocidade fixa são baseados em geradores síncronos convencionais, diretamente acoplados à rede, operando em rotação constante ditada pela frequência do sistema (60 Hz no Brasil).

Isso traz uma vantagem que é proeminente: tecnologia madura e consolidada, bem como uma experiência construtiva e operacional com diversos fornecedores globais. Com a tecnologia mais madura, temos um menor custo de investimento, manutenções mais simples e possibilidade de conexão direta a rede, contribuindo com inércia real ao sistema elétrico.

As máquinas de velocidade variável utilizam geradores de indução duplamente alimentados (DFIM – Double Feed Indutive Machine) ou geradores síncronos com conversores de frequência de potência nominal igual à da máquina, permitindo que a rotação varie independentemente da frequência da rede.

Com isso, é possível manter o rotor próximo ao ponto ótimo de operação mesmo com variações de queda ou vazão, maximizando o aproveitamento energético ao longo do tempo, além de proporcionar um controle preciso de potência ativa e reativa — permite regular tanto a geração/consumo de potência ativa quanto o suporte de reativo de forma independente e rápida.

Também, vale destacar que, o conversor elimina a necessidade de equipamentos auxiliares de partida e isso traz vantagem de resposta rápida a transitórios. Essa

I Encontro sobre Modernização, Repotenciação e Reversibilidade de Usinas

- Casa de força frequentemente subterrânea pela submergência requerida em bombeamento
- Fluxo bidirecional exige atenção a transições, vibração, cavitação e transientes
- Túneis e shafts influenciam prazo, CAPEX e risco geológico
- Primeiro enchimento e esvaziamento devem ser controlados e instrumentados
- Método observacional reduz incerteza durante escavação de cavernas

Geologia e sequência construtiva devem entrar no de-risking antes da definição contratual final.

7. Reservatórios e geomembranas

Estanqueidade, deformabilidade, drenagem e ancoragem condicionam segurança e disponibilidade

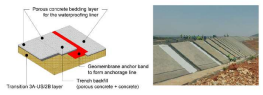


Figura 7 – Reservatório inferior de Pinnapuram. Esquema de valas de ancoragem e faixas de ancoragem geomembrana colocadas nas valas verticais antes da colocação de seu enchimento



Figura 8 – Pinnapuram: instalação da geomembrana sobre uma camada drenante de concreto poroso nas barragens do reservatório inferior (esquerda) e sobre a camada de drenagem geossintética na barragem do reservatório superior (direita).

O sistema de geomembrana adotado na barragem superior substituiu também o revestimento de concreto betuminoso planejado para o canal que conecta os dois reservatórios; as câmaras de carga superior e inferior também foram revestidas com um sistema geomembrana Sibelon®. Os reservatórios superior e inferior foram concluídos em 18 meses, enquanto o canal, e as câmaras de carga foram concluídas em 8 meses. No total, mais de 716.000 m² de revestimento foram instalados.



Figura 9 – Pinnapuram: vista do reservatório inferior, canal, câmaras de carga, e reservatório superior.

SUBSTRATO
Regularidade e compatibilidade mecânica

DRENAGEM
Controle de pressão e água sob o revestimento

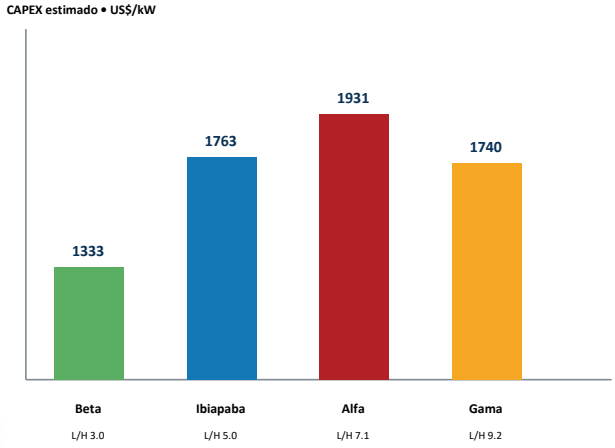
MEMBRANA
Flexibilidade, durabilidade e fadiga

ANCORAGEM
Vento, variações de nível e interfaces

Reservatórios de UHR sofrem ciclos rápidos e frequentes, caraterísticas do reservatorio devem ser avaliadas

8. CAPEX: a geometria importa mais do que médias genéricas

O modelo NREL reproduz tendências, mas precisa de calibração para condições brasileiras



ACHADO 01

FAIXA

Estimativas NREL dos casos: US$ 1.333–1.931/kW.

ACHADO 02

SENSIBILIDADE

L/H, extensão hidráulica e reservatórios alteram fortemente a composição do CAPEX.

PRIORIDADE

TROPICALIZAR

Banco nacional de custos e fatores de localização, tributos, logística e geologia.

9. BESS e UHR: complementaridade por duração e escala

A duração é o fator primário; a potência desloca o ponto de equilíbrio pela economia de escala da UHR

2 h	BESS	Resposta ultrarrápida e baixa restrição locacional
4–6 h	CASO A CASO	Escala, preço de bateria, local e serviços definem
8–24 h	UHR	Vantagem crescente em longa duração e grande escala

Não escolher uma tecnologia por slogan: definir antes potência, duração, rampa, ciclos, localização e serviços.

11. Regulação e modelo de negócios

A tecnologia existe; o gargalo é transformar serviços sistêmicos em receita previsível

OUTORGA	Enquadramento claro para ciclo fechado e demais configurações
CONEXÃO	Tratar bombeamento e geração sem dupla penalização indevida
LICENCIAMENTO	Processo proporcional ao risco e às características do circuito
CONTRATAÇÃO	Produtos por desempenho: MW, duração, rampa e disponibilidade
RECEITAS	Energia + capacidade + serviços ancilares, sem dupla contagem

Projetos de longa maturação precisam de previsibilidade de receita e alocação equilibrada dos riscos de desenvolvimento.

12. Síntese dos principais achados

O painel converge em cinco mensagens para o desenvolvimento brasileiro

1	**NECESSIDADE**	O SIN precisa de potência, flexibilidade, armazenamento e estabilidade.
2	**MATURIDADE**	UHR é tecnologia consolidada; o desafio é adaptar projetos ao contexto brasileiro.
3	**SÍTIO**	Topografia, geologia, L/H, conexão e impacto definem competitividade.
4	**DE-RISKING**	Ferramentas digitais aceleram a triagem; engenharia progressiva reduz incertezas.
5	**MERCADO**	Receita deve reconhecer capacidade, duração, disponibilidade e serviços ancilares.

13. Considerações finais e próximos passos

Transformar potencial em um pipeline qualificado, comparável e financiável

0–12 meses

PRIORIZAR

Serviços-alvo, regiões, filtros e carteira inicial

12–24 meses

REDUZIR INCERTEZAS

Topografia, geologia, conexão, ambiente e conceito eletromecânico

24+ meses

ESTRUTURAR

FEED, licenciamento, contratação, financiamento e cadeia de suprimentos

UHR é infraestrutura de flexibilidade.
O projeto vencedor alinhará valor sistêmico, local, engenharia, sustentabilidade e receita.



Sérgio Gomes

Sales & Marketing Director
ANDRITZ Hydropower Brasil

sergio.gomes@andritz.com
+55 11 97388 9810
Alameda Tocantins, 350, 12º andar
Barueri/SP • 06455-020 • Brasil

CIGB ICOLD CBDB

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS

www.cbdb.org.br | cbdb@cbdb.org.br
+55 21 2286-8674 | +55 21 98096-0609

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE BESS E UHR NO SISTEMA INTERLIGADO NACIONAL: UMA METODOLOGIA DE SELEÇÃO POR ESCALA E TEMPO DE ARMAZENAMENTO

Anaximandro Steckling Müller
Gerente Engenharia Grupo Novapar
Diego David Baptista de Souza
COO Engenharia Grupo Novapar
Liu Ming
Consultor Energia Grupo Novapar
Gabriel Renz da Silva
Coordenador Topografia e Geoprocessamento - Grupo Novapar
Sophia Kallena Borba Claro
Coordenadora Engenharia – Grupo Novapar

RESUMO

O Sistema Interligado Nacional (SIN) passa por transformações estruturais impulsionadas pela rápida expansão das fontes renováveis intermitentes — solar e eólica —, que reduziram progressivamente a capacidade de regularização e flexibilidade operativa historicamente provida pelos reservatórios das usinas hidrelétricas (UHE). O Plano Decenal de Expansão de Energia 2035 (PDE 2035) projeta expansão de pelo menos 100 GW na capacidade instalada do setor elétrico brasileiro até 2035, com a energia solar alcançando 107 GW de capacidade instalada e a participação da fonte hídrica recuando de 54% para 46% da matriz. O Plano Nacional de Energia 2055 (PNE 2055) reconhece explicitamente BESS (*Battery Energy Storage Systems*) e UHR (Usina Hidrelétrica Reversível) como soluções estratégicos para armazenamento de energia e flexibilidade operativa, além de indicar potencial de acréscimo de até 72 GW por meio de aproveitamento hídrico, incluindo implantação, ampliação e modernização de Usinas Hidrelétricas existentes e implantação de UHRs. Nesse contexto, este artigo propõe uma metodologia de análise comparativa entre BESS e UHR com ênfase na relação entre escala de potência (50 MW a 2.000 MW) e tempo de armazenamento (2 a 24 horas), utilizando o LCOS (*Levelized Cost of Storage*) como indicador central. Os resultados geram um mapa de fronteira de competitividade entre as tecnologias para 36 pares de alternativas (6 escalas × 6 durações). Complementarmente, o artigo realiza análise crítica comparando BESS, UHR e as Usinas contratadas no LRCAP 2026 — que totalizou 19,5 GW contratados em março de 2026 — nas dimensões econômica, ambiental e de eficiência sistêmica. O marco regulatório vigente — incluindo a Lei nº 15.269/2025 e a Consulta Pública ANEEL nº 039/2023 [17] — é contextualizado como condicionante determinante do desenvolvimento dessas tecnologias no país.

ABSTRACT

The Brazilian National Interconnected System (SIN) is undergoing structural transformations driven by the rapid expansion of intermittent renewable sources —

solar and wind —, which have progressively reduced the regulation capacity and operational flexibility historically provided by hydroelectric reservoirs. The Decennial Energy Expansion Plan 2035 (PDE 2035) projects an expansion of at least 100 GW in Brazil's installed electricity capacity by 2035, with solar reaching 107 GW and the share of hydropower declining from 54% to 46% of the matrix. The National Energy Plan 2055 (PNE 2055) explicitly recognises BESS (Battery Energy Storage Systems) and PSH (Pumped-Storage Hydropower) as strategic solutions for energy storage and operational flexibility, and indicates a potential of up to 72 GW through hydraulic development — including the construction, expansion and modernisation of existing hydropower plants and new PSH projects. In this context, this paper proposes a comparative analytical methodology between BESS and PSH plants with emphasis on the relationship between power scale (50 MW to 2,000 MW) and storage duration (2 to 24 hours), using the Levelized Cost of Storage (LCOS) as the central indicator. The results generate a competitiveness map for 36 scenario pairs (6 scales × 6 durations). Additionally, the paper presents a critical comparative analysis of BESS, PSH and the thermal power plants contracted in the LRCAP 2026 auctions — totalling 19.5 GW contracted in March 2026 — across economic, environmental and systemic efficiency dimensions. The current regulatory framework — including Law 15,269/2025 and ANEEL Public Consultation 039/2023 — is contextualised as a key enabling condition for the development of these technologies in Brazil.

1. INTRODUÇÃO

A matriz elétrica brasileira atravessa uma transformação estrutural de grandes proporções. Os mais recentes instrumentos de planejamento — o Plano Decenal de Expansão de Energia 2035 (PDE 2035) e o Plano Nacional de Energia 2055 (PNE 2055), elaborados pela Empresa de Pesquisa Energética (EPE [8]) e lançados em consulta pública pelo Ministério de Minas e Energia (MME) em fevereiro de 2026 — quantificam com precisão inédita a magnitude dessas mudanças e reconhecem o armazenamento de energia como elemento estrutural indispensável ao funcionamento futuro do SIN.

O PDE 2035 projeta expansão de mais de 100 GW na capacidade instalada do sistema elétrico brasileiro, elevando de 249 GW para 359 GW em 2035. A capacidade solar total — incluindo a micro e minigeração distribuída (MMGD) — deverá atingir 107 GW, com a MMGD praticamente dobrando de 40 GW para 78 GW. Em contrapartida, a participação da geração hídrica recuará de 54% para 46% da capacidade instalada total, enquanto a expansão hídrica convencional será mais modesta: apenas 4 GW em novas UHEs de grande porte e 6 GW em Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH). O PDE 2035 também prevê a contratação de mais de 6 GW em sistemas de armazenamento ao longo da próxima década, além de 29 mil quilômetros de novas linhas de transmissão [8].

No horizonte de longo prazo, o PNE 2055 projeta que a capacidade instalada do Brasil poderá quintuplicar entre 2025 e 2055, com as energias renováveis podendo responder por até 88% do total. O plano reconhece que o aproveitamento da fonte hidráulica — inclusive por meio das UHRs — poderá acrescentar até 72 GW de capacidade instalada até 2055, e afirma que o armazenamento 'vai desempenhar um

papel fundamental no gerenciamento dos excedentes de energia renovável e no atendimento das necessidades de potência e flexibilidade do SIN, contemplando baterias e UHRs [15].

O presente artigo objetiva preencher essa lacuna, propondo metodologia de análise comparativa entre BESS e UHR com base no LCOS, aplicada a um ponto de conexão específico ao SIN, avaliando 36 pares de alternativas (6 escalas × 6 durações). Complementarmente, realiza análise crítica comparando BESS, UHR e as usinas contratadas no LRCAP 2026 — que totalizou 19,5 GW — nas dimensões econômica, ambiental e de eficiência sistêmica.

2. O SIN E A DEMANDA POR ARMAZENAMENTO

2.1 A Transformação da Matriz Elétrica

Historicamente, a grande participação de UHEs com reservatórios de regularização conferiu ao SIN capacidade de armazenamento intrínseca, postergando a necessidade de tecnologias dedicadas [2]. Duas tendências convergentes alteraram esse quadro: as restrições socioambientais à construção de reservatórios e a forte expansão de solar e eólica, motivadas, dentre outros fatores, por fortes subsídios econômicos. O PDE 2035 quantifica: participação hídrica recuará de 54% para 46% até 2035 na matriz elétrica brasileira. A curva de carga líquida do SIN assume perfil de 'pato' (*duck curve*), com excedentes solares ao meio-dia e rampas elevadas à noite. O próprio PDE 2035 reconhece que a concentração da geração solar no período diurno intensifica riscos de *curtailment* e que a integração de armazenamento será crítica para melhorar a competitividade das plantas solares [8].

2.2 Serviços Demandados pelo SIN

Os serviços que o armazenamento pode prestar ao SIN podem ser classificados em três grupos: (i) serviços elétricos de curta duração — como regulação de frequência, suporte de rampa, controle de tensão — com durações típicas de descarga de até 2 horas; (ii) serviços de otimização operativa de média duração — como deslocamento de carga, atendimento à ponta diária, redução de *curtailment* — com durações entre 4 e 12 horas; e (iii) serviços de regularização de longa duração — arbitragem semanal, mensal e sazonal — com durações superiores a 12 horas. Cada uma dessas classes tem requisitos técnicos distintos, tornando a seleção da tecnologia fortemente dependente do perfil de serviço requerido [3].

2.3 Marco Regulatório: Avanços e Lacunas

A Lei nº 14.120/2021 criou o mecanismo de licitações para reserva de capacidade (LRCAP). Em novembro de 2025, a Lei nº 15.269/2025 modernizou o marco regulatório setorial: estabeleceu as diretrizes para a regulamentação do armazenamento como atividade autônoma; criou incentivos para BESS, incluindo benefícios via REIDI e possibilidade de redução a zero das alíquotas de importação para baterias e seus componentes, e ampliou as responsabilidades da EPE em matéria de armazenamento hidráulico (MME, 2025).

A Consulta Pública ANEEL nº 039/2023 — com 831 contribuições na 1ª fase (out.-dez. 2023) e 652 na 2ª fase (dez. 2024 a jan. 2025) — construiu a Minuta de Resolução Normativa para Sistemas de Armazenamento de Energia (SAE). Para UHRs em ciclo fechado, até o presente momento a ANEEL optou pela outorga de Autorização. Em agosto de 2025, a ANEEL publicou a Nota Técnica Conjunta nº 13/2025, mas divergências entre diretores levaram à suspensão da votação — o processo segue em andamento, estruturado em três ciclos regulatórios progressivos.

3. TECNOLOGIAS DE ARMAZENAMENTO: BESS E UHR

3.1 *Battery Energy Storage Systems* (BESS)

Os sistemas BESS baseiam-se em células eletroquímicas que convertem energia elétrica em energia química durante o carregamento e a geração de energia durante a sua utilização ou descarga. A tecnologia dominante são as baterias de Fosfato de Ferro-Lítio (LFP), que em 2024 representavam 85% das instalações de escala de serviços públicos, graças à combinação de menor custo, maior longevidade e melhor segurança. Sua eficiência de *round-trip* situa-se entre 85% e 95%, com tempos de resposta na ordem de milissegundos e instalação em 12 a 18 meses. O custo total instalado (TIC) dos sistemas BESS alcançou US$ 192/kWh em 2024 — queda de 93% desde 2010, com redução de 38% entre 2023 e 2024 para sistemas de 2 horas e de 32% para sistemas de 4 horas [7]. Entre as limitações relevantes: degradação por ciclos, vida útil de 10 a 20 anos para as células, e custo por kWh crescente com a duração, reduzindo a competitividade para aplicações de longa duração e grande escala.

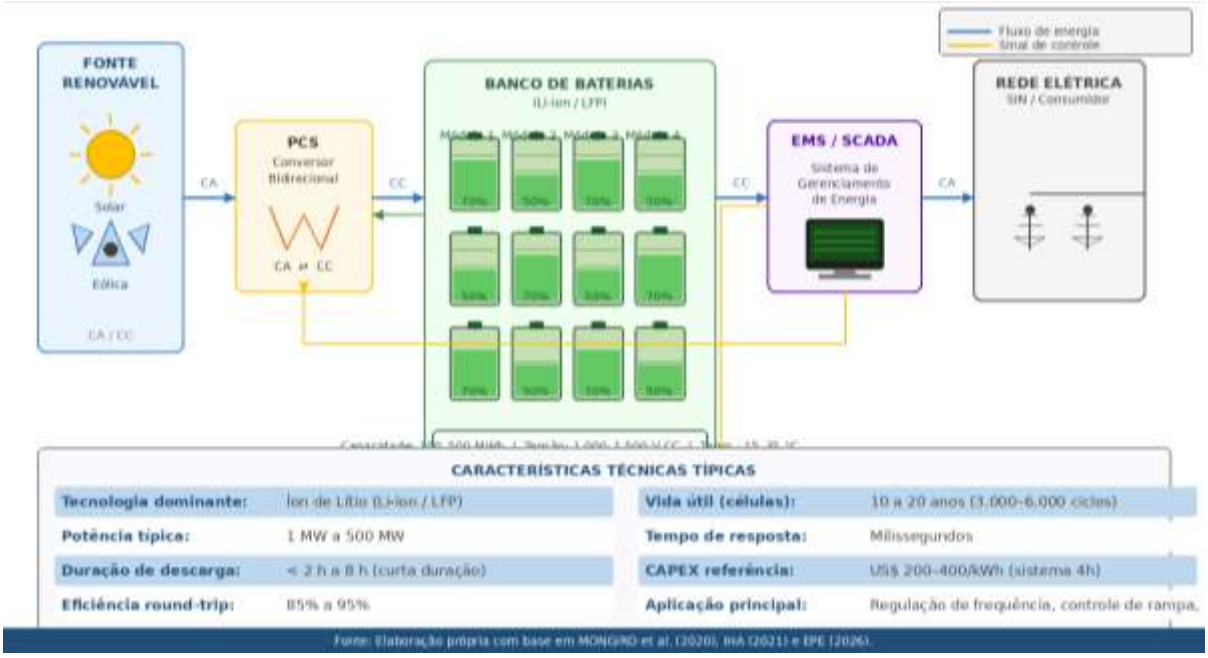


Figura 1 – Esquema de funcionamento de um sistema BESS (Battery Energy Storage System).

3.2 Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR)

As UHRs utilizam sistema turbina-bomba para transferir água entre dois reservatórios em diferentes cotas. No modo bombeamento (*off-peak*), a energia elétrica é armazenada como energia potencial hídrica; no modo turbinamento (*on-peak*), a água retorna gerando eletricidade. O rendimento global situa-se entre 70% e 85%. As UHRs classificam-se por ciclos de armazenamento: horário, diário, semanal, sazonal e plurianual. Vantagens incluem: vida útil acima de 50 anos para infraestrutura civis, capacidade superior a 10 GWh por sítio, economia de escala expressiva e multi-uso do reservatório. O CAPEX é fortemente dependente da tipologia construtiva e das qualidades características do sítio. O NREL [6] ATB 2024 indica, para os EUA, custos de US$ 3.029/kW a mais de US$ 4.000/kW para sítios de menor qualidade; para sistemas com um reservatório existente, os valores caem para US$ 1.730/kW a US$ 3.250/kW. Esses valores americanos são estruturalmente mais altos que os estimados para o Brasil, onde os custos de obras civis tendem a ser inferiores [3, 5, 6]. O presente estudo adota curva de economia de escala calibrada com pontos-âncora do IHA [5] — US$ 2.046/kW (100 MW) e US$ 1.400/kW (1.000 MW) — e projetos recentes da China — US$ 718 a 933/kW para 1.200–1.600 MW (PowerChina, 2023, apud [3]).

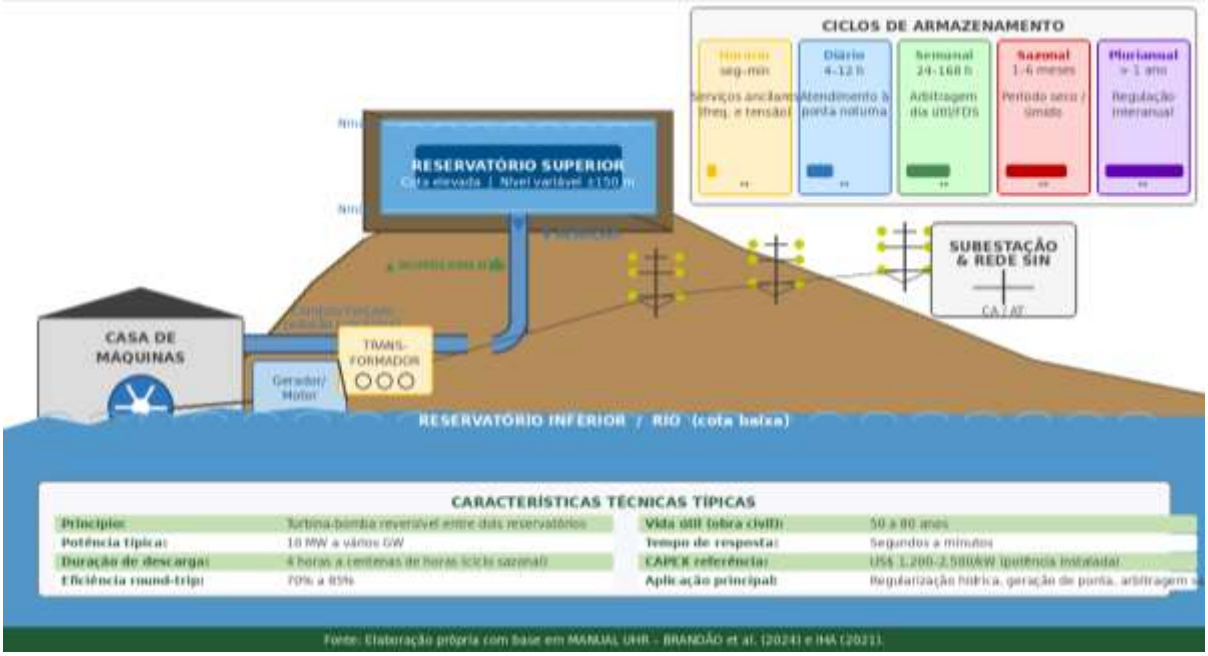


Figura 2 – Esquema de funcionamento de uma Usina Hidrelétrica Reversível (UHR).

3.3 Comparação Qualitativa BESS × UHR

A Tabela 1 compara os principais atributos técnicos e econômicos das duas tecnologias. A fronteira de competitividade é determinada pela escala de potência e pela duração do armazenamento. Para curta duração (≤ 6 h) e menor escala (≤ 100 MW), o BESS tende a ser mais competitivo; para longa duração (> 8 h) e grande escala (> 300 MW), a UHR apresenta vantagem crescente. Nas escalas de 1.000 e 2.000 MW — alinhadas ao PNE 2055 —, a economia de escala da UHR amplia sua vantagem mesmo em durações intermediárias.

Tabela 1 – Comparação técnica: BESS × UHR.

Característica	BESS (Li-ion)	UHR
Duração típica	< 2–8 horas	4 h a centenas de horas
Escala de potência	kW a 500 MW	10 MW a vários GW
Eficiência RT	85–95%	70–85%
Vida útil	10–20 anos (células)	50–80 anos (infraestrutura civil)
Tempo de resposta	Milissegundos	Segundos a minutos
Restrição locacional	Baixa	Média (topografia/água)
Degradação	Moderada a Alta (dependente do número de ciclos)	Muito baixa

Fonte: MONGIRD et al. [4]; IHA [5]; ANSELMO [1]. Elaboração própria.

4. METODOLOGIA DE ANÁLISE COMPARATIVA

4.1 Seleção do Ponto de Conexão ao SIN

Para a aplicação exemplificada, foi selecionado um ponto hipotético no subsistema Nordeste, com: (i) rampas horárias superiores a 500 MW/h nos horários de pico; (ii) *curtailment* médio anual de 8% da geração disponível; (iii) CMO (Custo Marginal de Operação) médio histórico de R$ 180/MWh, com picos superiores a R$ 400/MWh na ponta; e (iv) potencial de sítio para UHR de ciclo diário e semanal com queda superior a 200 m e volume de reservatório compatível com durações de 4 a 24 horas.

4.2 Definição das Alternativas Equivalentes e Matriz de Cenários

O critério de equivalência funcional estabelece que um par BESS × UHR é comparável quando apresenta a mesma potência instalada (MW) e a mesma energia disponível (MWh). A Tabela 2 apresenta a matriz de cenários: 6 escalas de potência (50, 100, 300, 500, 1.000 e 2.000 MW) × 6 durações (2, 4, 6, 8, 12 e 24 horas) = 36 pares de alternativas. A inclusão das escalas de 1.000 MW e 2.000 MW é diferencial metodológico relevante deste estudo, pois é precisamente nessa faixa que a economia de escala da UHR se manifesta com maior expressão.

Tabela 2 – Matriz de cenários: escala (MW) × duração (horas). Energia em MWh.

MW \ Horas	2 h	4 h	6 h	8 h	12 h	24 h
50	100	200	300	400	600	1.200
100	200	400	600	800	1.200	2.400
300	600	1.200	1.800	2.400	3.600	7.200
500	1.000	2.000	3.000	4.000	6.000	12.000
1.000	2.000	4.000	6.000	8.000	12.000	24.000
2.000	4.000	8.000	12.000	16.000	24.000	48.000

Fonte: Elaboração própria.

4.3 O Indicador LCOS

O *Levelized Cost of Storage* (LCOS) representa o custo unitário médio de armazenamento ao longo da vida útil (R$/MWh entregue), incorporando CAPEX,

OPEX, custo de energia de carregamento, eficiência de *round-trip* e degradação, todos trazidos a valor presente:

LCOS = [CAPEX + VP(OPEX) + VP(Ecarg)] / VP(Eentregue)

A Tabela 3 sintetiza os parâmetros adotados no cálculo do LCOS. Destaca-se a distinção fundamental de vida útil: 20 anos para BESS (com reposição de módulos) versus 50 anos para UHR — fator determinante nos resultados para aplicações de longa duração.

Tabela 3 – Parâmetros adotados para cálculo do LCOS.

Parâmetro	BESS (Li-ion)	UHR
CAPEX (energia)	US$ 192/kWh [7]	—
CAPEX (potência)	US$ 180/kW	US$ 2.500/kW a US$ 1.100/kW
Custo de Reposição de Módulos (% do CAPEX de Energia)	20 %	
Reposição dos Módulos (ano)	10	
OPEX anual	US$ 10/kW.ano	US$ 15/kW.ano
Vida útil (referência)	20 anos	50 anos
Eficiência round-trip	90%	78%
Taxa desconto (real)	8% a.a.	8% a.a.
Câmbio US$/R$	R$ 5,00/US$	R$ 5,00/US$
Custo carregamento	R$ 180/MWh (CMO)	R$ 180/MWh (CMO)
Ciclos anuais	300 ciclos/ano	300 ciclos/ano
Degradação anual	2% ao ano	Desprezível

Fontes: MONGIRD et al. [4]; IHA [5]; EPE [8]; ANSELMO [1].

Nota: ciclos anuais padronizados em 300 para ambas as tecnologias.

4.4 Mapa de Competitividade e Análise de Sensibilidade

A partir dos 36 pares LCOS_BESS vs. LCOS_UHR, construiu-se o mapa de fronteira de competitividade: uma matriz bidimensional (MW × horas) que indica qual tecnologia apresenta menor LCOS em cada combinação. O *breakeven* de duração identifica, para cada escala, a partir de quantas horas a UHR torna-se mais econômica. A análise de sensibilidade examina variações de ±20% a 40% no CAPEX de BESS (refletindo a tendência de queda), ±20% no CAPEX de UHR e taxas de desconto entre 6% e 12% a.a.

5. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA E RESULTADOS OBTIDOS

5.1 Fronteira de Competitividade BESS × UHR

A incorporação da economia de escala no CAPEX da UHR — variando de US$ 2.500/kW (50 MW) a US$ 1.100/kW (2.000 MW), calibrada com pontos-âncora do IHA [5] e projetos recentes da China (PowerChina, 2023, apud [3]) — combinada ao CAPEX de BESS de US$ 192/kWh [7] revela duas conclusões. Primeira, a duração é

o fator primário de competitividade, e que determina em todas as escalas se BESS ou UHR é mais econômico. Segunda, a potência instalada é o fator modulador: desloca o *breakeven* de duração via economia de escala da UHR.

O LCOS do BESS situa-se em: R$ 945/MWh (2h), R$ 840/MWh (4h), R$ 805/MWh (6h), R$ 788/MWh (8h), R$ 770/MWh (12h) e R$ 753/MWh (24h) — constante por escala, pois o custo unitário é essencialmente linear em potência e energia. O LCOS da UHR, por sua vez, decresce expressivamente com a escala graças à economia de escala em obras civis: para 8 horas, varia de R$ 701/MWh (50 MW) a R$ 455/MWh (2.000 MW), uma redução de 35% — valores que incorporam o custo de bombeamento (CMO de R$ 180/MWh) e adotam câmbio de R$ 5,00/US$ e 300 ciclos anuais para ambas as tecnologias.

Para curta duração (2 horas): o BESS é mais competitivo em todas as escalas (R$ 1.042/MWh vs. R$ 1.129 – 2.113/MWh da UHR). Para 4 horas: o BESS ainda lidera na maioria das escalas, mas a UHR de 2.000 MW atinge R$ 680/MWh, com vantagem expressiva sobre o BESS (R$ 840/MWh). Para 8 horas: a UHR supera o BESS em todas as escalas analisadas — de R$ 701/MWh (50 MW) a R$ 455/MWh (2.000 MW) —, frente ao BESS constante em R$ 788/MWh. Para 12 e 24 horas: a UHR apresenta vantagem ainda mais pronunciada em todas as escalas, com LCOS de R$ 380 a R$ 544/MWh (12h) e R$ 306 a R$ 388/MWh (24h), frente ao BESS constante de R$ 770 e R$ 753/MWh, respectivamente.

O *breakeven* de duração — ponto a partir do qual a UHR se torna mais competitiva que o BESS — situa-se em: ≈6,8h para 50 MW; ≈5,5h para 100 MW; ≈4,7h para 300 MW; ≈4,1h para 500 MW; ≈3,8h para 1.000 MW; e ≈3,1h para 2.000 MW. Para durações superiores a 8 horas, a UHR apresenta vantagem clara em todas as escalas, com LCOS de R$ 380 a R$ 544/MWh (12h) e R$ 306 a R$ 388/MWh (24h), frente ao BESS constante de R$ 770/MWh e R$ 753/MWh, respectivamente. Para 2.000 MW / 24h, o armazenamento total de 48.000 MWh é da ordem de grandeza de grandes reservatórios hídricos existentes, ilustrando a singularidade da UHR como tecnologia de larga escala.

A Tabela 4 apresenta o resumo dos resultados.

Tabela 4 – Resumo dos Resultados da Comparação entre BESS e UHR.

Duração	BESS (Todas as Escalas)	UHR (50–2.000 MW)	Tecnologia mais competitiva
2h	R$ 1.042/MWh	R$ 1.129– 2.113/MWh	BESS
4h*	R$ 840/MWh*	R$ 680– 1.020/MWh*	BESS (maioria) / UHR (2.000 MW)*
6h	R$ 805/MWh	(intermediário)	Breakeven
8h	R$ 788/MWh	R$ 455– 701/MWh	UHR
12h	R$ 770/MWh	R$ 380– 544/MWh	UHR
24h	R$ 753/MWh	R$ 306– 388/MWh	UHR

* Nota: para 4 horas: o BESS ainda lidera na maioria das escalas, mas a UHR de 2.000 MW atinge R$ 680/MWh, com vantagem sobre o BESS (R$ 840/MWh)

5.2 Análise de Sensibilidade

A análise de sensibilidade considera três dimensões principais. Para o CAPEX de BESS: a trajetória de redução de custos projetada para 2030 (US$ 140/kWh, conforme projeções IRENA/BloombergNEF) deslocaria o *breakeven* para ≈9,8h (50 MW), ≈8,2h (100 MW), ≈7,1h (300 MW), ≈6,3h (500 MW), ≈5,7h (1.000 MW) e ≈4,6h (2.000 MW). Mesmo nesse cenário prospectivo, a UHR mantém vantagem clara acima de 7 a 8 horas para escalas de 500 MW ou mais, reforçando sua relevância estratégica no longo prazo. Para a taxa de desconto: o aumento de 8% para 12% a.a. eleva o LCOS da UHR em 25 a 35% (mais sensível pelo maior CAPEX inicial) e o do BESS em 15 a 20%, estreitando, mas não invertendo, a vantagem da UHR em durações superiores ao *breakeven*. Para o CMO: seu impacto é simétrico entre as tecnologias — CMO baixo (R$ 80/MWh, cenário de excedente renovável) reduz o LCOS de ambas em aproximadamente R$ 80/MWh em 8h, ampliando a atratividade geral do armazenamento frente às UTEs (Usinas termelétricas).

6. ANÁLISE CRÍTICA: BESS, UHR E TERMELÉTRICAS DOS LEILÕES DE RESERVA DE CAPACIDADE DE 2026

Em março de 2026, o Brasil realizou dois Leilões de Reserva de Capacidade na Forma de Potência (LRCAP), estruturados pelo Ministério de Minas e Energia (MME) em certames distintos conforme a fonte de geração, com coordenação da ANEEL e operacionalização da CCEE. Os dois leilões responderam à urgência de contratar potência firme e flexível para cobrir o déficit de capacidade do SIN no horizonte 2026 – 2031, e juntos configuraram o maior ciclo de contratação de reserva de capacidade da história do setor elétrico brasileiro [7].

O 2º LRCAP, realizado em 18 de março de 2026, foi destinado à contratação de UTEs a gás natural (novas e existentes), UTEs a carvão mineral e ampliações de UHEs existentes. O 3º LRCAP, realizado em 20 de março de 2026, complementou o anterior com a contratação de UTEs a óleo combustível, óleo diesel e biodiesel. Cada certame apresentou perfil técnico, econômico e ambiental distinto, o que justifica a análise diferenciada apresentada neste capítulo [9, 10, 13].

6.1 O 2º LRCAP: Gás Natural, Carvão Mineral e Ampliação de UHEs

6.1.1 Resultados e Configuração da Contratação

O 2º LRCAP negociou 8 produtos ao longo de sete rodadas, abrangendo empreendimentos termelétricos novos e existentes e ampliações de hidrelétricas, com datas de início de suprimento escalonadas entre 2026 e 2031. A contratação totalizou 18.977 MW de potência, com investimentos estimados em R$ 64,5 bilhões e receita fixa total de R$ 39 bilhões para os vencedores, implicando economia estimada de R$ 33,64 bilhões frente aos preços-teto (deságio médio de 5,52%) [9].

A Tabela 5 apresenta os resultados por produto do 2º LRCAP.

Tabela 5 – Resultados por produto: 2º LRCAP 2026 (Gás Natural, Carvão e UHE).

Produto	Tipo	Fonte(s) contratada(s)	Deságio médio	Rec. fixa média (R$ MM/MW.ano)
2026	Existente	Gás natural (Sudeste)	2,2%	1,719
2027	Existente	Gás natural + carvão	0,3%	1,820
2028	Nova	Gás natural + biometano (51 proj.)	8,2%	2,456
2028	Existente	Gás natural	0,0%	1,856
2029	Nova	Gás natural (22 proj.)	3,7%	2,622
2029	Existente	Gás natural	0,0%	2,041
2030	UHE	Expansão de hidrelétricas (4 proj.)	0,9%	1,392
2031	Nova	Gás natural + carvão	16,9%	2,209
2031	Existente	Gás natural + carvão	0,0%	1,706
2031	UHE	Expansão de hidrelétricas (1 proj.)	1,4%	1,400

Fontes: ANEEL; CCEE; MME (2026a); MERCURIO PARTNERS (2026). Elaboração própria.

6.1.2 Aspectos Relevantes do 2º LRCAP

Três aspectos do 2º LRCAP merecem destaque na comparação com BESS e UHR. Primeiro, o baixo deságio médio (5,52%) — reflexo de mercado com baixa competição frente à ampla oferta cadastrada (330 projetos, 120 GW) — indica que os preços efetivamente contratados ficaram próximos aos tetos estabelecidos pelo MME, especialmente para usinas existentes (deságio zero a partir de 2028). Segundo, a expansão de UHEs aparece como componente relevante: 2,502 GW de ampliações hidrelétricas foram contratados sem concorrência termelétrica no produto 2030 — sendo a Copel a maior vencedora, com 1,86 GW para ampliar as usinas de Foz da Areia e Segredo (PR) — sinalizando a competitividade das soluções hídricas no contexto de leilão de capacidade. Terceiro, o salto mais expressivo de incorporação de capacidade ocorre em 2028, quando mais de 7.300 MW são adicionados ao sistema, reflexo da grande quantidade de termelétricas novas contratadas para essa data.

6.2 O 3º LRCAP: Óleo Combustível, Diesel e Biodiesel

6.2.1 Resultados e Configuração da Contratação

O 3º LRCAP, realizado em 20 de março de 2026, apresentou perfil radicalmente diferente do certame anterior: menor escala (501,3 MW em seis projetos), maior deságio médio (50,14%, com economia estimada de R$ 1,83 bilhão) e composição exclusiva de usinas existentes — sem previsão de novos investimentos relevantes [9, 13].

6.2.2 Aspectos Relevantes do 3º LRCAP

O 3º LRCAP apresenta características técnicas e econômicas substancialmente distintas do 2º. A alta competitividade (deságio de 50%) reflete o caráter de usinas existentes — sem necessidade de novos investimentos —, com custos de capital já

amortizados. Isso posiciona estas usinas como solução de custo fixo reduzido para despachos eventuais de ponta, ainda que com elevado custo variável de combustível (óleo combustível e diesel têm CVU típico de R$ 800 a R$ 1.200/MWh, entre os mais altos do parque térmico). O produto POTT-2030 a biodiesel merece análise específica: os contratos de 10 anos e o perfil renovável do combustível conferem maior alinhamento ambiental, com emissões de CO_2 do biodiesel significativamente menores que as do diesel convencional (redução estimada de 60% a 80% nas emissões de ciclo de vida, dependendo da matéria-prima) e perspectiva de contribuição para a cadeia de biocombustíveis no Brasil. Contudo, o volume de 98,4 MW é modesto e o prazo de entrega (2030) indica que este produto é mais uma sinalização de política energética do que uma solução de escala para o SIN.

6.3 Análise Econômica Comparativa: Dois Leilões × BESS × UHR

A análise econômica dos dois leilões revela perfis de custo distintos, que permitem uma comparação com BESS e UHR. Convertendo os preços de capacidade de cada leilão em LCOS equivalente, adotando fatores de capacidade médios diferenciados por função (25% para termelétricas de reserva de pico; 55% para ampliações de UHE; 15% para UTEs de emergência a óleo) e CVUs representativos —, obtêm-se os intervalos de custo total por MWh efetivamente entregue apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Comparação de custo: 2º LRCAP (UTEs e Amp. UHE separados), 3º LRCAP, BESS e UHR.

Indicador	2º LRCAP – UTEs (Gás/Carvão)	2º LRCAP – Amp. UHE	3º LRCAP (Óleo/Biodiesel)	BESS (curta dur.)	UHR (longa dur.)
Potência contratada	16.700 MW	2.502 MW	501 MW	—	—
Rec. fixa / CAPEX anualizado	R$ 1,7–2,6 MM/MW.ano	R$ 1,4 MM/MW.ano	R$ 0,79–0,90 MM/MW.ano	R$ 0,6–1,2 MM/MW.ano	R$ 0,4–0,9 MM/MW.ano
CVU típico (combustível)	R$ 350–500/MWh (gás)	Nenhum (hídrico)	R$ 800–1.200/MWh (óleo/diesel)	CMO (excedente)	CMO (excedente)
LCOS equiv. (R$/MWh entregue)	R$ 1.250–1.800 (FC≈25%)	R$ 290–310 (FC≈55%)	R$ 2.000–3.500 (FC≈15%)	R$ 1042–788 (2–8 h)	R$ 306–701 (6–24 h)
Risco combustível	Alto (GNL/carvão)	Disponibilidade Hidrológica	Muito alto (óleo) / Baixo (bio)	Nenhum	Nenhum
Horizonte contratual	10–15 anos	15 anos	3–10 anos	—	—

Fontes: ANEEL; CCEE; MME (2026a); MERCURIO PARTNERS (2026); MONGIRD et al. (2020); IHA [5]. Elaboração própria.

A comparação evidencia que as UTEs do 3º LRCAP (óleo e diesel) apresentam o maior custo total por MWh entregue de toda a análise — com LCOS equivalente que pode superar R$ 3.500/MWh em situações de despacho frequente —, reflexo do elevadíssimo CVU dos combustíveis líquidos. Essas usinas são economicamente justificáveis apenas como última instância de reserva, com fatores de capacidade

muito baixos. A separação do 2º LRCAP em suas duas categorias — UTEs a gás/carvão e ampliações de UHE — revela perfis de custo radicalmente distintos: enquanto as termelétricas apresentam LCOS equivalente de R$ 1.250–1.800/MWh (FC ≈ 25%), as ampliações de UHE atingem LCOS de apenas R$ 290–310/MWh (FC ≈ 55%), calculado com base na receita fixa contratada de R$ 1,4 MM/MW.ano e sem qualquer CVU de combustível. Esses valores confirmam que o LCOS das ampliações de UHE contratadas no produto 2030/2031 do 2º LRCAP é equivalente — e em muitos casos inferior — ao LCOS das UHRs novas (R$ 220–520/MWh, conforme Tabela 6), especialmente nas escalas de maior potência. Em contraste, as expansões de UHE contratadas no produto 2030 do 2º LRCAP apresentam a estrutura de custo mais próxima à da UHR entre todas as alternativas analisadas: receita fixa de R$ 1.392.000 a 1.400.000/MW.ano, sem CVU de combustível e com vida útil de 50 a 100 anos. Isso reforça o argumento de que soluções hídricas — sejam UHEs expandidas ou UHRs novas — são economicamente superiores a UTEs a gás e óleo quando considerado o ciclo de vida completo.

6.4 Análise Ambiental Comparativa

O perfil ambiental dos dois leilões difere substancialmente entre si e em relação às alternativas de armazenamento. A Tabela 7 compara as emissões de CO_2eq por MWh gerado para cada categoria contratada.

Tabela 7 – Emissões de CO_2eq: fontes contratadas nos LRCAPs e tecnologias de armazenamento.

Tecnologia / Fonte	Emiss. operac. ($kgCO_2eq/MWh$)	Emiss. ciclo vida ($kgCO_2/MWh$)	Lock-in carbono	Alinhamento PNTE/NDC*
UTE Gás Natural (2º LRCAP)	~490	490–550	10–15 anos	Baixo
UTE Carvão (2º LRCAP)	>900	900–1.100	10–15 anos	Muito baixo
Expansão UHE (2º LRCAP, prod. 2030/31)	~0 (operação)	4–30	Nenhum	Alto
UTE Óleo/Diesel (3º LRCAP)	650–750	700–800	3 anos	Muito baixo
UTE Biodiesel (3º LRCAP, prod. 2030)	~120–200	150–300	10 anos	Médio
BESS (Li-ion)	~0 (operação)	20–80	Nenhum	Alto
UHR	~0 (operação)	4–30	Nenhum	Alto

Fontes: IPCC (2022); IEMA (2026); IHA [5]; ANEEL; CCEE; MME (2026a). Elaboração própria.

* Nota: PNTE – Política Nacional de Transição Energética ; NDC - Contribuição Nacionalmente Determinada é o plano de ação climática de cada país sob o Acordo de Paris para reduzir emissões de gases de efeito estufa (GEE) e combater o aquecimento global

A análise ambiental diferenciada revela um espectro amplo dentro dos próprios leilões. No extremo mais poluente, as UTEs a carvão (2º LRCAP) emitem mais de 900 $kgCO_2eq/MWh$ — valor que supera em cerca de 85% as emissões do gás natural. As UTEs a óleo/diesel (3º LRCAP) situam-se entre 650 e 750 $kgCO_2eq/MWh$. No polo

oposto, as expansões de UHEs (2º LRCAP) apresentam emissões de ciclo de vida de apenas 4 a 30 kgCO_2eq/MWh, comparáveis às da UHRs e muito inferiores à média das termelétricas. O biodiesel (3º LRCAP) ocupa posição intermediária: as emissões operacionais são significativamente menores que as do diesel convencional (redução de 60 a 80% dependendo da matéria-prima), mas o ciclo de vida completo — incluindo a produção do biocombustível — ainda resulta em emissões relevantes. A distinção de *lock-in* de carbono também é importante: os contratos de apenas 3 anos das UTEs a óleo/diesel do 3º LRCAP implicam menor comprometimento de longo prazo do que os contratos de 10 a 15 anos das UTEs do 2º LRCAP, embora o impacto tarifário e o risco de recontratação persistam.

6.5 Análise de Eficiência Sistêmica

Em termos de eficiência sistêmica, os dois leilões também apresentam perfis distintos. A Tabela 8 compara os critérios operativos das principais categorias contratadas frente às alternativas de armazenamento.

Tabela 8 – Eficiência sistêmica: fontes dos LRCAPs, BESS e UHR.

Critério	UTE Gás (2º LRCAP)	UTE Óleo/Bio (3º LRCAP)	Exp. UHE (2º LRCAP)	BESS	UHR	UHR nova vs. Exp. UHE
Tempo de resposta	20–60 min	20–90 min	s a min.	<100 ms	s a min.	similar
Absorção excedentes	Nenhuma	Nenhuma	Nenhuma	Alta	Alta	UHR superior
Efic. energética	35–55% (térm.)	25–40% (térm.)	85%+ (hídrico)	85–95% RT	70–85% RT	similar
Flexibilidade mínima	Exigida (Fator A)	Exigida	Limitada	Alta	Alta	UHR superior
Regularização sazonal	Nenhuma	Nenhuma	Parcial	Nenhuma	Excelente	UHR superior
Depend. fóssil	Total (gás)	Total (óleo/bio)	Nenhuma	Nenhuma	Nenhuma	equivalente

Fonte: Elaboração própria com base em BRANDÃO et al. (2024); MONGIRD et al. (2020); ANEEL; CCEE; MME (2026a).

Um elemento sistêmico diferenciador do 2º LRCAP foi a exigência de flexibilidade mínima por meio do 'Fator A' — parâmetro introduzido na métrica de competição que incorpora penalizações para usinas menos flexíveis. Esse mecanismo sinaliza a valorização do sistema por velocidade de rampa e capacidade de partida rápida, atributos em que BESS é claramente superior a qualquer termelétrica. As expansões de UHE, por sua vez, podem contribuir com regularização hídrica adicional, mas não prestam serviços de regulação de frequência ou rampas rápidas com a mesma eficiência que BESS e UHR modernas com equipamentos de velocidade variável.

6.6 Síntese Crítica: Complementaridade e Transição

A análise conjunta dos dois leilões e sua comparação com BESS e UHR permite quatro conclusões críticas.

Primeira: os leilões de 2026 configuram um espectro amplo de soluções — das UTEs a carvão (altamente poluentes e com elevado aprisionamento e pegada de carbono) às expansões de UHE (de baixíssimo impacto ambiental) e ao biodiesel (solução renovável de médio prazo) —, o que impede uma caracterização homogênea do LRCAP 2026. A análise deve ser feita por categoria de empreendimento, não pelo certame como um todo.

Segunda: do ponto de vista econômico, o 3º LRCAP (óleo e diesel) apresenta o custo por MWh entregue mais elevado do conjunto analisado — muito superior a BESS, UHR e mesmo às UTEs a gás do 2º LRCAP —, sendo justificável apenas como solução emergencial de última instância. Sua contratação de apenas 501 MW, com contratos de 3 anos e deságio de 50% é coerente com esse papel residual e de curto prazo. Em contraste, as expansões de UHE do 2º LRCAP apresentam a estrutura de custo mais próxima à de BESS e UHR: sem CVU de combustível, com longa vida útil e alinhamento ambiental elevado — embora sem a capacidade de absorção de excedentes renováveis que distingue BESS e UHR.

Terceira: do ponto de vista ambiental, a presença de UTEs a carvão (despacho previsto até 2031 com contratos de 10 a 15 anos) representa o elemento de maior preocupação climática do conjunto. O biodiesel do 3º LRCAP, em sentido inverso, é a única fonte fóssil/renovável contratada com trajetória de redução de emissões relevante. BESS e UHR permanecem, isoladamente, as únicas tecnologias com pleno alinhamento às NDCs, PNTE e ao PNE 2055.

Quarta: os dois leilões podem ser compreendidos, de certa forma, como uma tentativa de resposta urgente a um déficit de flexibilidade real do SIN. BESS e UHR são as alternativas estruturais de longo prazo para substituir progressivamente esse parque termelétrico, mas demandam ainda algum tempo de maturação regulatória (CP 039/2023 e Lei 15.269/2025) e desenvolvimento de projetos para operar em escala. A velocidade dessa substituição determinará em que medida o Brasil poderá cumprir seus compromissos climáticos sem comprometer a segurança de suprimento e buscar a modicidade tarifária.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este artigo apresentou uma análise comparativa entre sistemas de armazenamento por baterias (BESS) usinas hidrelétricas reversíveis (UHR) no contexto do Sistema Interligado Nacional (SIN), com ênfase na escala de potência (50 MW a 2.000 MW) e na duração do armazenamento (2 a 24 horas). Os principais resultados indicam que:

(i) BESS e UHR configuram tecnologias essencialmente complementares, cuja a escolha entre elas depende da escala de potência requerida, da duração do armazenamento e condições locais de implantação. Assim uma estratégia eficaz para

inserção de armazenamento no SIN deverá considerar a combinação coordenada e estratégica entre ambas as soluções.

(ii) A duração constitui o principal fator de competitividade entre as tecnologias sendo determinante em todas as escalas analisadas, enquanto a potência instalada atua como fator modulador por meio das economias de escala associadas às UHRs. O ponto de equilíbrio (*breakeven) entre as tecnologias ocorre em aproximadamente* 6,8h (50 MW), 5,5h (100 MW), 4,7h (300 MW), 4,1h (500 MW), 3,8h (1.000 MW) e 3,1h (2.000 MW). O LCOS do BESS é R$ 788/MWh em 8h independentemente da escala, enquanto o LCOS da UHR decresce de R$ 701/MWh (50 MW / 8h) a R$ 455/MWh (2.000 MW / 8h) refletindo o efeito das economias de escala associadas às obras civis. Para durações superiores a 8 horas, a UHR apresenta vantagem econômica consistente em todas as escalas relevantes para o planejamento do SIN.

(iii) O LCOS, quando parametrizado para o ciclo de vida completo, fornece indicador robusto para o planejamento. A distinção de vida útil — 20 anos para BESS vs. 50 anos (ou mais) para UHR — é fator determinante.

(iv) Os dois Leilões de Reserva de Capacidade realizados em 2026 — o 2º LRCAP (18 de março, 18.977 MW em gás, carvão e UHE) e o 3º LRCAP (20 demarço, 501 MW em óleo, diesel e biodiesel) — não constituem um bloco homogêneo. As expansões de UHE contratadas no 2º LRCAP (2.502 MW) têm perfil econômico e ambiental próximo ao de novas UHRs; o biodiesel do 3º LRCAP é a única fonte com trajetória de redução de emissões relevante; as UTEs a carvão representam o maior risco de aprisionamento de carbono. O conjunto deveria ser entendido como solução de transição para cobrir o déficit de flexibilidade dos próximos 5 a 10 anos, com substituição progressiva por BESS e UHR à medida que o arcabouço regulatório se consolida.

(v) A Lei nº 15.269/2025 e a Consulta Pública 039/2023 da ANEEL representam avanços regulatórios relevantes, mas a consolidação do arcabouço normativo — incluindo mecanismos de remuneração específicos para UHRs — é condição necessária para viabilizar o potencial de armazenamento mapeado no Brasil.

Como recomendações para estudos futuros: (i) aplicação da metodologia a múltiplos pontos de conexão ao SIN, gerando atlas de competitividade geoespacialmente referenciado; (ii) incorporação de modelos de planejamento da expansão para capturar benefícios indiretos do armazenamento; (iii) desenvolvimento de metodologia de empilhamento de receitas para BESS e UHRs; e (iv) análise do potencial de aproveitamento de reservatórios de UHEs existentes como reservatório inferior de novas UHRs.

PALAVRAS-CHAVE

Armazenamento de energia; Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR); Baterias (BESS); LCOS; Sistema Interligado Nacional; LRCAP 2026; Lei 15.269/2025.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ANSELMO, A.H. (2025) – “As UHRs como Alternativa de Armazenamento: Estudo Comparativo com Análise do LCOS”, ABRAPCH, Brasília.

[2] CASTRO, N.J.; BRANDÃO, R.; CATÓLICO, A.C. (2018) – “UHRs — um novo negócio?”, GESEL, Texto de Discussão do Setor Elétrico n. 78, Rio de Janeiro.

[3] BRANDÃO, R. et al. (2024) – “Manual de Inventário de Usinas Hidrelétricas Reversíveis”, GESEL/UFRJ, Rio de Janeiro.

[4] MONGIRD, K. et al. (2020) – “2020 Grid Energy Storage Technology Cost and Performance Assessment”, Pacific Northwest National Laboratory, DOE/PA-0204, Richland.

[5] IHA — INTERNATIONAL HYDROPOWER ASSOCIATION (2021) – “Pumped Storage Hydropower Capabilities and Costs”, International Forum on Pumped Storage Hydropower, London.

[6] NREL — NATIONAL RENEWABLE ENERGY LABORATORY (2024) – “Annual Technology Baseline 2024: Pumped Storage Hydropower”, NREL, Golden. Disponível em: https://atb.nrel.gov/electricity/2024/pumped_storage_hydropower.Acesso em: maio 2026.

[7] IRENA — INTERNATIONAL RENEWABLE ENERGY AGENCY (2025) – “Renewable Power Generation Costs in 2024”, IRENA, Abu Dhabi.

[8] EPE — EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2026) – “Plano Decenal de Expansão de Energia 2035 (PDE 2035)”, EPE/MME, Brasília.

[9] ANEEL; CCEE; MME (2026a) – “2º Leilão de Reserva de Capacidade (LRCAP) de 2026 — Gás Natural, Carvão Mineral e UHE”, resultado oficial, ANEEL, Brasília, 18 mar. 2026.

[10] MERCURIO PARTNERS (2026) – “LRCAP 2026: análise dos resultados do 2º Leilão de Reserva de Capacidade”, São Paulo, mar. 2026.

[11] IPCC — INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE (2022) – “AR6 Climate Change 2022: Mitigation of Climate Change”, Cambridge University Press, Cambridge.

[12] IEMA — INSTITUTO DE ENERGIA E MEIO AMBIENTE (2026) – “Análise do LRCAP de 2026: implicações técnicas, econômicas e ambientais”, Boletim n. 5, São Paulo, mar. 2026.

[13] ANEEL; CCEE; MME (2026b) – “3º Leilão de Reserva de Capacidade (LRCAP) de 2026 — Óleo Combustível, Óleo Diesel e Biodiesel”, resultado oficial, ANEEL, Brasília, 20 mar. 2026.

[14] CESCON BARRIEU (2026) – “LRCAP 2026: Resultados, Controvérsias e Análise pelo TCU”, Centro de Inteligência Jurídica, São Paulo, mar. 2026.

[15] EPE — EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2026) – “Plano Nacional de Energia 2055 (PNE 2055): cenários energéticos”, EPE/MME, Brasília.

[16] BRASIL (2025) – “Lei n. 15.269, de 24 de novembro de 2025: moderniza o marco regulatório do setor elétrico e estabelece diretrizes para o armazenamento de energia elétrica”, Diário Oficial da União, Brasília, 25 nov. 2025.

[17] ANEEL — AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (2025) – “Nota Técnica Conjunta n. 13/2025-SGM-SCE-STD-STE-STR-SFT/ANEEL: análise das contribuições da 2ª fase da CP 039/2023”, ANEEL, Brasília, ago. 2025.

[18] HUNT, J.D. et al. (2018) – “A review of seasonal pumped-storage combined with dams in cascade in Brazil”, Renewable and Sustainable Energy Reviews, v. 70, p. 385–401.

	**Anaximandro Steckling MÜLLER** Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Sanitária e Ambiental, com ênfase em hidráulica e hidrologia, MBA em Gerenciamento de Projetos pela FGV, com mais 18 anos de experiência. Gerente da área de Projetos de Engenharia de Energia e Recursos Hídricos na Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A.
	**Diego D. Baptista de SOUZA** Engenheiro Civil e Mestre em Recursos Hídricos (UFPR), PMP, com 25 anos de experiência. COO de Engenharia na Nova Participações. Possui diversos MBAs (FGV) e especialização em Transição Energética. Conselheiro do CBDB (coord. CT-04) e membro de comitês de hidráulica e mudanças climáticas do ICOLD. Autor de dezenas de artigos e ex-professor, coordenou projetos de grande porte no Brasil e exterior.
	**Liu MING** Engenheiro Civil pela UFPR, com especializações em Recursos Hídricos, Engenharia Ambiental e mestrado pela UFSC. Possui ampla experiência em hidrologia, energia e segurança de barragens, tendo atuado na Eletrosul, Desenvix, Statkraft e FLOW Engenharia. Desenvolvimento e implantação de projetos hidrelétricos, eólicos e solares
	**Gabriel Renz da SILVA** Engenheiro Hídrico (UFPEL) e Mestre em Planejamento Territorial (UDESC). Coordena a equipe de Topografia e Geoprocessamento na Nova Engevix, com sólida expertise em hidrologia e topografia. Atua em segurança de barragens, drenagem urbana e projetos de infraestrutura. Desenvolve pesquisas em mudanças climáticas, geotecnologias aplicadas à gestão do território e engenharia de precisão.



Sophia Kallena Borba CLARO

Engenheira Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), com MBA em Gestão de Fontes Renováveis de Energia e Eficiência Energética. Coordenadora Adjunta do Departamento de Hidráulica e Energia da Nova Engevix, atua na coordenação de contratos de projetos de energia. Possui experiência em LT, Subestações, UFVs e Complexos Eólicos, além de artigos publicados na área de engenharia.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

APLICAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL HERA-S EM ESTUDO COMPARATIVO DE ALTERNATIVAS DE USINAS REVERSÍVEIS EM CICLO FECHADO NO RIO DE JANEIRO

Luiz Rodolpho Albuquerque
Expert, PSR

Rafael Kelman
Diretor Executivo, PSR

Tarcisio Castro
Team Leader, PSR

Ana Petrungaro
Lead Analyst, PSR

Tiago Andrade
Lead Specialist, PSR

RESUMO

O Sistema Elétrico Brasileiro enfrenta desafios operacionais crescentes devido à expansão de fontes renováveis variáveis e à estagnação na implantação de hidrelétricas com grandes reservatórios. A recorrência de eventos de *curtailment* (excesso de produção renovável, que é desperdiçada) indica a necessidade de aumentar o armazenamento de energia para aproveitar esse excesso para uso em outros momentos com maior consumo. Serviços ancilares e provisão de inércia para o sistema elétrico também são importantes nesse contexto. Diante das restrições socioambientais que limitam a construção de novas hidrelétricas, as usinas reversíveis em ciclo fechado são uma alternativa promissora porque os reservatórios não interferem sobre os cursos d'água. O Brasil tem condições favoráveis para essa tecnologia uma vez que muitas regiões do país têm desníveis topográficos maiores que 300 metros. O artigo apresenta uma metodologia, que é aplicada para gerar projetos candidatos no estado do Rio de Janeiro com o modelo computacional HERA-S. Desenvolvido pela PSR com o apoio das empresas EDF Norte Fluminense, CTG Brasil, Light e ELERA em projeto de P&D, o HERA-S traz agilidade e transparência à identificação de projetos em fase de planejamento. No estudo de caso, a ferramenta é empregada na geração de arranjos de engenharia, incluindo a otimização de barragens, estimativa de custos e avaliação de impactos socioambientais. A otimização utiliza um modelo de programação inteira focado no balanço entre volumes de escavação e materiais de barramento, considerando a distância entre reservatórios.

ABSTRACT

The Brazilian Electric System faces increasing operational challenges due to the expansion of variable renewable sources and the stagnation in the deployment of hydroelectric plants with large reservoirs. The recurrence of reduction events (excess renewable production, which is wasted) shows that it is necessary to seek an increase in energy storage capacity to take advantage of this surplus for use at other times of higher consumption. Ancillary services and the supply of inertia to the electrical system are also important in this context. Given the socio-environmental constraints that limit the construction of new hydroelectric plants, closed-cycle reversible power plants are a promising alternative because the reservoirs do not interfere with water courses. Brazil has developed conditions for this technology because many regions of the country have topographic differences greater than 300 meters. This article presents a methodology for generating candidate projects in the state of Rio de Janeiro using the HERA-S computational model. Developed by PSR with the support of EDF Norte Fluminense, CTG Brasil, Light, and ELERA in a R&D project, HERA-S brings agility and transparency to the identification of projects in the planning phase. In the case study, the tool is used to generate engineering arrangements, including dam optimization, cost estimation, and socio-environmental impact assessment. The optimization uses a programming model entirely focused on the balance between excavation volumes and dam materials, considering the distance between reservoirs.

1. INTRODUÇÃO: USINAS REVERSÍVEIS E A MOTIVAÇÃO PARA O HERA

A aceleração da transição energética global impõe desafios crescentes aos sistemas elétricos nacionais. O aumento progressivo da participação de fontes de energia renovável variável (ERV) – notadamente geração eólica e solar fotovoltaica – aumenta a volatilidade do balanço entre oferta e demanda, exigindo recursos flexíveis capazes de armazenar excedentes e disponibilizá-los nos momentos de escassez. Nesse contexto, as Usinas Reversíveis (UR) são a tecnologia mais madura atualmente capaz de armazenar energia em escala de forma competitiva.

A operação de uma UR baseia-se no bombeamento de água de um reservatório inferior para um reservatório superior durante períodos de baixa demanda líquida (consumo menos geração renovável), armazenando energia potencial gravitacional. Esta energia pode ser convertida em eletricidade nas horas de pico de consumo líquido, de variações rápidas desta demanda líquida (por exemplo, o anoitecer, onde a geração solar se reduz quando o consumo residencial aumenta), ou de déficit na geração. Comparada a outras tecnologias de armazenamento, as UR têm maior vida útil, elevada eficiência de *round-trip*, boa resposta dinâmica e capacidade de regulação de frequência e tensão, além de custo incremental de armazenamento significativamente inferior ao das baterias de íons de lítio [1] para grandes durações, mesmo diante da redução expressiva do custo das baterias de Li-Ion dos últimos anos.

A principal vantagem econômica das UR em projetos de longa duração reside no desacoplamento entre potência e energia. Enquanto a potência é determinada pela infraestrutura fixa, como a casa de força, os túneis e o conjunto turbina-gerador, a capacidade de armazenamento de energia depende, de forma preponderante, do

volume de água nos reservatórios. Sendo assim, para aumentar o volume dos reservatórios, depende-se mais do alteamento das barragens combinado com o aproveitamento de material proveniente das escavações do que das adequações do circuito hidráulico. Como as obras civis do reservatório apresentam baixo custo marginal, o custo incremental por kWh é reduzido.

Já os sistemas de armazenamento por baterias (BESS) operam sob uma lógica de escalabilidade modular e linear. Como a unidade fundamental de armazenamento é a célula eletroquímica, potência e energia estão intrinsecamente conectadas: para dobrar a capacidade de armazenamento (kWh), é necessário adquirir praticamente o dobro de módulos de baterias. Diferente da UR, no BESS o "combustível" e o "motor" fazem parte do mesmo componente eletrônico de alto valor agregado.

Dessa forma, o custo incremental de uma usina reversível tende a cair significativamente à medida que o tempo de descarga aumenta, tornando-a imbatível para armazenamentos maiores (>8h), desde que a topografia se mantenha favorável para comportar os acréscimos de volume. Já o BESS apresenta um custo marginal quase constante, uma vez que cada kWh adicional exige a compra de novos insumos químicos e materiais nobres. Enquanto a UR tem esse ganho de escala, a bateria permanece limitada pelo custo de fabricação de cada célula. Para o fornecimento de inércia ao sistema elétrico (necessária para manter a frequência da rede), o BESS necessita de inversores com capacidade *grid-forming*, que são mais complexos e, portanto, mais caros do que os inversores padrão *grid-following*.

No Brasil, o interesse por UR é renovado pela necessidade de complementar a já expressiva capacidade hidrelétrica convencional com recursos de armazenamento de curto e médio prazo, especialmente diante da forte expansão da geração eólica no Nordeste e da geração solar fotovoltaica em todo o território nacional. Embora o país disponha de condições topográficas favoráveis em diversas regiões, como a Serra da Mantiqueira, a Serra do Mar e o Planalto Meridional, a prospecção sistemática de sítios adequados para UR ainda é incipiente, em grande parte pela ausência de metodologias integradas que combinem avaliação topográfica, estimativa de custos de engenharia, avaliação de impactos socioambientais, e otimização de portfólio em escala regional. Nesse contexto, o modelo HERA, apresentado na sequência, tem como objetivo suprir essas lacunas metodológicas.

1.1 Antecedentes

O planejamento hidroelétrico convencional no Brasil segue, em linhas gerais, as diretrizes do Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas [2], que estrutura o processo em etapas sequenciais de reconhecimento de campo, estudo de alternativas de aproveitamento e avaliação técnica e ambiental de projetos pré-selecionados. Embora esse fluxo tenha sido eficaz para o inventário de usinas convencionais ao longo das décadas de expansão hidrelétrica do país, ele apresenta limitações importantes quando aplicado ao cenário atual.

Em primeiro lugar, a abordagem tradicional concentra-se na avaliação de um conjunto restrito de eixos previamente identificados por inspeções de campo, sem considerar sistematicamente a totalidade de sítios potencialmente viáveis em uma bacia. Isso reduz a diversidade de alternativas analisadas e pode levar à seleção de configurações subótimas do ponto de vista econômico ou socioambiental. Em

segundo lugar, os critérios de seleção raramente incorporam métricas cumulativas de impacto ecológico, como a fragmentação fluvial ou a perda de conectividade de habitats, que dependem da análise conjunta de todos os projetos selecionados, e não de avaliações isoladas de cada empreendimento. O HERA, quando utilizado em estudos de inventário de hidrelétricas convencionais, tem a vantagem de incorporar essas duas dimensões, realizando uma avaliação sistemática de projetos na bacia hidrográfica e integrando impactos sociais e ambientais dos projetos através de restrições ao problema de otimização, que define a repartição de quedas.

No caso das UR, essas questões são menos relevantes. A configuração topológica típica de uma UR (dois reservatórios em cotas diferentes interligados por conduto forçado e casa de força reversível) demanda uma análise espacial detalhada do modelo digital de elevação (MDE), comumente mais acessível que o modelo digital de terreno (MDT), para identificar pares de sítios que atendam simultaneamente a requisitos de queda, volume armazenável e distância entre reservatórios, ao mesmo tempo em que minimizam custos de construção (aterros, escavações, tubulações e equipamentos eletromecânicos).

1.2 HERA

O HERA é um *framework* analítico desenvolvido para apoiar o planejamento sustentável de projetos de hidroelétricas em escala de bacia hidrográfica. Em sua concepção original, aplicada ao planejamento de usinas convencionais, o HERA integra três módulos principais: (i) processamento geoespacial, com a inclusão de camadas socioambientais, para identificar sítios candidatos; (ii) engenharia automatizada de projetos, com estimativa de orçamentos detalhados; e (iii) otimização matemática para seleção do portfólio de projetos que maximiza o benefício econômico líquido sujeito a restrições socioambientais definidas pelos usuários [3].

Esse *framework* foi projetado para transformar dados brutos em um inventário de projetos, calculando impactos por um módulo de análise espacial que retroalimentam o modelo de otimização via restrições. Essa característica encoraja a participação, permitindo que partes interessadas discutam alternativas de forma transparente antes de qualquer decisão ser tomada. O processo busca reduzir resistências através do diálogo, aumentando a probabilidade de resultados equilibrados e sustentáveis.

A presente extensão, denominada HERA-S (*storage*), incorpora a prospecção e o dimensionamento de UR ao framework inicialmente desenvolvido para hidrelétricas convencionais. O Módulo de Engenharia foi ampliado para tratar a geometria e os custos característicos de seus reservatórios e, para identificar, com base no MDE e por meio de uma ferramenta de otimização, o projeto de menor custo para um reservatório artificial, que satisfaça a um dado requisito de energia armazenada, dada a queda topográfica local e uma potência especificada pelo usuário.

Ao contrário das hidrelétricas convencionais, que devem ser analisadas em conjunto pela operação em cascata e com efeitos cumulativos, as UR de ciclo fechado podem ser analisadas separadamente. A abordagem envolve dimensionar essas estruturas em diferentes locais, variando potência (MW) e armazenamento (MWh) em cada um deles.

O arcabouço metodológico utilizado no desenvolvimento do módulo de UR no HERA apresenta um fluxo de trabalho que permite modelar diversas configurações de

arranjo. Em ciclo semiaberto, em geral, aproveita-se um reservatório, lago ou curso d'água existente como uma fonte de armazenamento, sendo necessária a construção do outro reservatório. Embora demandem menor CAPEX, UR em ciclo semiaberto (e aberto) podem estar sujeitas a restrições hidráulicas que limitam sua flexibilidade operativa e, consequentemente, reduzem seu valor sistêmico agregado. Vale notar que, nos últimos anos, registra-se um aumento expressivo nos chamados condicionantes operativos hidráulicos de usinas hidrelétricas. Já em ciclo fechado, dois reservatórios são construídos para o projeto, sem conexão direta com a rede hidrográfica natural. A vantagem nesse caso é minimizar os impactos socioambientais e maximizar a autonomia operativa, uma vez que a dissociação dos corpos hídricos naturais reduz a interferência em ecossistemas aquáticos e mitiga conflitos com outros usos da água.

A Figura 1 ilustra o conceito para 6 projetos de UR gerados pelo HERA para um mesmo local com capacidades de armazenamento variando de 6h a 120h.

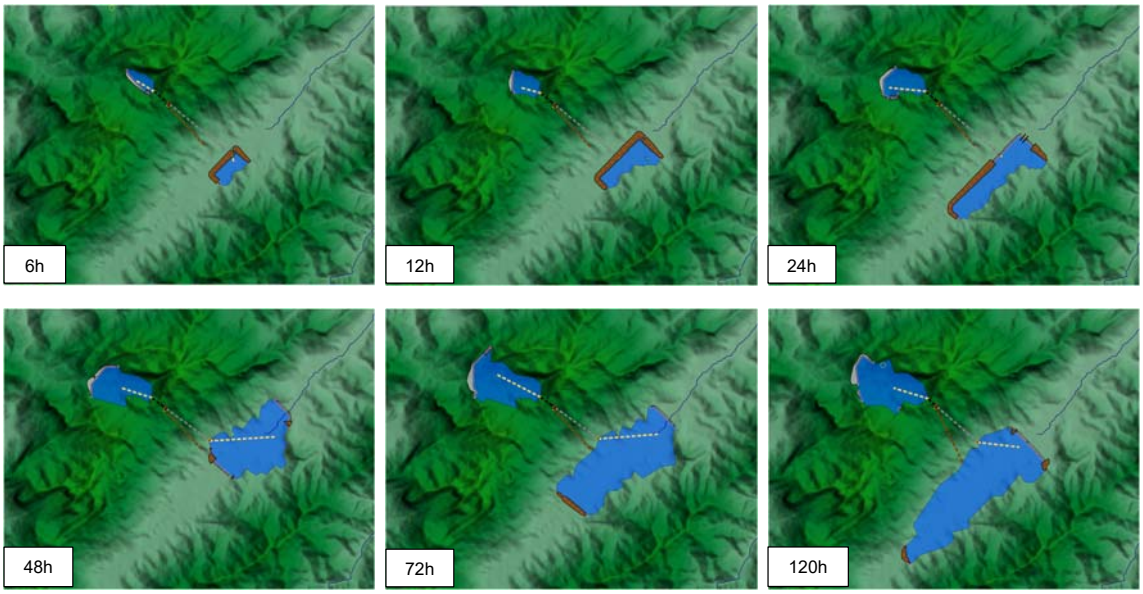


Figura 1 – Exemplos de UR com 1 GW de capacidade e capacidades de armazenamento de 6h, 12h, 24h, 48h, 72h e 120h no município de São Fidelis, RJ

O custo por UR calculado pelo HERA-S, exibido na Figura 2, ilustra a economia de escala mencionada (redução de USD por kWh para incremento de capacidade de armazenamento), alcançando menos de 20 USD/kWh para projetos com 3 ou mais de dias de armazenamento.

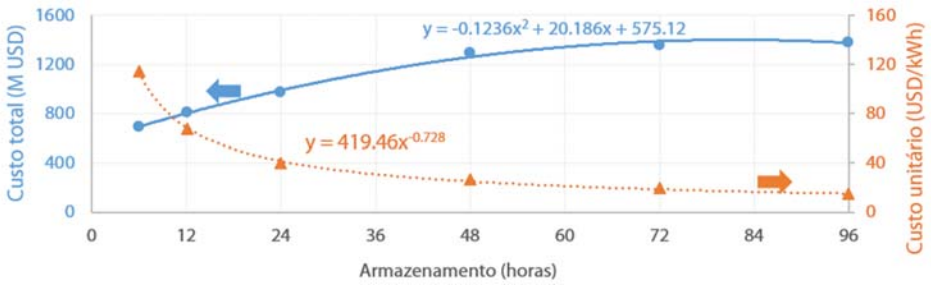


Figura 2 – Custo total em USD (eixo Y principal) e custo unitário USD/kWh (eixo Y secundário) dos projetos exibidos anteriormente

Nesse contexto, a prospecção e o desenvolvimento de um portfólio robusto de projetos candidatos são viabilizados pela integração dos módulos de engenharia e geoprocessamento do modelo HERA-S.

Esta abordagem permite a parametrização técnica e a subsequente estimativa de custos para diversas configurações de potência instalada (MW) e capacidades de armazenamento (MWh). Tal diversificação no inventário de projetos candidatos com orçamentos representativos é importante por permitir que o planejamento da expansão do setor elétrico disponha de um bom banco de dados de projetos. Com base nesse resultado, os projetos candidatos são submetidos a modelos de otimização de longo prazo, como o OptGen [8], para determinar sua inserção ótima na expansão do sistema elétrico. A seleção desses ativos fundamenta-se na valoração de sua contribuição sistêmica, superando a análise simplificada de custo de investimento individual. Sob essa ótica, as UR são avaliadas por sua capacidade de prover serviços de flexibilidade e confiabilidade, incluindo a modulação de carga, o atendimento à demanda de ponta e o diferimento de investimentos em transmissão. Adicionalmente, quantifica-se o benefício de serviços ancilares críticos para a estabilidade operativa da rede, como suporte de inércia, reserva de potência e capacidade de *black-start*. São elementos críticos para uma melhor operação de matrizes elétricas com elevada penetração de fontes renováveis variáveis.

O presente artigo está estruturado da seguinte forma: a Seção 2 detalha a metodologia de busca e engenharia do modelo HERA-S; a Seção 3 apresenta o modelo de otimização de reservatórios; a Seção 4 discute um estudo de caso aplicado ao Estado do Rio de Janeiro; e, por fim, a Seção 5 sintetiza as principais conclusões do trabalho.

2. METODOLOGIA DE BUSCA DO HERA PARA USINAS REVERSÍVEIS

O pipeline metodológico do HERA-S para UR preserva a arquitetura de três módulos da versão original (SIG, Engenharia e Otimização), introduzindo extensões em cada um deles para acomodar as especificidades das usinas reversíveis.

A Figura 3 ilustra o fluxo metodológico de seleção de alternativas de locais para implantação de UR.

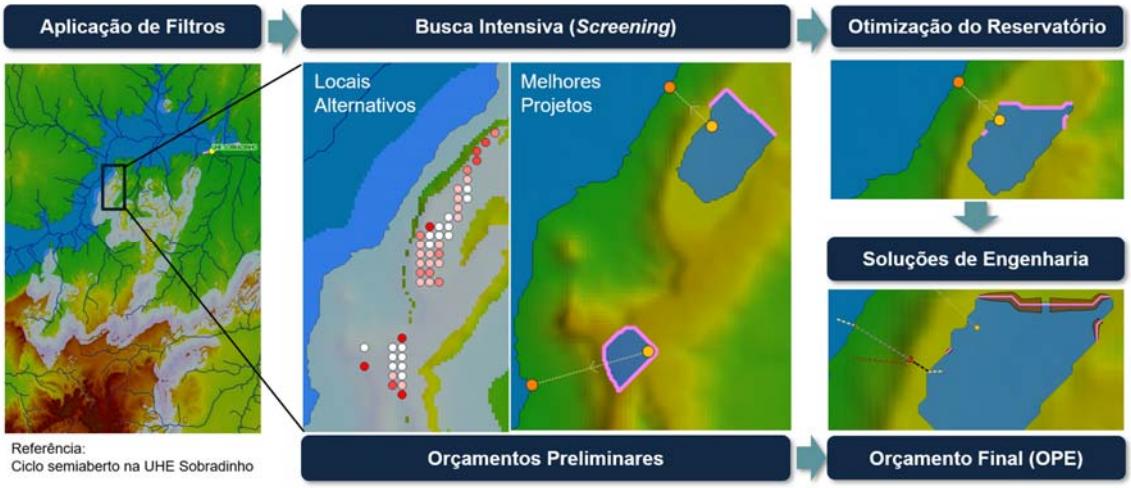


Figura 3 – Metodologia do HERA para estudos de UR

O processo inicia-se com a utilização de modelo topográfico e a incorporação de outras camadas de informação relevantes da área de estudo. Em seguida, filtros básicos são utilizados para reduzir o espaço de busca, e filtros avançados identificam, nas regiões remanescentes, os locais com condições favoráveis para projetos de UR. Na sequência, os reservatórios são otimizados por programação matemática e o processo se encerra com o dimensionamento das estruturas e a geração de variantes de projetos de engenharia.

A seguir descrevem-se cada uma das etapas desse processo, à exceção daquela correspondente à otimização de reservatórios, detalhada adiante no capítulo 3.

2.1 Aplicação de filtros

Independentemente do tipo de arranjo, a primeira etapa aplica filtros para descartar, de forma rápida e objetiva, as áreas desfavoráveis à implantação de UR, proporcionando economia de tempo significativa nos procedimentos subsequentes, que envolvem cálculos computacionalmente mais complexos. O algoritmo gera, então, camadas no mapa da interface do modelo com a seleção de todos os pontos que atendem aos critérios definidos no filtro, permitindo que essas camadas sejam usadas como uma restrição na etapa seguinte de busca intensiva por alternativas.

Após essa primeira aplicação de filtros, podem ser superpostas as camadas de terras indígenas e unidades de conservação de proteção integral, de forma a verificar visualmente as possíveis interferências sobre as áreas filtradas. As áreas então descartadas poderão ser revisitadas em etapas posteriores, de acordo com análises mais detalhadas e novas informações, inclusive de campo, que levem em conta outros aspectos não capturados pelos parâmetros básicos da filtragem preliminar.

2.2. Busca intensiva

A etapa de busca intensiva tem como objetivo selecionar os locais mais adequados à implementação de UR nas áreas identificadas na etapa de aplicação de filtros, considerando parâmetros complementares aos utilizados anteriormente.

O algoritmo de busca utilizado tem como intuito procurar áreas com formato adequado para implantação de reservatórios. Esse algoritmo utiliza o conceito de *geomorphons* [7], uma abordagem para classificação automática de formas de terreno, que podem ser extraídas de Modelos Digitais de Elevação (MDE) com pequeno custo computacional.

Nesta etapa, podem ser consideradas diferentes capacidades de armazenamento, aspectos socioambientais e características geológicas regionais através das informações fornecidas pelo usuário com a inserção de camadas em formato *shapefile*. A partir de formulações simplificadas, o HERA determina também um orçamento preliminar de cada alternativa, permitindo uma comparação entre as opções elencadas, considerando parcelas de obras civis, equipamentos, conexão à infraestrutura, meio ambiente e outros custos.

2.3. Soluções de engenharia

Para os locais selecionados na busca intensiva, são gerados arranjos esquemáticos de engenharia e seus respectivos orçamentos finais. No cálculo dos custos associados, o HERA-S considera volumes de obras civis, características dos equipamentos, métricas socioambientais, dentre outros fatores.

Em cada local, são gerados os projetos candidatos com diferentes capacidades de armazenamento e soluções de engenharia. Na versão atual do HERA-S, as opções de turbinas para definição das casas de força incluem Francis reversíveis e Pelton. Também são desenhados, de forma esquemática, os túneis de acesso a essas estruturas subterrâneas. Os sistemas de adução para UR consideram alternativas escavadas em túneis. Por fim, as barragens podem ser construídas em concreto, terra ou enrocamento com núcleo de argila.

Os orçamentos finais são utilizados nesse módulo para definir os custos dos projetos selecionados em nível de pré-viabilidade no contexto de uma fase de planejamento.

3. OTIMIZAÇÃO DE RESERVATÓRIOS

Após a busca intensiva, é realizada a etapa de otimização de reservatório nos locais selecionados para a geração de arranjos de engenharia.

3.1 Formulação do Problema

A definição da forma dos reservatórios de uma UR é concebida como um problema de otimização combinatória definido sobre uma grade de células do MDE. Para valores especificados de queda bruta H (m), uma potência instalada P (MW) e um armazenamento definido por P·T (MWh), onde T é o número de horas de operação a plena capacidade, o objetivo é encontrar a configuração de células que minimize o custo total de obras civis sujeita a restrições de volume mínimo armazenável e de continuidade geométrica do reservatório.

Seguindo a abordagem proposta em [1], variáveis binárias são definidas para cada célula do MDE: $x_{ij} \in \{0,1\}$ indica se a célula (i,j) faz parte do perímetro do reservatório (aterro ou corte), enquanto $y_{ij} \in \{0,1\}$ indica se a célula pertence ao interior do reservatório. Uma terceira variável $z_{ij} = x_{ij} + y_{ij}$ representa qualquer célula que integre o reservatório. A restrição de volume mínimo é escrita como $y_{ij} \cdot (H - h_{ij}) \cdot \alpha \geq V_{min}$, onde h_{ij} é a elevação do terreno na célula interior (i,j), H é a cota do espelho d'água no reservatório superior (variável de decisão ou parâmetro de cenário), α é a área de cada célula e V_{min} é o volume mínimo exigido pelo requisito de energia armazenada.

A continuidade do reservatório – isto é, a exigência de que não existam subconjuntos de células desconectadas formando reservatórios isolados – é assegurada por dois grupos de restrições. O primeiro grupo utiliza planos separadores horizontais, verticais e diagonais, que proíbem configurações em que células do reservatório estejam em linhas ou colunas inteiramente fora do intervalo delimitado pelas células de perímetro. Esse grupo é computacionalmente mais eficiente e, na maioria dos casos práticos, suficiente para garantir conectividade. Se a solução tiver reservatórios desconectados, aplica-se o segundo grupo, baseado em uma formulação modificada do Problema do Caixeiro-Viajante [5], que elimina *subtours* na malha de células de perímetro.

A função objetivo minimiza a soma dos componentes de custo de escavação, aterros e taludes do perímetro do reservatório e do conduto de adução, incluindo escavação subterrânea e revestimentos. O custo de aterro de cada célula de perímetro é proporcional ao volume da seção trapezoidal necessária para elevar o terreno até a cota H. Os custos de escavação são diferenciados para solo e rocha desde que informada uma profundidade estimada da camada de material terroso. O custo do conduto, por sua vez, é determinado pela célula de perímetro do reservatório a ser otimizado, escolhida como ponto de conexão com o segundo reservatório por uma variável de ligação binária que considera o comprimento mínimo do trajeto entre essa célula e o corpo d'água.

3.3 Estratégias de Solução

Devido à natureza combinatória do problema, duas estratégias de solução são empregadas para reduzir o esforço computacional. A primeira é a estratégia de planos separadores descrita acima, que restringe progressivamente o espaço viável sem introduzir variáveis adicionais. A segunda é a heurística de refinamento progressivo (*zoom-in*): o problema é inicialmente resolvido em uma grade agregada (células de maior dimensão), a solução é localizada geograficamente, o MDE é recortado em torno do reservatório identificado e a resolução é progressivamente aumentada até a grade original. Essa heurística reduz substancialmente o número de variáveis e restrições nos estágios iniciais, aproveitando a solução aproximada como ponto de partida para a resolução plena.

Os resultados da referência [1] demonstraram que a combinação dessas estratégias permite obter soluções ótimas ou quase ótimas em tempo computacional compatível com estudos de planejamento, para grades de até 266×266 células. Para áreas de busca maiores, recomenda-se um pré-processamento geoespacial que identifique zonas de interesse (locais em forma de ferradura com boa relação queda/distância) antes de aplicar o modelo de otimização, reduzindo a extensão da grade de entrada.

3.4 Integração com o Pipeline HERA-S

No contexto do pipeline HERA-S, a etapa de otimização de reservatórios pode ser aplicada à mesma grade de combinações de queda H e tempo de operação Δt (que determina o volume mínimo requerido). Para cada par (H, Δt), o modelo gera um reservatório ótimo que revê custo total do orçamento preliminar da etapa de busca intensiva. Após a simulação dos arranjos de engenharia e dos orçamentos finais, esse conjunto de candidatos alimenta então o modelo integrado de expansão do setor elétrico (geração, transmissão e armazenamento), como o OptGen [8].

O objetivo é selecionar o portfólio de UR, ou seja, onde construir (região), quando construir (ano dentro de horizonte de planejamento) e o que construir (projeto com potência e energia armazenada definidos). As UR, junto com as demais tecnologias (usinas solares, eólicas, térmicas a gás, intercâmbios de energia entre regiões etc.) são escolhidas pelo OPTGEN para minimizar o custo total do SIN.

4. ESTUDO DE CASO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Base de dados utilizada

A metodologia do HERA-S foi aplicada ao Estado do Rio de Janeiro. Foram importadas as camadas com o limite do estado, rodovias, subestações e linhas de transmissão, modelo digital de terreno - MDE baseado no SRTM 90m, mapa geológico regional e unidades de conservação estadual e federal, como indicado na Figura 4.

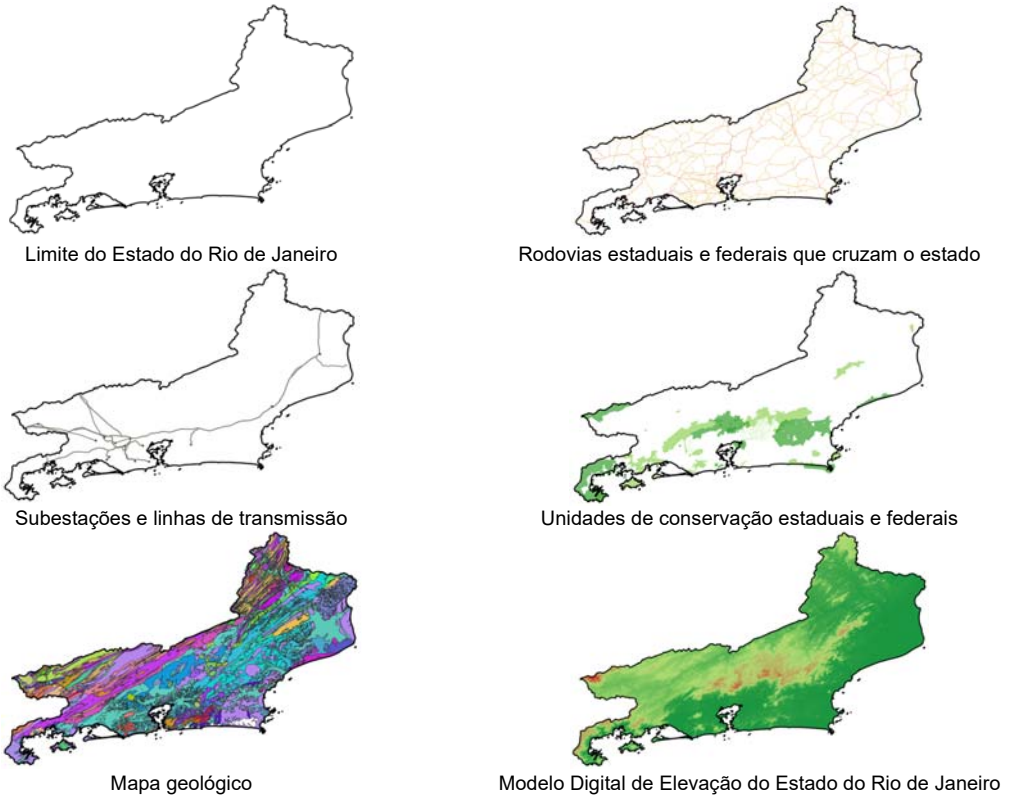


Figura 4 – Exemplos de camadas de informação utilizadas pelo HERA-S

4.2 Aplicação de filtros básicos

O propósito dessa etapa de filtragem preliminar é descartar de forma rápida e objetiva grande parte das áreas desfavoráveis a implantação de UR, proporcionando uma economia de tempo significativa nos procedimentos subsequentes, que envolvem cálculos computacionalmente mais complexos.

Seja Ω o conjunto de células do MDE da bacia do rio Paraíba do Sul, que abrange o Estado do Rio de Janeiro, ilustrada na Figura 5. O primeiro filtro aplicado, visando projetos em ciclo fechado, foi avaliado com base em desníveis superiores a 400m e distância máxima no terreno que mantenha uma relação de L:H de 10:1. Conforme exemplo da figura a seguir, o filtro topográfico eliminou a busca de UR na maior parte do estado, remanescendo o conjunto $\Omega_1 \subset \Omega$.

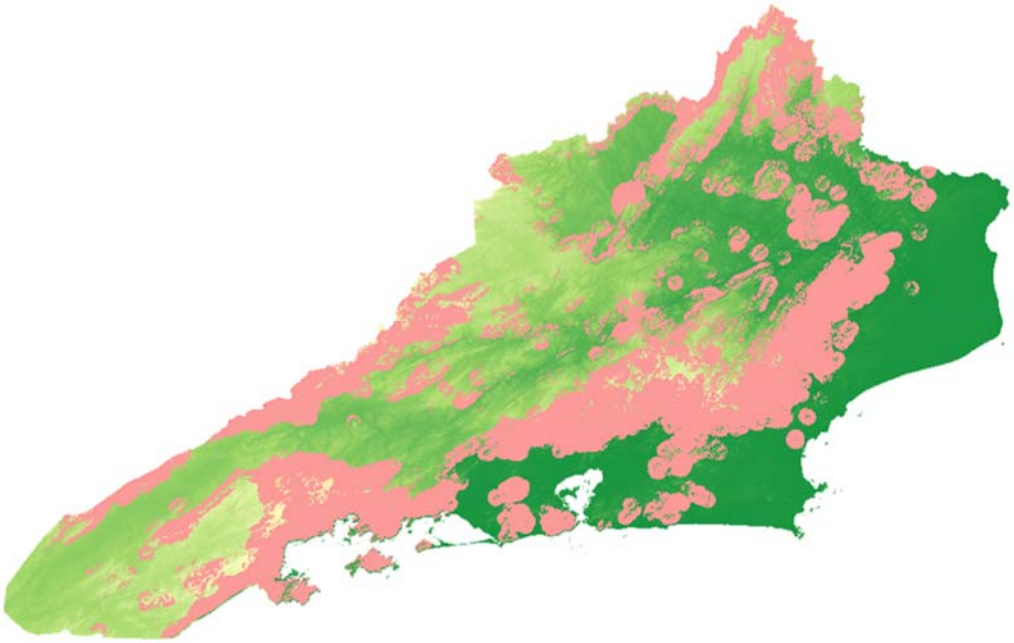


Figura 5 – Resultado do filtro para desníveis superiores a 400m e distâncias entre reservatórios inferiores a 4 km

Um filtro elimina as células de Ω_1 muito distantes de rodovias ou subestações, porque o custo de construção da linha de transmissão dedicada a conectar cada projeto de UR à rede elétrica (subestação) será elevado. Esse mesmo raciocínio vale para a construção de estradas de acesso, que não devem ser longas para evitar o encarecimento das UR, remanescendo o subconjunto $\Omega_2 \subset \Omega_1$. O terceiro filtro elimina as áreas que estão em unidades de conservação federal e estadual, cujo subconjunto remanescente é $\Omega_3 \subset \Omega_2$. Um quarto filtro pode eliminar áreas com geologia desfavorável, resultando no subconjunto $\Omega_4 \subset \Omega_3$. Podem ser ainda descartados pontos com área de drenagem inferior a um valor informado para evitar que os projetos tenham dificuldade no primeiro enchimento dos reservatórios em ciclo fechado por baixa disponibilidade hídrica. Neste caso, o subconjunto final é $\Omega_5 \subset \Omega_4$.

4.3 Busca intensiva por locais candidatos

Sobre o subconjunto Ω_5 de células remanescentes do MDE, foi feita uma busca intensiva de projetos com características diversas de armazenamento de energia. O estudo de caso proposto teve como alvo projetos de UR em ciclo fechado com 1000 MW de potência instalada e tempos de geração de 6h a 120h.

O objetivo dessa análise foi calcular custos indicativos dos projetos com um procedimento único, de forma a estabelecer a mesma base de comparação. Somente os projetos mais promissores foram escolhidos para a próxima etapa. Essa busca intensiva funcionou, portanto, como um filtro adicional, operando sobre o domínio dos locais candidatos à instalação de UR.

A área em destaque na Figura 6 apresenta o resultado da busca intensiva para 12h, indicado pelas linhas tracejadas brancas e vermelhas, no local escolhido para as próximas etapas deste estudo, descritas nas seções subsequentes.

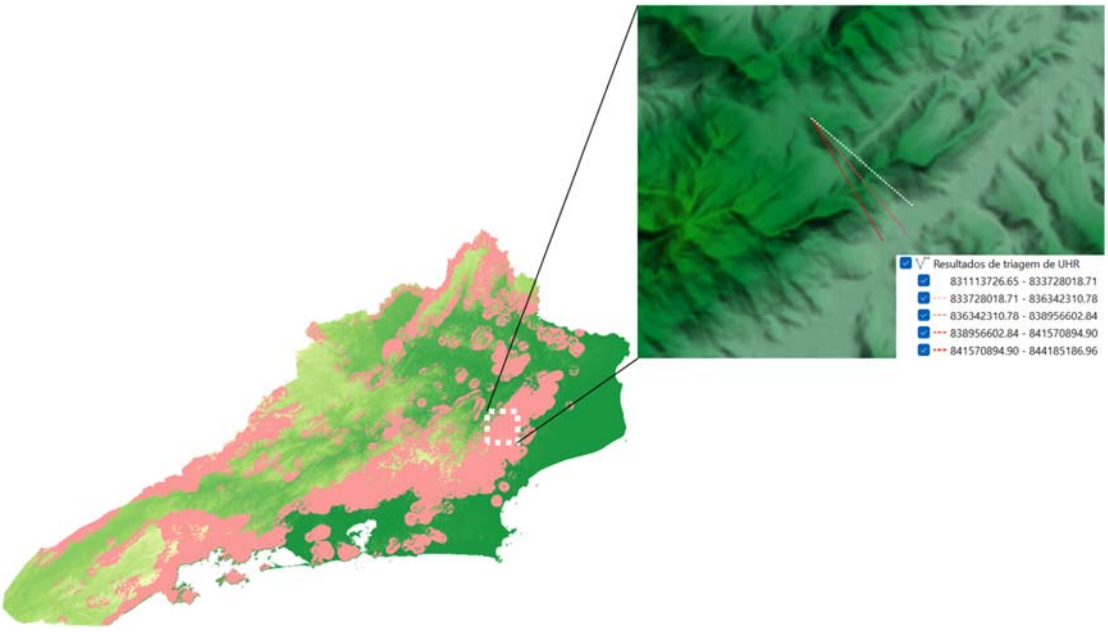


Figura 6 – Resultado da busca intensiva para projetos de 1000 MW e 12h para as células remanescentes do subconjunto Ω_5 em torno do local escolhido para o estudo

4.4 Otimização dos contornos dos reservatórios

A otimização da disposição de barragens considera o volume a ser atingido para que a UR tenha uma energia armazenada igual àquela projetada para o local. O algoritmo descrito em [3] foi utilizado nessa etapa, sendo importante ser parcimonioso com essa seleção, pois o problema de programação matemática inteira-mista (MIP) pode ser desafiador computacionalmente. Ou seja, essa etapa foi um refinamento final do processo de busca por bons projetos. Várias heurísticas foram desenvolvidas para a solução desse problema de maneira a manter o esforço computacional dentro de limites aceitáveis.

A seguir, é ilustrado o procedimento de otimização do reservatório superior da mesma UR apresentada anteriormente, com potência de 1000 MW e 12h de armazenamento (12.000 MWh). Neste caso, com mais de 13.000 variáveis (sendo 8.758 binárias para decisões do tipo "sim/não") e quase 48.000 restrições, a complexidade reside no equilíbrio entre custos de escavação, aterro e condução para atingir um volume mínimo de reservatório de aproximadamente 14,4 milhões de m^3.

Do ponto de vista computacional, o solver *Xpress* utilizou o método de *Branch & Bound* combinada com heurísticas agressivas (identificadas pelos marcadores 'k', 'R' e 'M' no gráfico). Inicialmente, o "gap" de otimalidade era superior a 60%, mas a aplicação de cortes de matriz e buscas heurísticas reduziram essa diferença para quase zero em 320 segundos. O sucesso da convergência, ilustrada pela Figura 7, é evidente na estabilização do limite inferior próximo aos 4 minutos, enquanto as heurísticas de refinamento continuaram a reduzir o custo total até a solução final (USD 127 milhões). Vale notar que, nessa função objetivo, foram considerados tanto o custo das barragens quanto o do circuito hidráulico.

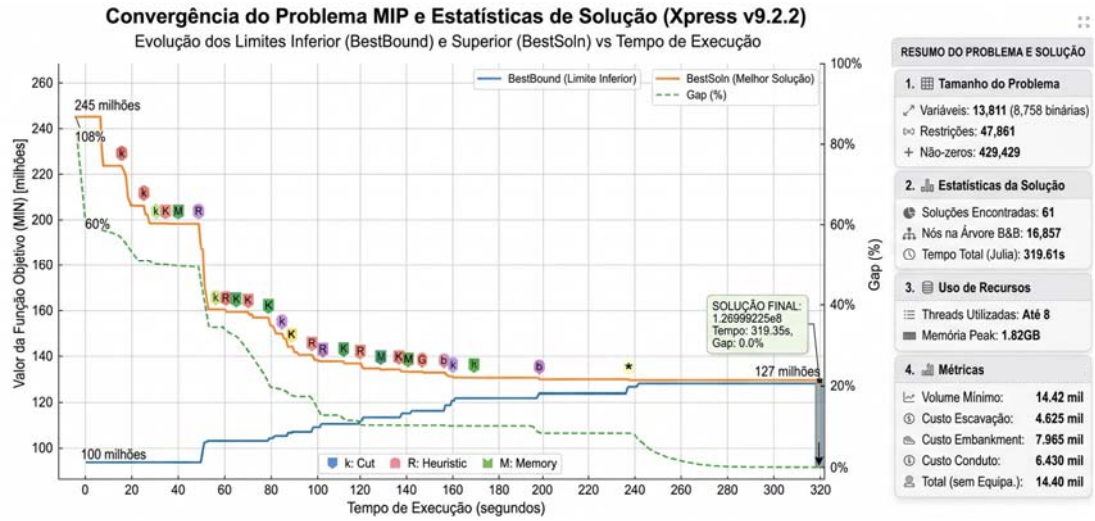


Figura 7 – Gráfico com a convergência do modelo de otimização do reservatório superior

A estratégia de otimização priorizou a movimentação de terra para criar barragens ou elevar níveis, em vez de aprofundar o reservatório através de escavações custosas. Outro ponto de interesse é a eficiência das heurísticas na gestão das variáveis binárias. O solver encontrou 61 soluções viáveis durante o processo, o que é um sinal de que as restrições de conectividade estão bem formuladas, permitindo que o algoritmo explore rapidamente diferentes configurações geométricas.

A Tabela 1 compara a solução inicial, resultante do uso da heurística *geomorphon* [7], com a solução obtida após o modelo de otimização de MIP aplicado aos dois reservatórios para todos os componentes.

Tabela 1 – Comparação de custos do projeto original e otimizado

Item	**Referência**	**Solução Ótima**
Reservatório Superior	89	78
Reservatório Inferior	25	8
Túneis e Canais	91	91
Casa de Força	14	14
Equipamentos eletromecânicos	226	226
Conexão à rede	20	20
Estrada de Acesso	4	4
Custos socioambientais	47	44
Outros custos	258	242
Custo total	***774***	***727***
Economia		**6%**

Observa-se uma economia de USD 47 milhões ou cerca de 6% do custo do projeto. A Figura 8 compara os reservatórios antes e depois da aplicação do modelo de otimização. Nota-se uma redução grande do barramento, sobretudo do reservatório inferior, que tende a ocupar, neste caso, área de drenagem em trecho superior de um curso d'água.

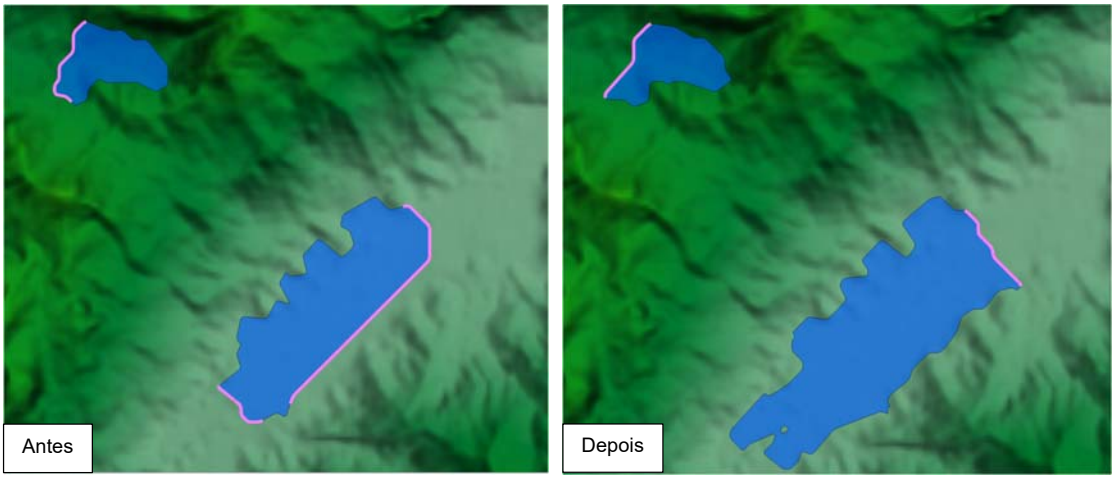


Figura 8 – Reservatórios antes (esq.) e depois (dir.) de aplicar o modelo de otimização

Finalmente, a Figura 9 exibe o montante de escavação do reservatório inferior com profundidade de até 4m. O modelo de otimização reaproveitou parte do material escavado para construir a barragem de terra, com economias indicadas anteriormente na Tabela 1.

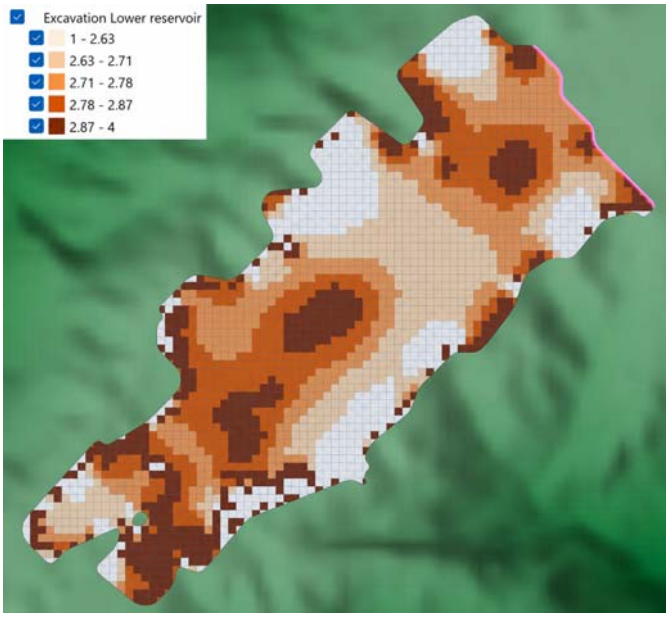


Figura 9 – Escavação do reservatório inferior resultante do modelo de otimização

O HERA também exibe as curvas cota x área x volume dos reservatórios inferior e superior, calculadas automaticamente a partir do MDE, da necessidade de armazenamento de energia solicitada (12.000 MWh) e da queda disponível no local, como exibido pela Figura 10.

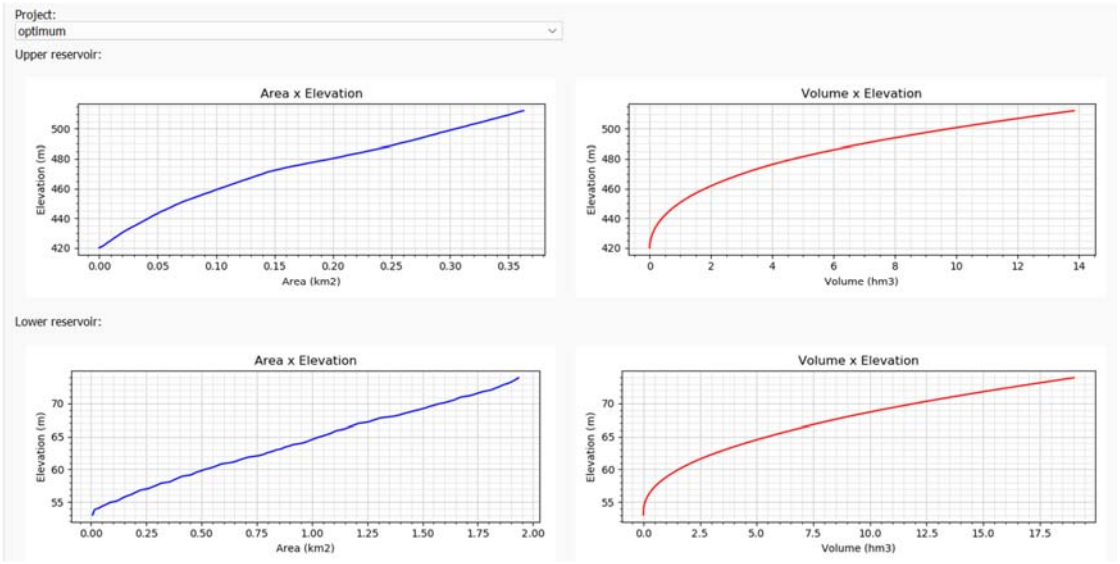


Figura 10 – Curvas cota x área x volume dos reservatórios da UR em ciclo fechado preparados com o HERA-S

4.4 Soluções de engenharia para locais selecionados

Nessa etapa, os locais mais promissores (ex. percentil 90% dos projetos estudados com a busca intensiva) foram avaliados para a simulação da construção de UR. As estruturas hidráulicas foram dimensionadas a partir da versão expandida das planilhas do Manual de Inventário Hidrelétrico, ampliada para incorporar características específicas das UR.

O HERA-S elaborou automaticamente um desenho esquemático de cada projeto de UR. A título de exemplo, apresenta-se o arranjo gerado para o local e as características da UR identificada pelo procedimento anterior no município de São Fidélis, no Estado do Rio de Janeiro. O projeto possui 424m de queda bruta e foi orçado pelo Módulo de Engenharia do HERA-S em USD 773 milhões, o que corresponde a um custo unitário de armazenamento da ordem de 64 USD/kWh.

Na Figura 11 observa-se as seguintes estruturas principais: barragens de concreto e terra representadas em cinza e marrom; o vertedouro, em azul claro; os reservatórios, em azul escuro; as tomadas d'água, em laranja; e a casa de força, em vermelho. À área de montagem, indicada em amarelo está conectado o túnel de acesso para a casa de força, por sua vez, representado por linha tracejada marrom. As linhas tracejadas em amarelo indicam o traçado dos canais de adução d'água. Por fim, o túnel de adução está indicado pela linha tracejada cinza (em seu trecho de baixa pressão) e pela linha tracejada preta (em trecho blindado de alta pressão).

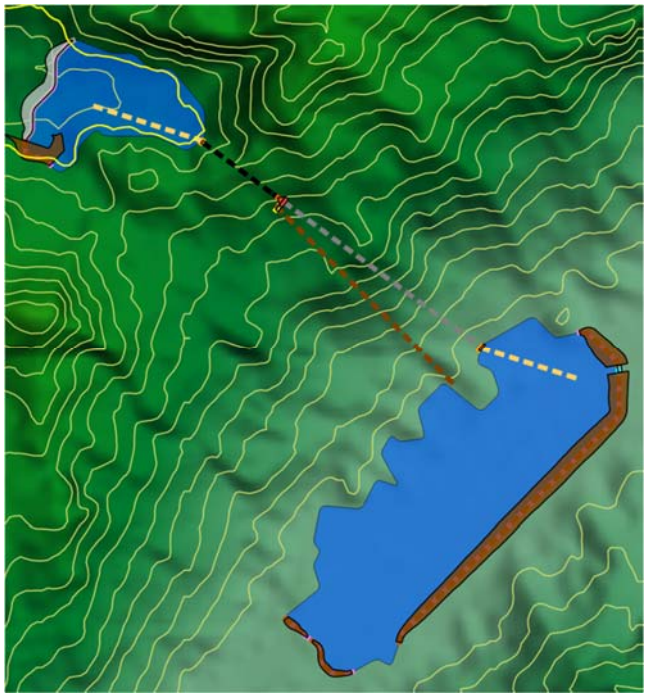


Figura 11 – Exemplo de projeto de UR em ciclo fechado elaborado pelo HERA

5. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou a extensão do framework HERA para o planejamento de Usinas Reversíveis (UR) em ciclo fechado, integrando, em um pipeline automatizado e replicável, as etapas de geoprocessamento, dimensionamento de engenharia e otimização matemática. A abordagem parte de um Modelo Digital de Elevação (MDE) e percorre um ciclo iterativo de filtragens sucessivas que vai da identificação de sítios candidatos até a seleção do portfólio ótimo de projetos, incorporando restrições socioambientais definidas pelos usuários. A principal contribuição metodológica é a incorporação de um modelo de programação inteira-mista (MIP) para a otimização simultânea da localização e da forma dos reservatórios superior e inferior, minimizando o custo total de construção, incluindo o balanceamento de materiais na região de implantação dos reservatórios, para um dado requisito de energia armazenada e uma queda disponível explorada a partir do MDE.

Do ponto de vista da formulação matemática, o modelo introduz variáveis binárias para cada célula do MDE e impõe restrições de continuidade geométrica por meio de planos separadores e, quando necessário, restrições de eliminação de *subtours* derivadas do Problema do Caixeiro-Viajante. Duas heurísticas complementares – planos separadores e refinamento progressivo por *zoom-in* – tornam o problema computacionalmente tratável para grades maiores em tempo compatível com estudos de planejamento. No estudo de caso, o solver convergiu de um *gap* inicial superior a 60% para próximo de zero em apenas 320 segundos, num problema MIP com mais de 13.000 variáveis (8.758 binárias) e 48.000 restrições.

O Módulo de Engenharia do HERA ampliou as diretrizes do Manual de Inventário Hidrelétrico brasileiro, incorporando características específicas e componentes típicos das UR. Preços unitários regionalizados e uma estrutura modular do pipeline permitem

diferentes contextos geográficos e regulatórios, facilitando a replicação da metodologia em outras regiões do país ou do exterior com o mesmo rigor e transparência do framework original.

A aplicação da metodologia ao Estado do Rio de Janeiro demonstrou a capacidade do framework do HERA-S de identificar sítios viáveis de UR em ciclo fechado a partir de filtros sucessivos sobre o MDE – topográfico, socioambiental, geológico e de proximidade à infraestrutura. O estudo de caso detalhou um projeto com 424m de queda bruta, potência de 1.000 MW e capacidade de armazenamento de 12.000 MWh, orçado inicialmente em USD 773 milhões (64 USD/kWh). Neste caso, cabe a ressalva de que o reservatório inferior acabou ocupando trecho superior de drenagem, o que pode descaracterizar uma solução em ciclo fechado.

Considerando a etapa de otimização MIP dos reservatórios reduziu esse custo para USD 727 milhões, uma economia de 6% (USD 47 milhões), demonstrando o valor da otimização em relação a soluções heurísticas simples. Os resultados confirmam que o custo unitário de armazenamento das UR tende a ser substancialmente inferior ao das baterias de íons de lítio por unidade de energia armazenada, reforçando a relevância estratégica dessa tecnologia para a integração de fontes renováveis variáveis no Sistema Elétrico Brasileiro e para a mitigação de eventos recorrentes de *curtailment* de geração renovável.

Como desenvolvimentos futuros, destacam-se: (i) a integração do pipeline HERA-S com modelos de planejamento integrado de expansão do sistema elétrico; (ii) a incorporação de análises de ciclo de vida para quantificar os cobenefícios climáticos das UR em relação a outras tecnologias de armazenamento; (iii) o uso das UR como instrumento para diferir ou evitar reforços onerosos na rede de transmissão, dada sua capacidade de entregar picos de potência nos nós de maior congestionamento; e (iv) a validação da metodologia em outras bacias hidrográficas brasileiras com características topográficas distintas, como a Serra da Mantiqueira e o Planalto Meridional, a fim de consolidar uma base nacional de soluções de armazenamento em larga escala para apoio à transição energética.

6. PALAVRAS-CHAVE

Usinas hidrelétricas reversíveis; armazenamento de energia por bombeamento; geoprocessamento; otimização inteira; modelo digital de terreno; planejamento de recursos hídricos; energias renováveis variáveis; HERA; inventário hidroelétrico; sustentabilidade energética.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Andrade, T., Kelman, R., Cunha, T, M., Albuquerque, L. R., & Calili, R. F. (2022), An integer programming model for the selection of pumped-hydro storage projects, Water Resources Research, 58, https://doi.org/10.1029/2020WR028625.

[2] MME – Ministério de Minas e Energia, Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético, (2007). Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas, Rio de Janeiro: E-papers, 2010, 678 p.

[3] Kelman, R., Albuquerque, L. R. S. C., Metello, M. G., Castro, T. L. C., & Cunha, T.

M. (2025), HERA: A Multidimensional Decision-Support Framework for Hydropower Development Planning, Water Resources Research.

[4] Yamazaki, D., Ikeshima, D., Sosa, J., Bates, P, D., Allen, G, H., & Pavelsky, T. M. (2019), MERIT Hydro: A high-resolution global hydrography map based on latest topography dataset, Water Resources Research, 55(6), 5053–5073, https://doi.org/10.1029/2019WR024873.

[5] Miller, C. E., Tucker, A, W., & Zemlin, R. A. (1960), Integer programming formulation of traveling salesman problems, *Journal of the ACM*, 7(4), 326-329.

[6] Izzo, D., & Biscani, F. (2020), dcgp: Differentiable Cartesian Genetic Programming made easy, Journal of Open Source Software, 5(51), 2290, https://doi.org/10.21105/joss.02290

[7] Jasiewicz, J., & Stepinski, T. F. (2013). Geomorphons - a pattern recognition approach to classification and mapping of landforms. Geomorphology, 182, 147-156. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2012.11.005

[8] Soares, A., Perez, R., Thome, F. Optimal Generation and Transmission Expansion Planning Addressing Short-Term Constraints with Co-optimization of Energy and Reserves. https://doi.org/10.48550/arXiv.1910.00446

	**Luiz Rodolpho ALBUQUERQUE** *Expert,* na PSR desde 2015, possui mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental pela PUC-Rio e graduação em Engenharia Civil (Obras Hidráulicas) pela UFRJ. Tem experiência em hidrologia, hidráulica, estudos energéticos e coordenação de projetos hidrelétricos nas fases de inventário e viabilidade. É responsável pelo módulo de engenharia do HERA para usinas convencionais e reversíveis.
	**Rafael KELMAN** *Diretor Executivo,* na PSR desde 1997, possui doutorado em Engenharia de Sistemas pela COPPE, mestrado em Recursos Hídricos e graduação em Engenharia Civil pela UFRJ. Coordena projetos de recursos hídricos e planejamento energético, e atuou como consultor do Banco Mundial e do BID em mais de 30 países. É autor de artigos acadêmicos e palestrante em seminários nacionais e internacionais.
	**Tarcísio CASTRO** *Team Leader*, na PSR desde 2005, possui mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental pela PUC-Rio e graduação em Engenharia Civil (Recursos Hídricos) pela UFRJ. Professor assistente da Poli/UFRJ desde 1980, coordena projetos de recursos hídricos, inventários hidrelétricos, avaliações ambientais integradas, estudos hidrológicos, diligências ambientais e P&D em energia e meio ambiente.

	**Ana PETRUNGARO** *Lead Analyst*, na PSR desde 2025, é mestranda no ProfÁgua (UERJ), possui MBA pela Universidade de Akron e graduação pela UFF. Especialista em Recursos Hídricos e Meio Ambiente, tem experiência em auditoria de barragens, modelagem hidrológica e hidráulica, mapeamento de risco e Planos de Contingência. É autora de artigos sobre secas, dano potencial de barragens e precipitação.
	**Tiago ANDRADE** *Lead Specialist*, *n*a PSR desde 2018, tem doutorado em Engenharia de Produção pela PUC-Rio/RMIT. Especialista em otimização linear, estocástica e por decomposição, além de computação quântica, desenvolve algoritmos para o SDDP e o HERA. Atua em planejamento de redes (ativo e reativo), expansão, despacho e *unit commitment*. É palestrante internacional e autor de artigos acadêmicos.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

As Usinas Reversíveis - Tecnologia madura e disponível para o Setor Elétrico Brasileiro

David PRADO PULINO
Engenheiro Civil – H2WAY S.A.

Luiz Augusto BARCELLOS ALMEIDA
Engenheiro Civil – H2WAY S.A.

Sergio SOLINO RAMOS
Engenheiro Civil - HE Consultoria de Engenharia Ltda.

Armando Bueno SANTOS JUNIOR
Engenheiro Eletricista - HE Consultoria de Engenharia Ltda.

Marcelo LEITE RIBEIRO
Engenheiro Civil - Gruner Stucky Ltd

RESUMO

Em um contexto mundial de transição energética e crescente participação das fontes renováveis de geração variável, não controláveis e de limitada previsibilidade, os sistemas de armazenamento de energia têm ganhado destaque como forma de equilibrar a geração e o consumo, com benefícios reconhecidos relacionados à qualidade e confiabilidade dos sistemas elétricos.

As Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR) apresentam-se como o sistema de armazenamento mais maduro e em franca expansão no mundo e, portanto, a viabilização destes projetos se reveste de urgência e importância para o Setor Elétrico Brasileiro (SEB).

O artigo apresenta o estágio atual da tecnologia no mundo e a melhor forma de utilizá-la para o Setor Elétrico Brasileiro, desde a metodologia para a prospecção de locais até aqueles aspectos imprescindíveis para sua viabilização técnica, econômica e ambiental, tais como: tipo de ciclo e arranjos do projeto, localização, capacidade instalada, utilização dos recursos hídricos e impactos ambientais.

A prioridade, no presente artigo, será para as Usinas Reversíveis de Circuito Fechado, que têm hoje a regulação relacionada ao armazenamento em estágio mais avançado no Brasil. Serão também apresentados exemplos de projetos desenvolvidos até o momento, com indicações de sua viabilidade técnica, econômica e ambiental, traduzindo-se em empreendimentos de alta competitividade nos Leilões de Reserva de Capacidade (LRCAP).

ABSTRACT

In a global context of energy transition and increasing participation of renewable sources of variable, uncontrollable, and limited predictability generation, energy storage systems have gained prominence to balance generation and consumption, with recognized benefits related to the quality and reliability of electrical systems.

Pumped-Storage Hydropower Plants (PSHP) are the most mature and rapidly expanding storage system in the world, and therefore, the viability of these projects is urgent and important for the Brazilian Electricity Sector (SEB).

This article aims to present the current state of the technology worldwide and the best way to use it for the Brazilian Electricity Sector, from the methodology for prospecting sites to those essential aspects for its technical, economic, and environmental viability, such as: type of cycle and project arrangements, location, installed capacity, use of water resources, and environmental impacts.

This article will prioritize closed-loop PSH projects, which currently have the most advanced regulations regarding storage in Brazil. Examples of projects developed to date will also be presented, indicating their technical, economic, and environmental viability, resulting in highly competitive ventures in the Reserved Capacity Auctions (LRCAP).

1. INTRODUÇÃO

O armazenamento de energia em grande escala é a principal ferramenta de atendimento às crescentes necessidades de flexibilidade operativa dos sistemas elétricos, decorrentes da crescente e continuada penetração de geração renovável variável na matriz. Além do provimento rápido e instantâneo de potência necessária para fazer frente a crescentes rampas de variação, atua na redução do risco de "disrupção do grid", reduz a necessidade imediata de expansão dos sistemas de transmissão e distribuição, aumentando a confiabilidade do sistema energético e, ao mesmo tempo, fortalecendo a segurança do SIN – Sistema Interligado Nacional.

O armazenamento, através de usinas reversíveis localizadas junto a carga, permitirá ao Operador Nacional do Sistema – ONS, otimizar o uso do portifólio de fontes existentes, adotando as melhores opções de geração, conforme a necessidade e a demanda do sistema e, desta forma, tornando mais eficiente o uso dos recursos energéticos disponíveis.

É neste contexto que se encaixa o Produto Específico de Usinas Reversíveis para o SEB – Sistema Elétrico Brasileiro, as Usinas Reversíveis em circuito fechado com ciclo diário, aqui denominadas de Usinas Reversíveis de Circuito Fechado (UHRF).

No Brasil, a grande participação das usinas hidrelétricas na matriz elétrica permitiu postergar o uso das tecnologias de armazenamento, como as Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR), e o endereçamento das questões regulatórias e de desempenho de mercado associadas.

No entanto, com a redução de implantação de novos projetos hidrelétricos, sobretudo com capacidade de regularização, e com o crescimento da inserção de fontes renováveis não despacháveis e de geração variável no sistema brasileiro, as Usinas Reversíveis se tornam imprescindíveis para suprir as crescentes necessidades do sistema interligado relacionadas à capacidade e à flexibilidade, em diferentes escalas temporais.

O artigo foca especificamente na experiência da equipe e das empresas parceiras, apresentadas na Figura 1, responsáveis pela prospecção, seleção e estudos de viabilidade de locais promissores para a implantação de projetos de UHRF do Portifólio da H2WAY, a desenvolvedora e proprietária dos projetos.

As Usinas Reversíveis têm como uma de suas principais vantagens o atendimento ao Sistema Elétrico Nacional com energia nos momentos mais críticos, contribuindo inclusive para a garantia da possibilidade de utilização de energias sazonais, como as eólicas e solares.

A inserção das Usinas Reversíveis no Brasil passa pelos mesmos desafios enfrentados por diversos países. Os fatores que influenciam sua inserção e possíveis entraves estão relacionados a algumas características e questões referentes à atratividade financeira, regulação e desenho de mercado.

Por outro lado, a significativa expansão nos últimos anos das fontes renováveis, representando acréscimo expressivo na carga do sistema em determinados horários do dia, principalmente relacionada a geração solar, trouxe novos desafios à operação do Sistema Elétrico Brasileiro, com reflexos na operação e na manutenção da viabilidade, inclusive financeira, dos empreendimentos implantados e em implantação.

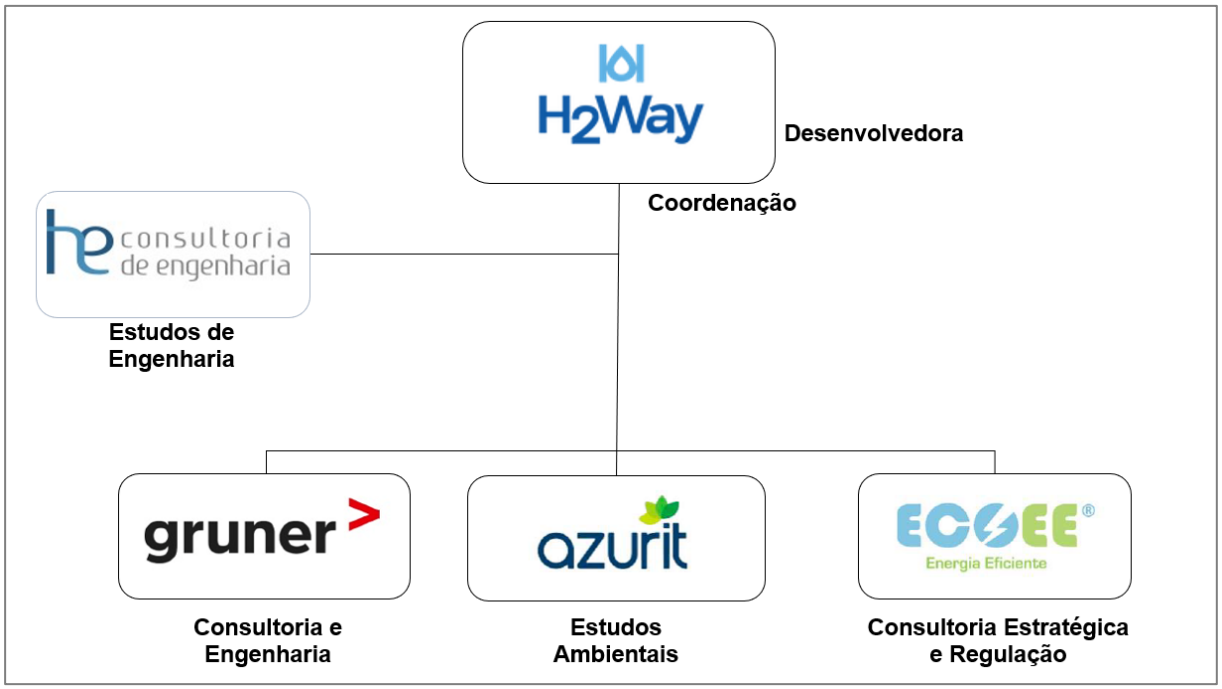


Figura 1 – Macroestrutura Funcional – H2WAY e empresas parceiras

A partir de 2016, a HE e a ECOee, percebendo a crescente necessidade de armazenamento de energia no mundo, conceberam um produto específico para o Setor Elétrico Brasileiro - SEB, a UHRF com ciclo diário.

Em 2021, a HE e a Gruner Stucky SA, empresa suíça de engenharia com vasta experiência internacional em UHR, assinaram um termo de cooperação para atuar no desenvolvimento de Projetos de UHRF no Brasil e, desde então, vêm contribuindo em conjunto nas consultas públicas do SEB em relação ao tema.

A partir de 2022, a H2WAY foi estabelecida com o objetivo de agregar os esforços de desenvolvimento dos projetos, com prioridade para as usinas reversíveis em circuito fechado. Com isso, foram identificados diversos empreendimentos únicos com máxima competitividade de implementação, que estão sendo agora desenvolvidos em conjunto com investidores interessados. Os projetos em desenvolvimento pela H2WAY foram concebidos para complementar a prestação de serviços de capacidade e flexibilidade com as Usinas Hidrelétricas convencionais do SIN.

O amplo conhecimento de reservatórios existentes e do SIN – Sistema Interligado Nacional permitiu selecionar os melhores locais, considerando os aspectos fundiários, geológicos, ambientais, econômicos e de interligação ao SIN, entre outros.

A escolha pela H2WAY dos locais para localização dos projetos considerou a proximidade com os centros de carga e buscou as barras da Rede Básica com valores de TUSTg próximos ao limite inferior de 5 R$/kW.mês indicado na Figura 4-30 EPE, [10]).

A escolha foi feita também por ocasionar benefícios sistêmicos relevantes, tais como:

- redução de perdas elétricas e de fluxos em longas distâncias;
- diminuição de restrições de rede e alívio de trechos críticos, postergando ou reduzindo a necessidade de reforços estruturais;

- melhoria do atendimento local a requisitos de potência e flexibilidade, permitindo resposta rápida em horários de ponta, e;
- maior eficiência econômica na operação do SIN, ao aproximar a prestação do serviço (armazenamento/descarga) dos locais onde o sistema efetivamente demanda o atendimento, com potencial de reduzir custos totais e, por consequência, favorecer a modicidade tarifária.

2. O ARMAZENAMENTO HIDRÁULICO

2.1 O Contexto

A Usina Hidrelétrica Reversível é uma tecnologia amplamente desenvolvida, apresentando-se como o sistema de armazenamento mais consolidado do mundo, sendo utilizada em diversos países, com metas expressivas para a sua expansão.

Segundo o *International Hydropower Association* - IHA [1]; [2], a energia hidrelétrica de bombeamento (PSH, na sigla em inglês) é a forma mais disseminada de armazenamento de energia renovável, com quase 200 GW de capacidade instalada, fornecendo mais de 94% de todo o armazenamento de energia no mundo com mais de 400 projetos em operação.

O Brasil necessita urgentemente de armazenamento em larga escala, com resposta rápida e alta flexibilidade e não pode ficar para trás.

Dois exemplos de projetos da Gruner Stucky, ambos na Suíça, são ilustrados a seguir. Conforme apresenta BURNIER et al, 2023 [3], a UHR Hongrin-Léman (Figuras 2 e 3) foi ampliada recentemente para a capacidade instalada de 480 MW, mediante a construção de uma segunda casa de força (Veytaux II). O segundo exemplo é a UHR Linth-Lemmern (Figuras 4 e 5), que tem capacidade instalada de 1.000 MW.

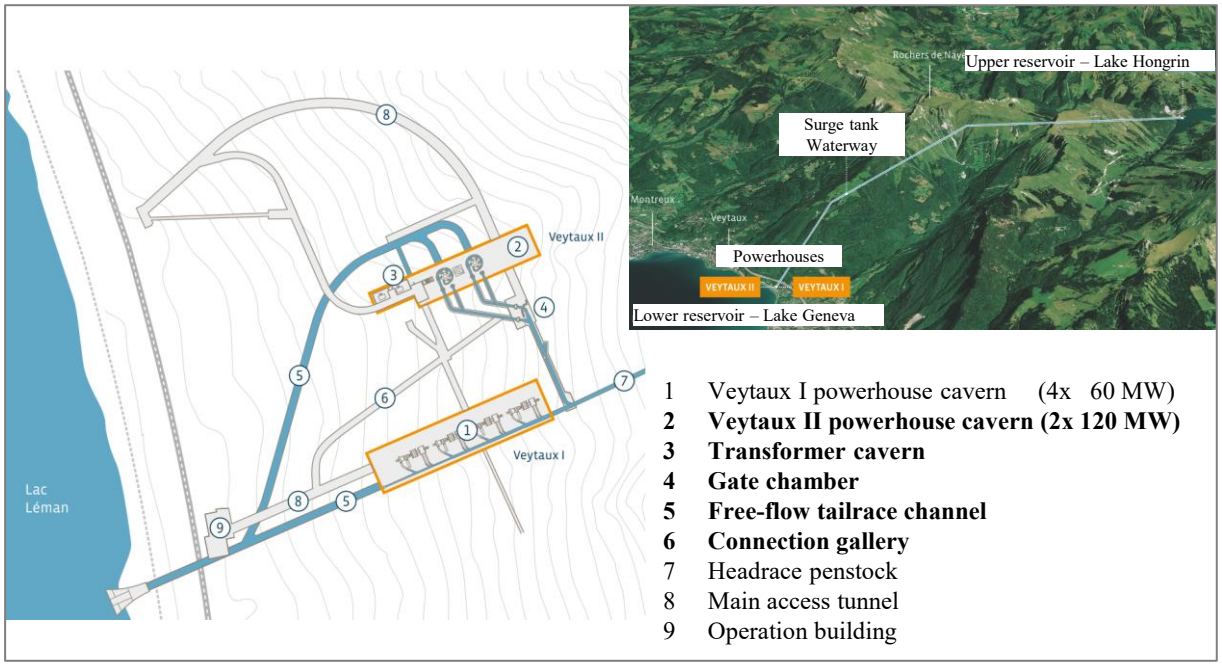


Figura 2– UHR Hongrin-Léman (480 MW): esquema geral e planta das casas de força I e II



Figura 3– UHR Hongrin-Léman (480 MW): fotos da bomba de uma das unidades da casa de força II

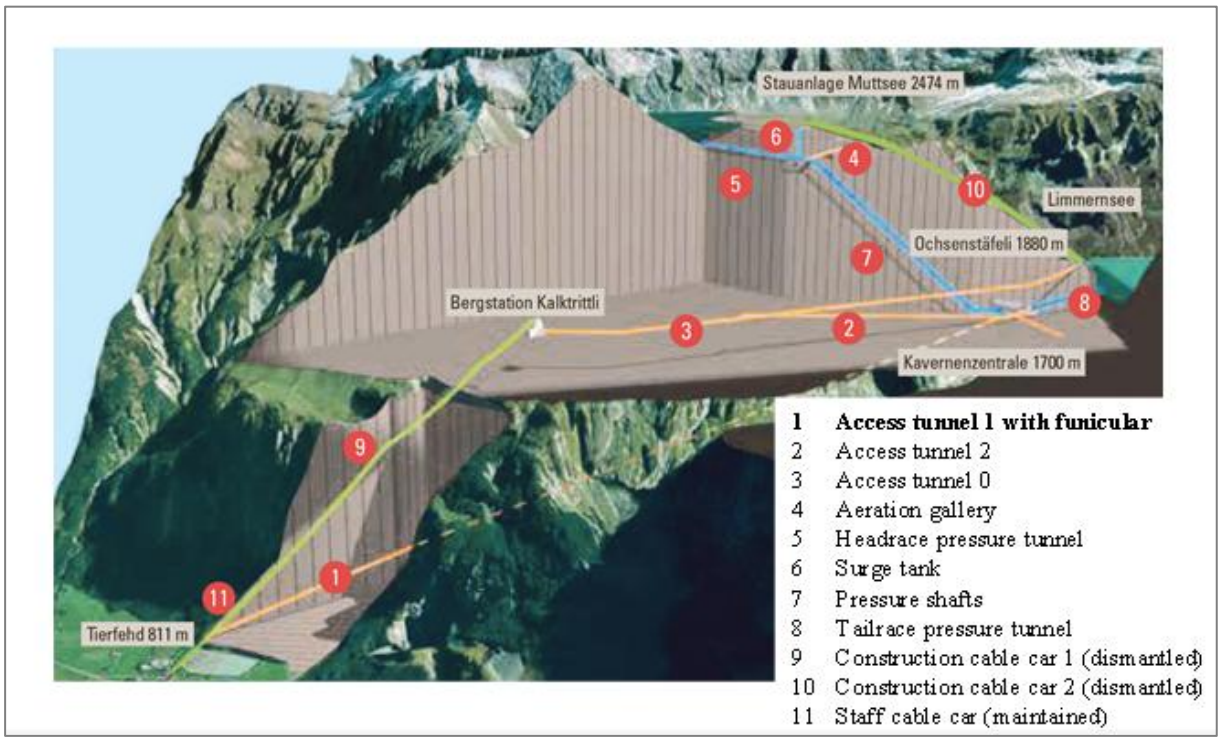


Figura 4 - UHR Linth-Limmern, Suíça (1.000 MW): esquema das obras subterrâneas



Figura 5 - UHR Linth-Limmern: Muttsee Dam (barragem superior)

2.1.1 Aspectos Regulatórios

A ANEEL [4] dividiu o estudo regulatório sobre armazenamento de energia em três ciclos voltados ao debate com a sociedade:

Primeiro ciclo: concentra as discussões iniciais sobre o tema visando estabelecer balizas regulatórias aos sistemas de Armazenamento de Energia Elétrica, com foco na definição de conceitos; estabelecimento de forma de outorga, acesso e uso da rede, e possibilidades de auferimento de receita.

Segundo ciclo: no próximo ciclo, serão abordadas as especificidades das Usinas Hidrelétricas Reversíveis que interfiram no aproveitamento ótimo previsto na Lei nº 9.074, de 1995 (abertas e semifechadas), o estudo da inserção de sistemas de armazenamento na transmissão, na distribuição e no consumo, a exploração de novos modelos de negócio como aplicações de armazenamento para a mitigação de *curtailment* e *constrained-off* das usinas de geração e a possibilidade de desenvolvimento de *Sandboxes* Regulatórios para questões de interesse, principalmente o empilhamento de receitas necessário para viabilizar economicamente o armazenamento e capturar benefícios ao sistema.

Terceiro ciclo: no último ciclo, serão discutidos tópicos finais, como agregadores para os vários serviços e simulações nos modelos computacionais e seus impactos na programação da operação e na formação de preço de curto prazo.

No primeiro ciclo estão incluídas as usinas hidrelétricas reversíveis de circuito fechado, com a previsão da emissão de duas resoluções normativas, a saber:

- uma Resolução Normativa específica para disciplinar o regime de outorga aplicável ao armazenamento, e;
- uma Resolução Normativa destinada a promover alterações correlatas em norma setoriais afetadas pela inserção do Sistema de Armazenamento.

Com a finalização do Primeiro Ciclo sobre a regulamentação para o Armazenamento de Energia Elétrica, incluindo Usinas Hidrelétricas Reversíveis, tem-se para UHRF os dispositivos legais referentes a outorga, ao acesso e uso das redes, e as possibilidades de auferimento de receita.

2.1.2 O Licenciamento Ambiental

As Usinas Hidrelétricas Reversíveis, sendo sistemas de armazenamento hidráulico por bombeamento, são também chamadas de “baterias de água” devido à sua capacidade de armazenamento de água e utilização para a geração de energia nos horários de interesse para o sistema elétrico.

O armazenamento de energia elétrica é realizado a partir de operações de bombeamento da água para o reservatório superior e reversão do ciclo com geração de energia quando da passagem da água do reservatório superior para o reservatório inferior.

A UHR considera a implantação de reservatórios inferior e superior, tomada d’água, condutos ou túneis de fuga, casa de força e demais instalações. Os reservatórios podem ser construídos ou utilizados reservatórios existentes.

Considerando que, para as altas quedas dos projetos, os volumes de água necessários não são significativos em relação às potências envolvidas, torna-se viável a utilização de reservatórios de pequeno porte existentes, como reservatórios de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH), de Centrais Geradora Hidrelétricas (GCH), cavas desativadas de mineração e outros tipos de reservatórios de armazenamento de água.

A Tabela 1 apresenta uma estimativa das áreas necessárias à implantação de alguns dos Complexos de Usinas Reversíveis em desenvolvimento pela H2WAY, sendo que cada complexo considera duas usinas próximas com conexão comum ao SIN.

A relação potência/área dos projetos de Usinas Reversíveis de Circuito Fechado analisados supera em muito a de usinas hidrelétricas convencionais, sendo inclusive muito superiores a parques solares em implantação no Brasil. Desta forma, as usinas reversíveis estudadas dependem de áreas limitadas para a sua implantação, reduzindo os efeitos e impactos ao meio ambiente.

Tabela 1 – Áreas adicionais de reservatórios para a implantação de projetos da H2WAY

Portfólio de Projetos H2WAY	Potência (MW)	Reservatório Adicional (km²)	Relação Potência/Área Adicional (MW/km²)
Complexo Horizontes Norte	1.180	0,83	1.430
Complexo Bandeirantes Nordeste	1.500	1,07	1.407
Complexo Bandeirantes Capital	1.470	0,53	2.648

Outro fator importante, quando comparado com as usinas hidrelétricas convencionais, está relacionado à utilização muito reduzida de água, sendo necessária apenas para o enchimento dos reservatórios (na etapa de implantação) e para a reposição de perdas por evaporação ou infiltração, durante a fase de operação. Com isso, os impactos sobre os recursos hídricos, no caso de reversíveis de circuito fechado, são

muito limitados, uma vez que, na operação das usinas, a água é recirculada de um reservatório para o outro.

A análise dos projetos pode ainda considerar a situação locacional de forma prévia, evitando-se aquelas áreas com presença de população, e avaliando aqueles aspectos ambientais que poderiam trazer impactos ou limitar a implantação. Nos estudos realizados foi possível verificar as características de cada local e as possibilidades de inserção dos projetos, considerando os meios físico, biótico e socioeconômico.

Apesar dos desafios de implantação, a possibilidade de utilização de túneis escavados e casas de forças subterrâneas, a exemplo de instalações construídas em diversos países, representa significativa redução da área ocupada e das estruturas localizadas na superfície.

A Lei nº 15.269/2025 estendeu o regime de licenciamento ambiental especial às usinas hidrelétricas, inclusive reversíveis, e aos respectivos reservatórios, fundamentando tal tratamento diferenciado no caráter estratégico desses empreendimentos para a segurança hídrica, a segurança energética e a estabilidade do SIN.

Apesar da experiência ainda limitada em relação ao licenciamento ambiental de Usinas Reversíveis no Brasil, para as usinas de ciclo fechado, com reservatórios de menor porte ou existentes, vislumbra-se que será possível uma condução adequada dos processos de licenciamento para a viabilização dos projetos.

Neste contexto, a construção das Usinas Reversíveis de Ciclo Fechado, conforme proposto pela H2WAY, apresenta expressivas vantagens, considerando ainda que naqueles casos de reservatórios já existentes, os impactos ocasionados pela implantação seriam mitigados.

Outro aspecto importante a considerar está relacionado ao papel das Usinas Reversíveis como mecanismo de integração das fontes renováveis de energia, possibilitando a continuidade de sua inserção no Sistema Elétrico Brasileiro.

2.1.3 As Condições de Mercado

O principal mercado no Brasil para o “Produto” de Usinas Reversíveis desenvolvido pela H2WAY são os Leilões de Reserva de Capacidade (LRCAP), previstos para 2027, de acordo com matéria publicada referente a reunião do CNPE de 01ABR2026.

Futuramente, os projetos em desenvolvimento pela H2WAY, através de sistema de armazenamento (autônomo ou associado a geração ou consumo), poderão explorar a prestação de diversos serviços ao SIN e, então, receber múltiplas receitas por eles (empilhamento de receitas).

2.2 O Portifólio em Desenvolvimento

O Produto da H2WAY foi desenvolvido para complementar as UHEs e BESS no provimento de capacidade e flexibilidade ao SIN, sendo o futuro das hidrelétricas, como indicado no Box 3.1 do PDE 2035 (EPE, [5]).

Os projetos em desenvolvimento atendem aos requisitos de armazenamento para os futuros LRCAP, como também estão aptos a atender os perfis operativos estudados pelo ONS para BESS, apresentados no webinar de esclarecimentos sobre o LRCAP 2026, realizado em 25NOV2025.

A Figura 6 apresenta os perfis indicativos: um ciclo completo por dia, dois ciclos por dia, meio ciclo por dia, ciclos com potência variável ao longo do dia e dias sem despacho ou carregamento.

Destacamos que os Projetos de Usinas Reversíveis identificados em estudos já realizados pela H2WAY têm potencial identificado até o momento de 7.750 MW, ofertando potência e serviços sistêmicos de flexibilidade ao longo do dia.

As UHRF em desenvolvimento foram posicionadas perto dos centros de carga, e podem auxiliar nos serviços hoje prestados pelas usinas hidrelétricas do SIN, no atendimento das rampas ascendentes de carga e também nas descendentes, com os seguintes benefícios associados (lista não exaustiva):

- benefícios regionais de atendimento nos horários de maior necessidade de capacidade de ponta, mesmo em situações de escassez hidrológica (circuito de fluxo da água fechado, praticamente sem interferência com um curso da água de porte);
- aumento da confiabilidade da rede;
- rápida despachabilidade ou ajustes às variações da carga;
- contribuição para correção de frequência/tensão com referência rotativa e inércia;
- redução ou otimização das necessidades de expansão dos sistemas de transmissão, oferecendo serviços sinérgicos e complementares a estes sistemas.

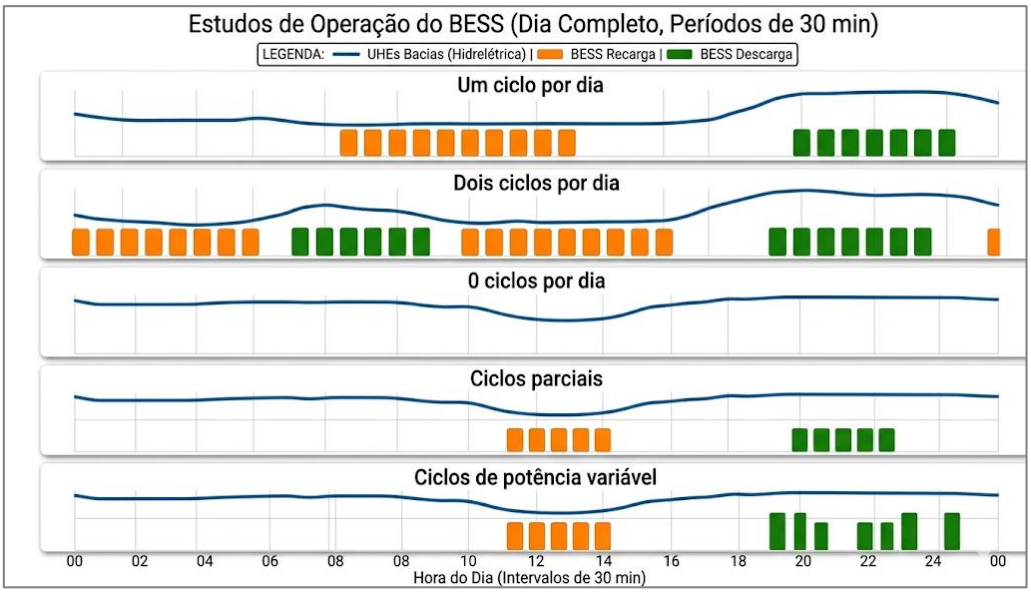


Figura 6 – Perfis Indicativos do ONS

A Tabela 2 apresenta as características básicas dos projetos de Usinas Reversíveis em desenvolvimento, localizadas nos estados de Minas Gerais, São Paulo e Rio de Janeiro.

Tabela 2 – Pipeline de Projetos de UHRF da H2WAY

Usina Reversível	Potência Instalada (MW)	Queda Bruta (m)	Unidades Reversíveis	Observações
UHRF 1	480	328,30	4 X 120 MW	Utiliza reservatório existente
UHRF 2	400	351,00	4 X 100 MW	UHR associada a PCH a ser construída
UHRF 3	700	406,70	4 X 175 MW	Utiliza reservatório existente
UHRF 4	900	540,00	6 X 150 MW	Utiliza reservatório existente
UHRF 5	600	462,50	2 X 300 MW	Utiliza reservatório existente
UHRF 6	500	1.070,00	2 X 250 MW	Reservatórios a construir. Inferior a ser compartilhado com UHRF 7
UHRF 7	1.000	1.125,00	4 X 250 MW	Reservatórios a construir. Inferior a ser compartilhado com UHRF 6
UHRF 8	70	14,50	2 X 35 MW	Utiliza reservatórios existentes
UHRF 9	800	678,50	2 X 400 MW	Utiliza reservatório existente
UHRF 10	1.400	670,00	4 X 350 MW	Utiliza reservatório existente
UHRF 11	300	312,00	2 X 150 MW	Utiliza reservatórios existentes
UHRF 12	600	328,00	4 X 150 MW	Utiliza reservatórios existentes
TOTAL	**7.750**			

A Figura 7 mostra o número de projetos, a capacidade em MW e as áreas adicionais de reservatórios dos projetos localizados nas diferentes unidades da federação.

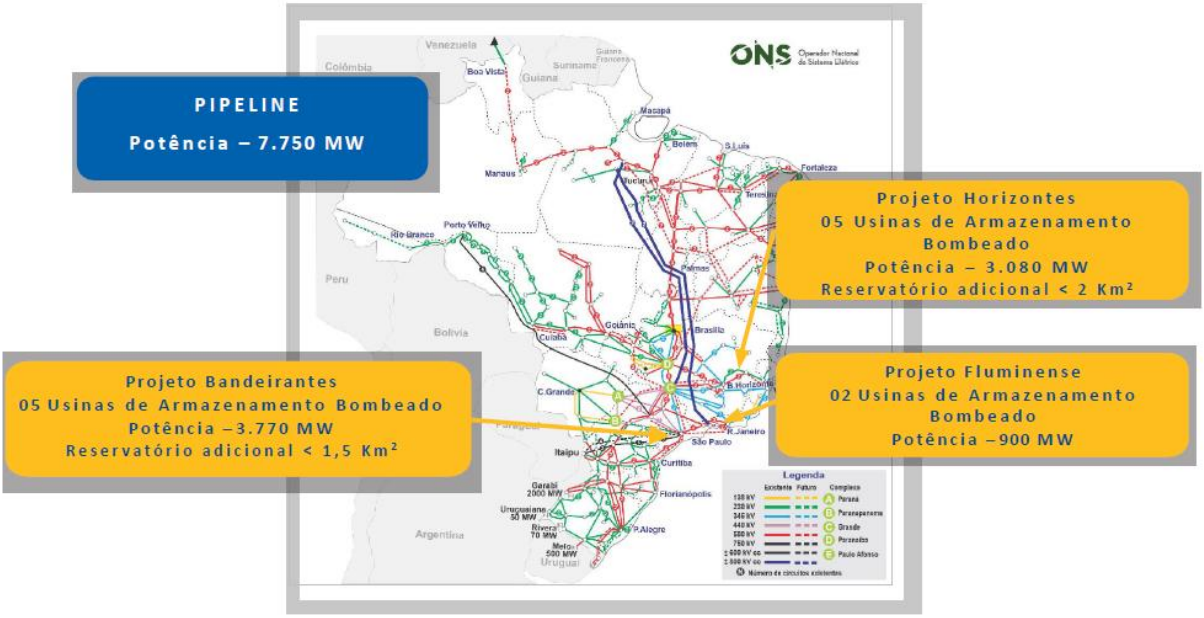


Figura 7 – Portifólio de Usinas Hidrelétricas Reversíveis da H2WAY no Sudeste

2.3 O Desenvolvimento dos Projetos

Os projetos associados aos três complexos da Tabela 3 apresentam estágios de desenvolvimento similares, tendo sido realizados estudos de engenharia e de meio-ambiente em nível de Estudos de Previabilidade, compreendendo:

- Estudos de prospecção.
- Seleção de locais abrangendo aspectos técnicos, econômicos e de impactos ambientais/interferências flagrantes.
- Voo com perfilamento a laser do terreno e elaboração de restituição aerofotogramétrica, para dois empreendimentos.
- Compilação e composição da base cartográfica com dados topográficos existentes e mapeamento sobre imagem de satélite (Infraworks) para os demais.
- Dimensionamento hidráulico dos reservatórios (relações cota vs. área vs. volume).
- Seleção de alternativas de potência por meio de simulações energéticas preliminares (turbinagem e bombagem); definição das potências instaladas.
- Estudos de arranjo geral.
- Dimensionamento e arranjo dos barramentos.
- Dimensionamento e arranjo dos circuitos hidráulicos de geração e de fuga.
- Estudos de perda de carga nos circuitos (turbinagem e bombagem).
- Dimensionamento das unidades de geração/bombagem.
- Estudos de fenômenos transitórios e dimensionamento de estruturas de minimização de sobre/subpressões.
- Determinação da capacidade instalada.
- Dimensionamento e arranjo das casas de força.
- Dimensionamento e arranjo dos acessos externos e subterrâneos.
- Quantificação de obras civis e equipamentos.
- Estimativa de custos ambientais e socioeconômicos.
- Estudos de Conexão ao SIN.
- Elaboração de Orçamento Padrão Eletrobrás (OPE) dos empreendimentos.

A Tabela 3 e as Figuras 8 a 10 apresentam os Complexos e o arranjos esquemáticos dos projetos associados em complexos.

Tabela 3. Complexos de projetos de UHRF em Desenvolvimento

Projetos de UHRF	**Potência (MW)**
Complexo Horizontes Norte	1.180
Complexo Bandeirantes Nordeste	1.500
Complexo Bandeirantes Capital	1.470

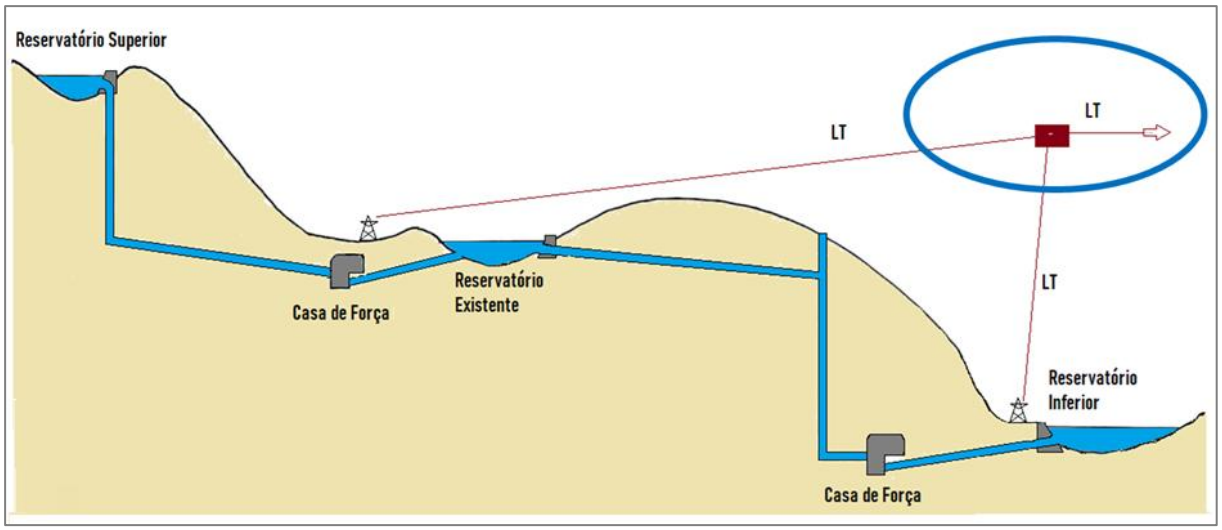


Figura 8 – Complexo Horizontes Norte - Arranjo Esquemático

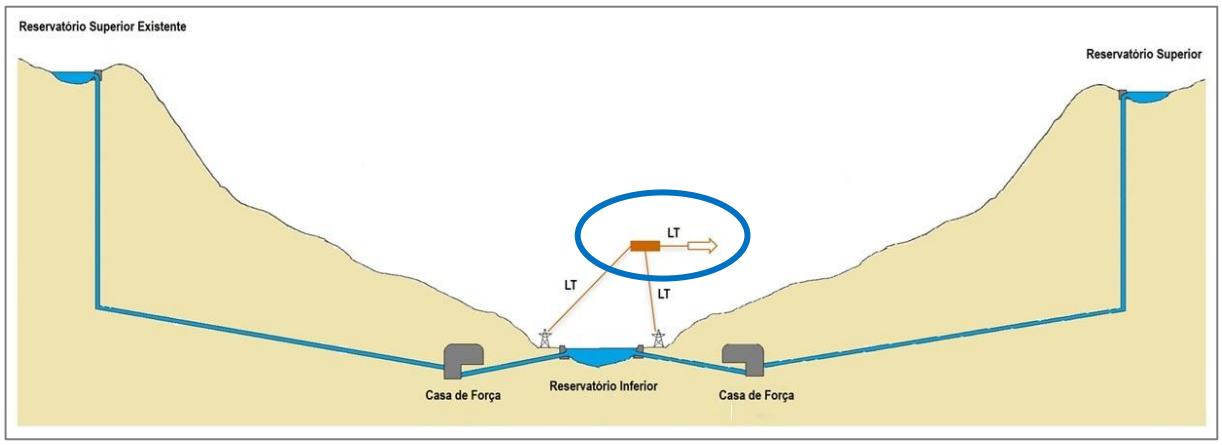


Figura 9 – Complexo Bandeirantes Nordeste - Arranjo Esquemático

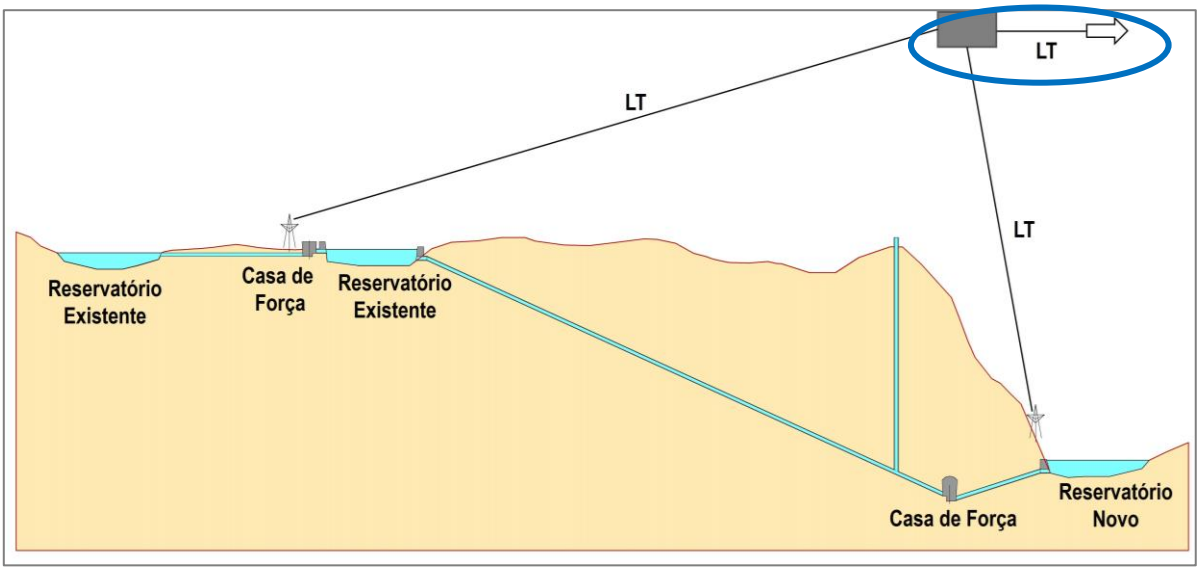


Figura 10 – Complexo Bandeirantes Capital - Arranjo Esquemático

Os projetos dos Complexos estão com ações de ganho de maturidade em andamento, relativas ao Fundiário, ao Licenciamento Ambiental e à Conexão ao SIN.

2.3.1 Riscos associados à garantia de preços, prazos e segurança no processo construtivo

A decisão estratégica da H2WAY é que, como os projetos não são usuais no setor elétrico brasileiro, seu desenvolvimento e otimização deverão considerar o formato ECI – *Early Contractor Involvement*.

Deste modo, para a implantação das Usinas Reversíveis do Portifólio da H2WAY, dados o seu porte e características de arranjo, considerou-se a necessidade de utilização de um conjunto de fornecedores estratégicos, relacionados a:

- escavações subterrâneas do circuito hidráulico de geração e bombeamento, da casa de força, dos acessos construtivos, poço de ventilação e poço de cabeamento;
- fornecimento dos equipamentos de geração e bombeamento.

Os fornecedores escolhidos para compor o ECI estão sendo envolvidos já na fase de pré-construção e a sua escolha no momento inicial está sendo feita considerando as peculiaridades de cada projeto.

Por exemplo, a perfuratriz vertical RD8 Raise Borer da Master Drilling (Figura 11) foi projetada para aplicações de perfuração vertical ou subvertical de grande diâmetro (variando de 4,1 m a 10 m) e profundidades de até 2.000 m. Com potência de 1.800 kVA, a RD8 é aplicável às perfurações verticais do Complexo Bandeirantes Nordeste, em função da grande profundidade e diâmetro do poço de adução vertical dessas usinas.



Figura 11 – Raise Bore Machine RD8

Paralelamente, as perfuratrizes horizontais dessa empresa, denominadas MTB – Mobile Tunnel Borer (Figura 12), têm sistema de controle de avanço de escavação que permite grande precisão direcional, dirigibilidade com raios pequenos de escavação, sistema de captação e adução de águas subterrâneas e, dentre outros aspectos, recuperação total do MTB após a conclusão da perfuração, podendo operar

em marcha ré. Esse equipamento permite otimizar os prazos de execução dos túneis em comparação com os métodos tradicionais de perfuração e detonação, permitindo antecipações incomuns de cronograma de obra.

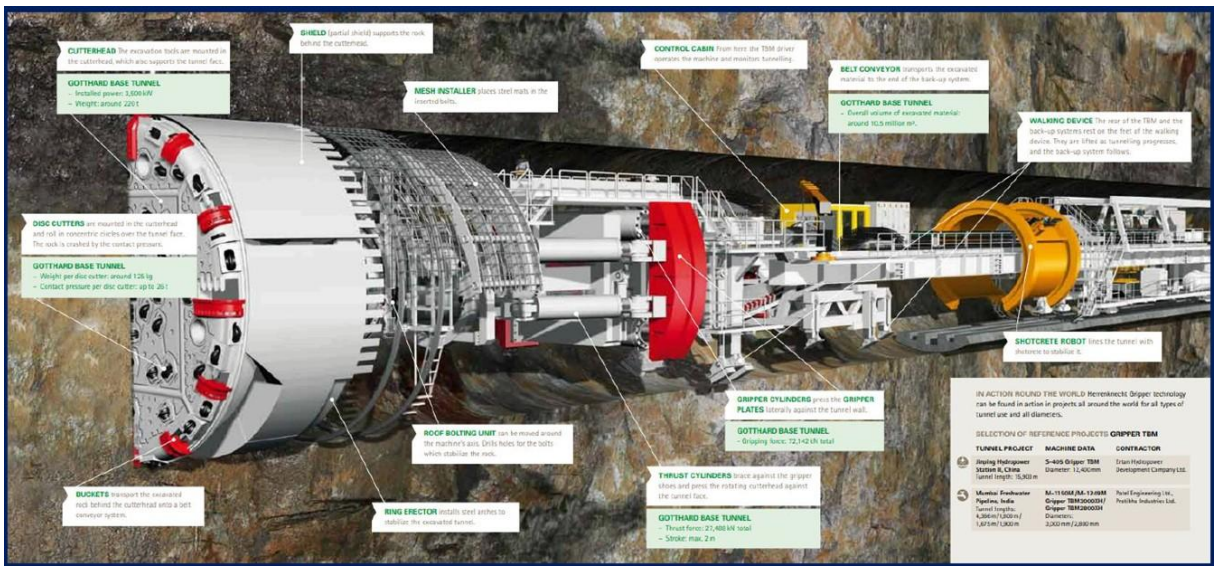


Figura 12 – Mobile Tunnel Boring (MTB) – Master Drilling

2.3.2 Aspectos Fundiários

Em geral, as questões fundiárias relacionados aos projetos em desenvolvimento envolveram:

- delimitação das áreas de impacto direto por cada empreendimento.
- levantamento da situação das propriedades no Cadastro Ambiental Rural – CAR
- visita de campo em cada local para identificação e entrevista preliminar com os proprietários.
- abertura de processo de negociação das áreas de interesse, que se encontram em diferentes estágios de formalização contratual.

2.3.3 Aspectos de Conexão dos Projetos

A prospecção e seleção de locais que se mostraram tecnicamente promissores para a implantação das Usinas Reversíveis considerou também a avaliação das linhas de transmissão do SIN em operação na área de abrangência dos locais estudados, identificando principalmente os sistemas existentes em tensões iguais ou superiores a 345 KV.

Um estudo complementar avaliou as subestações existentes nessas mesmas áreas, que possuem ou venham a possuir condições disponíveis para margem de escoamento considerando as potências identificadas para cada um dos projetos estudados tendo como referência os estudos de expansão do sistema elétrico nacional, elaborados e publicados pela EPE. Os projetos estudados, associados ou não em complexos, têm potenciais de 1.000 MW ou superior, com ciclos diários de operação. Foram pré-avaliadas as novas condições operacionais do sistema de transmissão, haja visto a ocorrência diária de inversão do fluxo de potência entre os períodos de consumo de energia, necessária para o enchimento dos reservatórios

superiores das UHR implantadas, versus os períodos de produção de potência inserida no SIN.

Da mesma forma, foram pré-avaliadas alternativas de conexões desses projetos ao SIN, considerando em alguns casos a construção de linhas de transmissão até subestações já existentes, que passariam por ampliação de capacidade, assim como o seccionamento de linhas de transmissão hoje em operação, que poderiam estar conectadas às subestações das novas instalações da UHR.

3. CONCLUSÕES

A falta de potência é hoje uma condição real do SIN e a sua contratação via LRCAP representa uma política pública adequada, e sendo que o desenho do LRCAP deve considerar os atributos de confiabilidade requeridos, permitindo a contratação de diferentes alternativas tecnológicas (MME, EPE [6]).

Transformar a discussão em uma disputa entre fontes, em vez de uma definição clara do produto sistêmico a ser contratado, acarreta distorção regulatória. O foco deveria estar em qual tecnologia resolve o problema com menor custo total e menor risco de execução para o consumidor, e não em adotar arranjos tecnológicos específicos sem garantias de competição.

O LRCAP 2026 contratou 19 GW de térmicas existentes, térmicas novas e ampliação de usinas hidrelétricas, conforme registrado pela EPE [7] na síntese a seguir reproduzida: *"o LRCAP/2026 representou um avanço consistente na modernização do setor elétrico brasileiro. Ao combinar expansão, flexibilidade e eficiência, o leilão fortaleceu a segurança do suprimento, melhorou a integração de fontes renováveis e estabeleceu bases mais sustentáveis — técnica e economicamente — para o atendimento à demanda nos próximos anos."*

O desafio agora, como apresentado de forma consistente pelos diversos estudos do ONS e da EPE, é outro: equacionar o déficit de potência e de flexibilidade em horas específicas do dia, especialmente no final da tarde e início da noite (18 h às 21 h).

Quando o produto é corretamente definido – disponibilidade de potência por algumas horas críticas, com resposta rápida – o desenho do leilão deve privilegiar recursos capazes de entregar esse serviço com eficiência técnica e econômica.

O foco, portanto, deve estar em qual tecnologia é a mais indicada e, nesse contexto, as UHRF são o recurso mais adequado como solução para o armazenamento centralizado do SIN.

Foram observados pela H2WAY, na constituição de seu portifólio, os critérios de projeto considerando as necessidades do SIN e, também, aqueles aspectos que podem se apresentar como barreiras à UHRF (CAPEX elevado, licenciamento e tempo de implantação e as correspondentes receitas remuneratórias).

Deste modo, a experiência da equipe envolvida, associada ao amplo conhecimento dos reservatórios brasileiros e do SIN, permitiu selecionar um portifólio de projetos com máxima competitividade de implementação, considerando para a sua seleção os aspectos fundiários, geológicos, ambientais, econômicos e de interligação ao SIN, entre outros.

As UHRF da Tabela 2, objeto de avaliação de viabilidade técnica, econômica e ambiental, têm as seguintes características básicas:

- capacidade instalada da ordem de centenas de MW, altas quedas, excetuando-se uma UHR com 70 MW;
- utilização limitada dos recursos hídricos e minimização de impactos ambientais com a utilização de reservatórios existentes e/ou novos, com área inundada reduzida em relação à potência instalada;
- sinal locacional diferenciado e proximidade dos centros de carga de interesse.

A competitividade dos projetos está associada principalmente ao CAPEX inferior a R$ 6k/MW (EPE, [8], aos prazos curtos de implementação dos empreendimentos (3 a 5 anos), e à estratégia de localização orientada para as menores tarifas de uso para conexão ao SIN (TUSTg entre 5-7 R$/kWh).

Com a conclusão pela ANEEL do primeiro ciclo regulatório sobre armazenamento de energia, considera-se que estarão estabelecidas as condições para a implantação de usinas reversíveis no Brasil, incluindo a definição da forma de outorga, do acesso e uso da rede e das possibilidades de auferimento de receita.

Nesse contexto, as UHRF do portifólio da H2WAY poderão obter o Despacho de Registro do Requerimento de Outorga – DRO-SAE – junto à ANEEL e dar andamento aos seus projetos:

- iniciar o processo para a obtenção de licenças ambientais;
- atender a exigências de órgãos públicos ou agentes financiadores;
- providenciar os documentos necessários à fase de outorga, e;
- realizar as atividades necessárias ao cadastramento das UHRF no LRCAP.

Destaca-se ainda o papel das Usinas Reversíveis como mecanismo de integração das fontes renováveis de energia no Sistema Elétrico Brasileiro, além das demais vantagens relacionadas aos benefícios para a operação do sistema.

4. PALAVRAS-CHAVE

Palavras-chave: armazenamento, usina reversível, flexibilidade, projetos.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] IHA – International Hydropower Association. Armazenamento Hidráulico (UHR) - A maior flexibilidade instalada do mundo. https://www.hydropower.org/factsheets/pumped-storage. *Consulta em 08/05/2026*.

[2] IHA – International Hydropower Association. Enabling new pumped storage hydropower - A guidance note for key decision makers to de-risk pumped storage investments. https://indd.adobe.com/view/0d14c1da-75a4-4c48-b9cc-1896f279605c. *Consulta em 08/05/2026*.

[3] Burnier, J-M, Hachem, F, Bieri, M. e Quigley, B (2023). Pumped-storage projects: Lessons-learned from recent developments in Central Europe. Anais da Hydro 2023, 16–18 de outubro de 2023. Edinburgh, Scotland, UK.

[4] ANEEL. Consulta Pública 039/2023. https://antigo.aneel.gov.br/web/guest/consultas-publicas?p_auth=8DGXAAbb&p_p_id=participacaopublica_WAR_participacaopublicaportlet&p_p_lifecycle=1&p_p_state=normal&p_p_mode=view&p_p_col_id=column-2&p_p_col_pos=1&p_p_col_count=2&_participacaopublica_WAR_participacaopublicaportlet_ideParticipacaoPublica=3828&_participacaopublica_WAR_participacaopublicaportlet_javax.portlet.action=visualizarParticipacaoPublica# . *Consulta em 08/05/2026.*

[5] EPE - Empresa de Pesquisa Energética. Plano Decenal de Expansão de Energia 2035 – Versão Consulta Pública. Rio de Janeiro.

[6] MME – Ministério de Minas e Energia e EPE - Empresa de Pesquisa Energética. PNE 2055 – Plano Nacional de Energia 2055 - Rumo a 2055: Perspectivas para o Sistema Energético Nacional do Futuro – Fevereiro 2026. Brasília.

[7] EPE - Empresa de Pesquisa Energética. https://www.epe.gov.br/pt/imprensa/noticias/leilao-de-reserva-de-capacidade-de-2026-amplia-seguranca-energetica-e-inaugura-novo-modelo-contratual-no-setor-eletrico. *Consulta em 08/05/2026.*

[8] EPE - Empresa de Pesquisa Energética. PDE 2035 - Parâmetros de Custos - Geração e Transmissão. Rio de Janeiro.

6. AUTORES



David PRADO PULINO

Engenheiro civil pela Escola Politécnica da USP, 1977. Com mais de 4 décadas de atuação no SEB, em gestão, estudos e projetos de obras com múltiplas finalidades e como consultor em hidrotecnia e estudos energéticos de usinas hidrelétricas. Desde 2016 vem atuando no tema armazenamento através de usinas hidrelétricas reversíveis. Em 2022 constituiu a H2WAY e vem coordenando a equipe multidisciplinar envolvida no desenvolvimento dos projetos do portifólio da empresa.



Luiz Augusto BARCELLOS ALMEIDA

Engenheiro civil pela Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, 1982. Especialização em Engenharia Sanitária e Ambiental pela Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, 1987. Tem mais de 40 anos de experiência na gestão de programas ambientais, implantação de grandes empreendimentos e processos empresariais.

	**Sergio SOLINO RAMOS** Engenheiro civil pela Escola Politécnica da USP, 1979. Pós-graduado em hidráulica, sistemas de energia e gerenciamento de projetos (EPUSP, PUC, UFMG, FGV). Experiência de 48 anos em diversos projetos hidrelétricos e obras hidráulicas no Brasil e exterior, pelas empresas HIDROSERVICE, THEMAG e IESA. Sócio e diretor técnico da HE desde 1999, passando a dirigir os estudos de engenharia do portfólio de Usinas Hidrelétricas Reversíveis da empresa em 2016.
	**Armando Bueno SANTOS JUNIOR** Engenheiro Eletricista pela Universidade Mackenzie,1982. Carreira construída em grandes projetos de infraestrutura, principalmente em estudos de viabilidade de usinas hidrelétricas. Expertise técnica em sistemas elétricos de baixa, média e alta tensão, incluindo linhas de transmissão. Atualmente atuando em estudos na área de sistema de potência associados a usinas reversíveis em estudo pela HE.
	**Marcelo LEITE RIBEIRO** Engenheiro Civil, UFMG (2001). MBA Executivo, PhD e MSc em Projetos Hidrelétricos pela EPFL (Suíça). Lidera o desenvolvimento de negócios e a entrega de projetos hidrelétricos estratégicos em mercados internacionais, incluindo usinas reversíveis. É Chefe da Unidade de Negócios de Hidrelétricas e Barragens da Gruner Stucky, impulsionando crescimento e parcerias.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

AVALIAÇÃO ESPAÇO-TEMPORAL DE CICLO DE VIDA NA GERAÇÃO E NO ARMAZENAMENTO DE ENERGIA ELÉTRICA NO BRASIL: UMA ABORDAGEM SOCIOAMBIENTAL E ENERGÉTICA

Luiz Gustavo WESTIN
Esp. MSc., Engenheiro Hídrico - WEBHIDRO

Tarcísio CASTRO
MSc, Engenheiro Civil - PSR

Carlos BIZERRIL
MSc, Zoólogo – NP Consultoria Ambiental

Elianne OMENA
DSc, Bióloga Marinha – Trilha Consultoria Ambiental
Vanessa ALBUQUERQUE
MSc, Engenheira Eletricista - PSR

RESUMO

A matriz elétrica brasileira passa por transformações profundas impulsionadas pela expansão de fontes renováveis variáveis. Embora o parque hidrelétrico tenha viabilizado essa integração, restrições crescentes ao licenciamento das usinas limitam a capacidade do sistema de absorver intermitência, desafiando o Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS). Evidencia-se, assim, a importância dos reservatórios e usinas existentes, e de metodologias de planejamento que incorporem impactos socioambientais ao longo de todo o ciclo de vida dos projetos, incluindo as diversas fontes de armazenamento. Nesse contexto, a avaliação do ciclo de vida (ACV), considerando a biodiversidade, e a avaliação social de ciclo de vida (ASCV), com a inclusão de parâmetros espaciais e temporais, emergem como abordagens metodológicas relevantes para análise dos potenciais impactos ambientais aplicada ao planejamento da expansão do Sistema Interligado Nacional (SIN), considerando dois cenários: *Business-as-Usual* (BaU) e um de transição energética. De forma complementar, a sustentabilidade energética dos cenários é avaliada, por meio do *Energy Return on Investment* (EROI). Os resultados evidenciam diferenças significativas em emissões, uso da terra e intensidade de impactos ambientais, além de *trade-offs* entre descarbonização e pressão sobre recursos minerais e territoriais. Os achados reforçam a importância de integrar a ACV ao planejamento da expansão, especialmente no cenário de transição energética, em prol de uma matriz elétrica progressivamente mais limpa, eficiente e sustentável.

ABSTRACT

The Brazilian electrical grid is undergoing profound transformations driven by the expansion of variable renewable energy sources. Although the hydroelectric fleet has enabled this integration, growing restrictions on plant licensing are limiting the system's capacity to absorb intermittency, posing significant challenges to the National Electric System Operator (ONS). This highlights the importance of existing reservoirs and power plants, as well as planning methodologies that incorporate socio-environmental impacts across the full project lifecycle — including various forms of energy storage.

In this context, Life Cycle Assessment (LCA) with biodiversity considerations, and Social Life Cycle Assessment (S-LCA) incorporating spatial and temporal parameters, emerge as relevant methodological approaches for analyzing potential environmental impacts. These are applied to expansion planning of the National Interconnected System (NIS/SIN) under two scenarios: Business-as-Usual (BaU) and an energy transition scenario.

As a complementary measure, the energy sustainability of each scenario is evaluated using the Energy Return on Investment (EROI). Results reveal significant differences in emissions, land use, and environmental impact intensity, along with trade-offs between decarbonization and pressure on mineral and territorial resources. The findings reinforce the importance of integrating LCA into expansion planning — especially in the energy transition scenario — in pursuit of a progressively cleaner, more efficient, and sustainable electrical grid.

1. INTRODUÇÃO

Segundo o mais recente Programa Mensal de Operação (PMO) do Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS), em 2030, as fontes variáveis solar e eólica, em conjunto com a micro e minigeração distribuída (MMGD), irão representar cerca de 47,5 % da matriz elétrica brasileira, valor superior ao percentual projetado para as usinas hidrelétricas (UHE), que sempre foram a principal fonte de energia elétrica do País [1]. Essa projeção evidencia as expressivas alterações que têm ocorrido na matriz elétrica.

Em conjunto com essas alterações se dá a redução do fornecimento de inércia, da flexibilidade e da capacidade de regularização fornecidas pelas UHE, fato que vem ocasionando o aumento significativo de episódios de *curtailment.* As dificuldades de licenciamento ambiental, com longos processos e cronogramas imprevisíveis, afasta financiadores e resulta na não ampliação do parque hidrelétrico no país. Esses fatores tendem a inviabilizar, inclusive, projetos tecnicamente viáveis do ponto de vista socioambiental.

Essas dificuldades, no entanto, são em parte explicadas pela falta de transparência durante a etapa de planejamento das UHE. Apesar de alguns esforços isolados, as discussões têm sido realizadas sem a adequada negociação com os *stakeholders* e sem a observância que de, apesar dos benefícios regionais e nacionais desses empreendimentos, os impactos socioambientais são locais. Esse fato dificulta a adoção de medidas mitigadoras e compensatórias adequadas, o que reforça a desconfiança pública e institucional em relação a essas obras. Embora os impactos ambientais locais provocados pelas barragens sejam inegáveis e de expressiva magnitude, os benefícios gerados, como a regularização hídrica, o controle de cheias e a geração de energia renovável, frequentemente não recebem o mesmo peso nas discussões, sendo sistematicamente subestimados frente às regiões diretamente afetadas.

Por outro lado, o Brasil apresenta grande potencial de implementação de usinas reversíveis (UR). Em 2025, a Empresa de Pesquisa Energética (EPE) publicou seu *roadmap* para as UR, no qual apresenta o papel dessas usinas em benefício da rede elétrica, como a integração de fontes renováveis, reduzindo o *curtailment,* e os serviços ancilares como controle de frequência [2]. Entretanto, num cenário futuro de implementação, é importante garantir que não recaiam sobre as UR as mesmos questões referentes a licenciamento que ocorrem atualmente com as UHE, uma vez que de fato, seus impactos socioambientais tendem a ser muito reduzidos.

Dessa forma, metodologias capazes de mensurar adequadamente os impactos socioambientais e considerar a dinâmica temporal e espacial da expansão do Sistema Interligado Nacional (SIN) devem ser consideradas.

Nesse contexto, avaliação de ciclo de vida (ACV), definida nas ABNT NBR ISO 14040:2009 [3] e 14044:2009 [4], surge como uma ferramenta fundamental para análise e quantificação dos potenciais impactos ambientais ao longo o ciclo de vida dos sistemas, desde a extração de matérias primas até o descomissionamento das usinas (“do berço ao túmulo”). Apesar da sua relevância, a ACV foi desenvolvida segundo uma abordagem global, tendo como pressuposto a homogeneidade espacial

e temporal do ambiente de análise, acarretando alto grau de agregação dos impactos resultantes.

Além disso, algumas limitações presentes na base de dados e no método de avaliação dos impactos ambientais evidenciam a necessidade de quantificar os impactos sobre a biodiversidade, de forma a avaliar os impactos locais dos diferentes sistemas de geração e armazenamento e dos cenários de planos de expansão da matriz elétrica.

Visando atendimento às questões sociais intrínsecas à implementação de sistemas de energia elétrica, uma ferramenta apropriada é a avaliação social de ciclo de vida (ASCV). Sua metodologia é desenvolvida com base nos mesmos documentos da ACV e tem por objetivo observar os potenciais impactos sociais passando pela extração e processamento de matérias-primas, fabricação, distribuição, uso e destinação final, evidenciando todo o ciclo de vida do sistema.

A fim de dar mais arcabouço à tomada de decisão, uma avaliação energética dos sistemas também deve ser considerada, uma vez que esse também é um fator que pode inviabilizar a escolha de determinada fonte, visando o planejamento da expansão. Para tal, o conceito "*Energy Return on Investment"* (EROI) se mostra adequado, por apresentar uma visão geral de todo o ciclo de vida dos sistemas, alinhado às premissas da ACV e ASCV.

Assim, o presente artigo propõe uma metodologia inovadora baseada na ACV espaço-temporal para avaliar os potenciais impactos ambientais, sociais e energéticos de dois cenários de expansão do SIN: *Business-as-Usual* (BaU) e Transição Energética (TE). Esses cenários são compostos por sete sistemas de geração e armazenamento de energia elétrica no Brasil, entre eles, usinas hidrelétricas e usinas reversíveis.

2. METODOLOGIAS E FERRAMENTAS

A seguir são apresentadas as metodologias e ferramentas adotadas para avaliação dos cenários de expansão propostos.

2.1 Avaliação de ciclo de vida

A ACV é uma metodologia consolidada que quantifica os potenciais impactos ambientais de bens ou serviços desde a obtenção das matérias primas até a disposição final ("do berço ao túmulo"). Como já mencionado, ela foi desenvolvida segundo uma abordagem estática e global, não prevendo variações espaciais e temporais na análise.

Segundo as normas que a define [3-4], ela está estruturada em quatro fases: (i) definição do objetivo e do escopo; (ii) análise do inventário do ciclo de vida (ICV); (iii) avaliação de impacto do ciclo de vida (AICV); e (iv) interpretação dos resultados.

2.1.1 Definição do objetivo e escopo

O objetivo da realização dessa ACV é avaliar e comparar os potenciais impactos ambientais ao longo do ciclo de vida de duas alternativas de expansão do SIN até o horizonte de 2050 — *Business-as-Usual* (BaU) e Transição Energética (TE). Os resultados destinam-se a apoiar a tomada de decisão no planejamento do sistema elétrico, bem como a subsidiar processos de licenciamento ambiental.

Ao definir seu escopo, os seguintes itens foram estabelecidos e caracterizados: (i) os sistemas a serem estudados, no caso, sete sistemas de geração e armazenamento de energia elétrica que irão compor os cenários de expansão: usinas hidrelétricas, usinas termelétricas a gás natural e a biomassa de cana de açúcar, usinas solares fotovoltaicas, usinas eólicas, usinas reversíveis e sistemas de bancos de baterias de íon-lítio ; (ii) a unidade funcional, definida como 1 kWh de energia elétrica gerada ou armazenada; (iii) fronteiras do sistema, definida como “do berço ao túmulo”; (iv) os fluxos elementares, definidos como materiais ou energia que entram ou saem de cada um dos sistemas durante todo o ciclo de vida; (v) fronteiras espaciais e temporais; e (vi) método de avaliação de impactos ambientais, empregando-se o método ReCiPe2016 [5].

A definição das fronteiras do sistema constituiu a base para determinar quais fluxos elementares deverão ser incluídos na ACV. Para avaliar os impactos ambientais dos sete sistemas mencionados e, posteriormente, dos planos de expansão, definiram-se os seguintes fluxos elementares e suas interrelações referentes a: (i) processos *upstream* (extração, fabricação, construção e transporte); (ii) processos de operação das usinas; e (iii) processos *downstream* (descomissionamento ou repotenciação das usinas).

Quanto às fronteiras espaciais, considerou-se as diversas regiões onde se realizam as atividades que abrangem as etapas das cadeias de suprimentos para a efetivação dos sistemas. Essas informações são obtidas diretamente da base de dados empregada, a ecoinvent v.3.10 [6]. Quanto às fronteiras temporais, considerou-se horizonte temporal até 2050, observado com discretização anual.

2.1.2 Análise do inventário de ciclo de vida

Nessa fase, a coleta e processamento de dados relativos a todos os fluxos de matéria e energia é realizada. Conforme mencionado, utilizou-se a base de dados ecoinvent v.3.10 [6], aplicada ao *software* de modelagem openLCA [7]. Aplicando-se o método ESPA+ (*Enhanced Structure Path Analysis*) [8], os fluxos elementares e respectivos processos foram diferenciados temporalmente por meio de distribuições relativas a cada processo, permitindo capturar as variações espaço-temporais dos sistemas ao longo de seus ciclos de vida e resultando em inventários dinâmicos.

2.1.3 Avaliação de impacto de ciclo de vida

Conforme mencionado previamente, nessa fase empregou-se o método ReCiPe2016 [5], que traduz emissões e extrações de recursos em impactos ambientais nos pontos intermediários (*midpoints*) e finais (*endpoints*). Esse método abrange três áreas de proteção: saúde humana, qualidade dos ecossistemas e escassez de recursos naturais. Utilizou-se a perspectiva hierárquica, que adota um horizonte temporal de médio a longo prazo (cerca de 100 anos), compatível com o horizonte temporal definido para o estudo.

2.1.4 Interpretação dos resultados

A fase final compreende a análise crítica dos resultados do inventário (ICV) e da avaliação de impactos (AICV), verificando sua consistência com os objetivos e o escopo definidos, bem como a identificação das questões significativas decorrentes.

2.2 Impactos sobre a biodiversidade

O impacto sobre biodiversidade na ACV pode ser estimado pelo potencial de redução no número de espécies causado por atividades antrópicas dentro de uma cadeia de suprimentos. Apesar dos esforços no desenvolvimento de fatores de caracterização relacionados às diversas categorias de impacto que levam a redução do número de espécies, tais como aquecimento global, eutrofização e uso da terra, a maioria dos modelos são baseados em escalas regionais (países) e globais [9] [10].

Para avaliar o impacto do ciclo de vida de sistemas de geração e armazenamento de energia sobre a biodiversidade, considerando os diversos sistemas de forma local, foi proposta uma abordagem que incluiu: a utilização do *software* openLCA, a base de dados ecoinvent v3.10, o método de avaliação de impacto ReCiPe2016 e um fator de caracterização para a pegada da biodiversidade. Nesta avaliação utilizou-se a categoria de impacto uso da terra, ou sua transformação, por ser a de maior relevância para a integridade e a conservação da biodiversidade (Figura 1) [11].

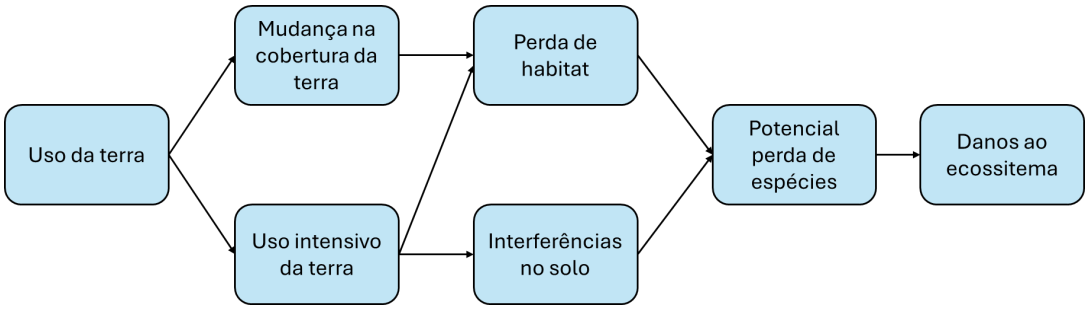


Figura 1 - Caminhos de impacto do uso da terra utilizados na ACV

Inicialmente, o impacto *uso da terra* na ACV, para os diferentes sistemas de geração e armazenamento de energia, é estimado.

Em seguida, um fator de caracterização (*FC*) para o impacto *uso da terra* é proposto (Equação 1). Esse fator utiliza parâmetros de área total impactada (*A*), ao percentual de área antropizada (*PA*), ao impacto na conectividade (*C*) e a prioridade da ecorregião (*Ec*), além de incluir fatores de mitigação, como investimento em unidade de conservação (*Con*) e área reflorestada (*AR*).

O resultado obtido após ponderação dará origem a um novo impacto, chamado de Pegada da Biodiversidade (*PB*) (Equação 2).

$$FC = \left[\frac{\{(\mathrm{LOG_{10}(A)} * (1 - (\mathrm{PA} - \mathrm{CP})) * \mathrm{C}\}}{\{(1 + LOG_{10}(AR + 1)) * Con\}}\right] \cdot E_c \quad (1)$$

$$PB = uso\ da\ terra \cdot FC \quad (2)$$

2.3 Avaliação Social de Ciclo de Vida

A ASCV surgiu com a necessidade de se incluir o âmbito social às análises dos aspectos ambientais referente à ACV. O objetivo geral da ASCV é garantir o comportamento socialmente responsável ao longo do ciclo de vida de produtos e processos. Ao estar baseado nas mesmas normas que a ACV [3-4], as quatro fases

apresentadas previamente também se aplicam à ASCV. Além das normas, o Guia UNEP/SETAC [12] também deu arcabouço para o desenvolvimento proposto.

Entretanto, as adaptações à metodologia dispostas na literatura não atenderam ao objetivo do estudo, de forma que uma nova metodologia foi desenvolvida. A fim de incluir as diversas fases do ciclo de vida, foram definidos indicadores de desempenho, que variam de acordo com as tecnologias e com os impactos avaliados (Tabela 1).

Tabela 1 – Indicadores de desempenho

Fase do ciclo de vida | Sistema	**UHE | UHR**	**UTE Gás Natural | UTE Biomassa**	**UFV | Eólica**	**Baterias**
Fabricação ou Extração	Não se aplica.	Geração média anual (kWh).	Potência instalada (MW).	Potência instalada (MW).
Construção	População rural atingida (%), Área dos reservatórios (km²), Potência instalada (MW).	População urbana atingida (%), Área da usina (km²), Potência instalada (MW)	População urbana atingida (%), Área da usina (km²), Potência instalada (MW).	Potência instalada (MW).
O&M	Produto entre a potência instalada e o fator de capacidade (MW).	Geração média anual (kWh).	Potência instalada (MW), Percentual do valor da etapa de construção.	Potência instalada (MW), Percentual do valor da etapa de construção.
Repotenciação ou Descomissionamento	Percentual do valor da etapa de construção.	Considera apenas entradas binárias.	Percentual do valor da etapa de construção.	Percentual do valor da etapa de construção, Potência instalada (MW).

Para cada fase do ciclo de vida, são observados sete impactos negativos e três impactos positivos, respectivamente: deslocamento compulsório, pressão sobre a infraestrutura de serviços essenciais, mudança no uso dos recursos naturais e ocupação dos territórios, perda de patrimônio cultural, interferência com população tradicional, danos à saúde da população, desestabilização econômica das comunidades locais, fomento ao desenvolvimento regional, contribuição com a descarbonização, geração de empregos.

Esses impactos são calculados com base na Equação 3, disposta a seguir.

$$I_{ASCV} = \sum_{i}^{n} \mathrm{Ti}\,(\mathrm{Gi} + \mathrm{MCi} + \mathrm{IEi})\,\mathrm{CMi} \qquad (3)$$

A Equação 3 considera as seguintes variáveis: (i) tipologia (*Ti*), definida se o impacto é negativo ou positivo; (ii) macrocategoria (*Mci*), que define se o impacto se refere à população, à economia ou à dinâmica territorial; (iii) índices espaciais (IEi), distribuídos entre as cincos regiões do Brasil, capacidade de mitigação (*CMi*), aplicável apenas para impactos negativos, além do grau de impacto (*Gi*), que assume valores entre 0 e 1, definidos com base nos indicadores de desempenho.

Os resultados obtidos permitem avaliar e ranquear as setes tecnologias que irão compor os planos de expansão, de forma a permitir comparação entre elas.

2.4 *Energy Return on Investment*

Conceitualmente, *Energy Return on Investment* (EROI) é uma métrica essencial na análise de viabilidade de diferentes fontes energéticas, considerando não apenas a quantidade de energia gerada, mas também a quantidade de energia necessária para extrair, processar e distribuir essa fonte, alinhado à visão de ciclo de vida. Trata-se de um indicador ao mesmo tempo simples, consistente e poderoso, estritamente energético, um complemento relevante dos estudos de impactos e efeitos ambientais e sociais.

O EROI é dado pela razão entre a quantidade de energia produzida durante todo o período de operação da usina e a energia investida durante todo o seu ciclo de vida [13]. No caso de sistemas de armazenamento, o conceito é similar, apenas substituindo a energia produzida pela armazenada (Equação 4) [14].

$$EROI = \frac{energia\ produzida\ (ou\ armazenada)}{energia\ investida} \quad (4)$$

Para todos os sistemas considerados, a energia produzida (ou armazenada) é definida como 1 kWh, conforme unidade funcional (UF) mencionada previamente. De modo geral, a UF é a medida quantificada e padronizada que serve de base para calcular as entradas (recursos) e saídas (emissões) durante o processo de levantamento do inventário de ciclo de vida. Ela garante comparações justas entre produtos com funções similares, mas vidas úteis ou capacidades diferentes.

Dessa forma, como a ACV prevê, para todos os sistemas, a produção (ou armazenamento) de 1 kWh, esse é o valor definido como numerador para o cálculo do EROI.

Já para determinação da energia investida, o método de cálculo Demanda Cumulativa de Energia (CED, acrônimo em inglês), se faz necessário. O CED contabiliza o total de energia requerida ao longo de todo o ciclo de vida de um produto ou processo, incluindo tanto a energia direta quanto a indireta, necessária em etapas como a extração de matérias-primas, produção e transporte. Por conta deste conceito, que considera todas as etapas do ciclo de vida de um bem ou serviço, a CED é comumente utilizada para determinar EROI em estudos que adotam a metodologia de ACV.

2.5 Planos de expansão

2.5.1 Adaptações metodológicas

Para a abordagem ambiental, i.e., para os impactos provenientes do método ReCiPe2016, os resultados para os planos de expansão são apresentados a partir da agregação ponderada pela geração anual dos valores das usinas individuais. Ou seja, os valores dos impactos ambientais dos planos de expansão no ano *x* ($Impacto_{A_x}$) são dados a partir de Equação 5, na qual n representa o número de usinas que compõem o plano de expansão, G_n representa a geração do ano *x* de cada uma das usinas consideradas e $Impacto_n$ representa cada um dos impactos ambientais do estudo. Recorreu-se a essa abordagem pois os valores dos impactos ambientais são apresentados por kWh de geração, não sendo possível o somatório direto.

$$Impacto_{A_x} = \frac{\sum_{n=1}^{N} G_n}{\sum_{n=1}^{N} \left(\frac{G_n}{Impacto_n}\right)} \quad (5)$$

De forma similar à abordagem ambiental, os resultados consolidados da Pegada da Biodiversidade (*PB*) e de EROI para os planos de expansão (PB_{PE} e $EROI_{PE}$, respectivamente) são dados também pelo somatório ponderado dos valores definidos para as diversas usinas que o compõem, conforme apresentado na Equação 6 e Equação 7.

$$PB_{PE} = \frac{\sum_{n=1}^{N} G_n}{\sum_{n=1}^{N} \left(\frac{G_n}{PB_n}\right)} \quad (6)$$

$$EROI_{PE} = \frac{\sum_{n=1}^{N} G_n}{\sum_{n=1}^{N} \left(\frac{G_n}{EROI_n}\right)} \quad (7)$$

Já para a abordagem social, é realizado um somatório simples entre os valores dos impactos sociais obtidos para os sistemas individuais.

2.5.2 FATES

O *FATES* (*Footprint Assessment Tool for Energy Systems*) é uma ferramenta computacional desenvolvida para realizar a comparação entre diferentes sistemas e cenários de plano de expansão para o sistema elétrico brasileiro, consolidando as diversas abordagens consideradas nesse estudo. Seu desenvolvimento é apresentado na Figura 2.



Figura 2 - Fluxo geral do desenvolvimento da ferramenta computacional

A ferramenta propõe uma abordagem espaço-temporal de ACV, capaz de quantificar os potenciais impactos ambientais, mas também avalia os potenciais impactos sociais e na biodiversidade, bem como utiliza o EROI para uma avaliação energética. Dessa forma, o *software* apoia processos decisórios complexos, buscando harmonizar o crescimento da demanda com a sustentabilidade socioambiental e energética e a segurança operativa do sistema.

3. APLICAÇÃO AOS DOIS CENÁRIOS DE EXPANSÃO

Com auxílio do *software* OptGen [15], dois cenários de expansão da geração e transmissão de energia do sistema elétrico foram propostos:

- ***Business as Usual* (BaU):** considera a redução da participação das usinas hidrelétricas na matriz de geração, com as fontes renováveis ganhando mais relevância e, até 2050, responsáveis por mais de 50% da produção total de eletricidade, o que impulsiona a incorporação de tecnologias de armazenamento, com a entrada de usinas hidrelétricas reversíveis. Quanto às usinas termelétricas, sua contribuição permanece constante ao longo dos anos, com aumento nas

usinas de gás natural e diminuição das usinas térmicas com combustíveis líquidos e carvão (Figura 3a). De modo geral, esse cenário contempla uma expansão do sistema elétrico baseada exclusivamente em critérios econômicos;

- **Transição Energética (TE):** considera a aposentadoria de todos os geradores termelétricos que emitem gases de efeito estufa até 2050 — a maioria usinas a gás natural, representando cerca de 10% da capacidade instalada do sistema. Até 2040, as usinas hidrelétricas continuam sendo a principal tecnologia em termos de capacidade instalada, com pouco mais de 40% de participação. Após essa década, as usinas eólicas e solares ganham ainda mais destaque, tornando-se as principais tecnologias de geração do país e reduzindo as usinas hidrelétricas para 30% da matriz brasileira. Com a premissa de restrição da expansão do parque termelétrico do país, outras tecnologias ganham maior presença na matriz energética nacional, como usinas eólicas *onshore* e *offshore*, alcançando aproximadamente 55% da participação total, e usinas hidrelétricas reversíveis. Já as usinas termelétricas com captura de carbono representam cerca de 15% (Figura 3b). De forma geral, este cenário considera, além dos aspectos econômicos, restrições às emissões do setor elétrico e a adoção de políticas energéticas enérgicas para eletrificação e redução de gases de efeito estufa.

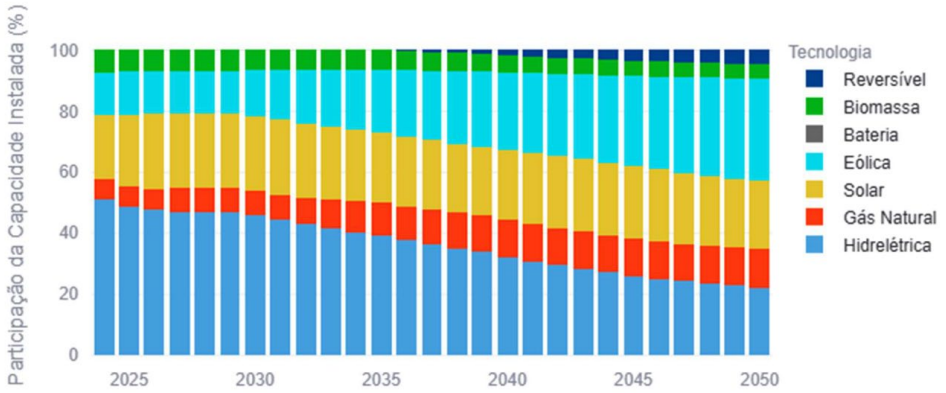


Figura 3a – Composição do cenário de expansão BaU

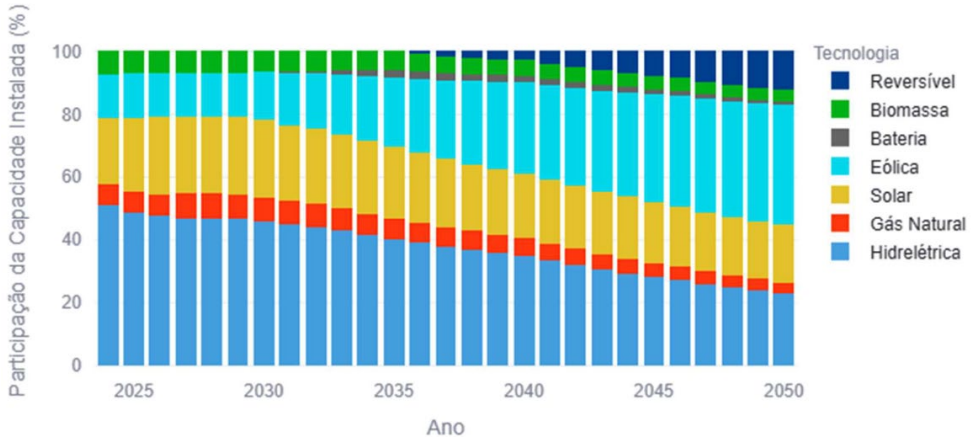


Figura 3b - Composição do cenário de expansão TE

Para o cálculo de cada um dos cenários, foi necessário definir a demanda potencial até 2050. No caso do estudo, ela foi calculada com base em uma análise da evolução do PIB e do consumo de eletricidade entre 2010 e 2019. Dessa forma, é possível estimar a elasticidade entre ambas as variáveis, tornando possível fazer a projeção

de demanda para os anos futuros. Importante mencionar que o cálculo também considerou fatores referentes ao crescimento da geração distribuída (GD) no país, buscando uma melhor estimativa da demanda final do Sistema.

Já a definição do plano de expansão do sistema brasileiro no curto e médio prazo, utilizou-se dados publicados pelo ONS, a partir de seu Programa Mensal de Operação de Energia (PMO), um banco de dados com o registro das usinas que estão atualmente em operação no sistema e uma expectativa de aumentos de capacidade para os próximos cinco anos. Para este estudo, o PMO utilizado foi o de maio de 2023.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados obtidos para os cenários de expansão apresentados, considerando as diversas abordagens do estudo.

4.1 Avaliação de ciclo de vida

Após a execução da ferramenta *FATES* com os planos de expansão adaptados do OptGen, foi possível realizar a quantificação dos potenciais impactos ambientais utilizando o método ReCiPe2016 (integrado ao openLCA).

4.1.1 Mudanças climáticas

O impacto das mudanças climáticas constitui uma das diferenças mais significativas entre os cenários analisados. No cenário BaU (Figura 4a), observa-se um crescimento contínuo e acentuado das emissões de GEE ao longo de todo o horizonte temporal. As emissões atingem um pico de 57 Mt de CO2 equivalente (CO2eq) em 2050. A análise gráfica demonstra que o gás natural é o principal responsável por este impacto, respondendo por mais de 90% do total — o que é visível pela predominância da área vermelha nos gráficos. Tal resultado reflete a manutenção de uma matriz elétrica com significativa dependência de combustíveis fósseis.

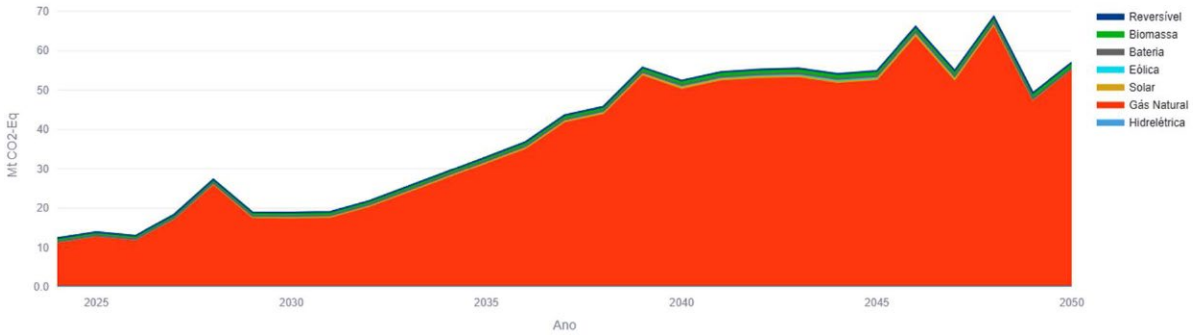


Figura 4a – Plano de expansão BaU: impacto das mudanças climáticas

O cenário de TE segue uma rota oposta à do BaU. Após atingir um pico de cerca de 27 MtCO2 em 2028, o cenário apresenta uma inflexão imediata, resultando em uma redução drástica e progressiva que o leva a emissões próximas de zero em 2050. Este resultado, que contrasta fortemente com o BaU, é o reflexo direto da transição, caracterizada pela substituição do gás natural por um mix renovável (eólica, solar e hídrica) e pelo emprego de sistemas de armazenamento (baterias e hidrelétricas reversíveis) (Figura 4b).

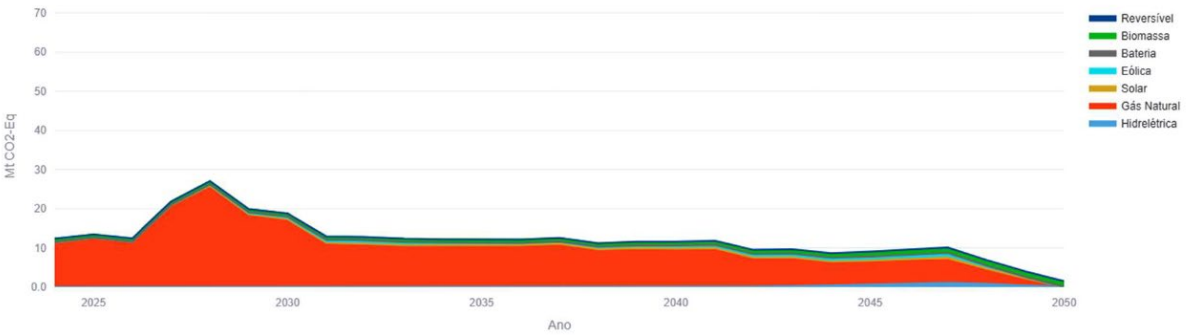


Figura 4b – Plano de expansão TE: impacto das mudanças climáticas

A correlação entre este impacto e a composição da matriz elétrica torna-se evidente ao analisar os gráficos de participação da capacidade instalada (Figura 3). No cenário BaU, o gás natural mantém uma participação relevante (6% a 12% da capacidade instalada total até 2050), sustentando assim as emissões de carbono em patamares elevados.

Por outro lado, o cenário TE implementa uma substituição massiva por fontes renováveis. As fontes solar e eólica representam juntas mais de 50% da capacidade instalada em 2050, com o apoio de sistemas de armazenamento (bateria e usinas hidrelétricas reversíveis) que viabilizam a integração dessas fontes intermitentes.

4.1.2 Uso da terra

O impacto de uso da terra (m²crop*a-eq) apresenta comportamentos complexos que refletem as diferentes demandas espaciais das tecnologias energéticas. No cenário BaU (Figura 5a), observa-se um crescimento de $5{,}83 \cdot 10^8$ m²crop*a-eq em 2025 para $9{,}96 \cdot 10^8$ m²crop*a-eq em 2050. A análise gráfica revela que a biomassa é o principal contribuidor para este impacto, representada pela área verde dominante nos gráficos, principalmente por considerar a área plantada de cana-de-açúcar.

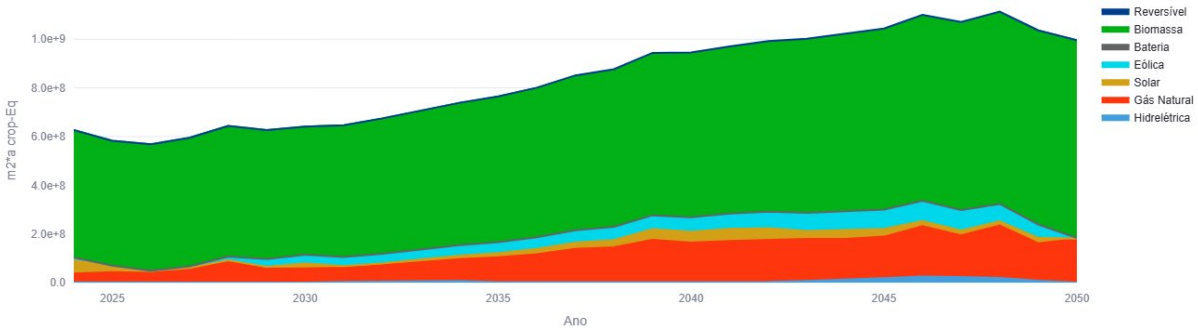


Figura 5a – Plano de expansão BaU: impacto sobre uso da terra

O cenário TE, na Figura 5b, apresenta um crescimento ainda mais expressivo em determinados períodos, atingindo valores similares ao BaU até 2030, com $6{,}87 \cdot 10^8$ m²crop*a-eq em 2050.

Ambos os cenários mantêm a biomassa na matriz elétrica com participação entre 3% e 7% da capacidade instalada ao longo do horizonte temporal. A produção de biomassa para fins energéticos requer áreas significativas de cultivo de cana-de-açúcar. Além disso, o cenário TE demanda áreas substanciais para a instalação de parques solares e eólicos. Embora a energia eólica permita usos múltiplos do solo

(como agricultura e pecuária entre as turbinas), os parques solares de grande escala ocupam áreas consideráveis de forma mais exclusiva.

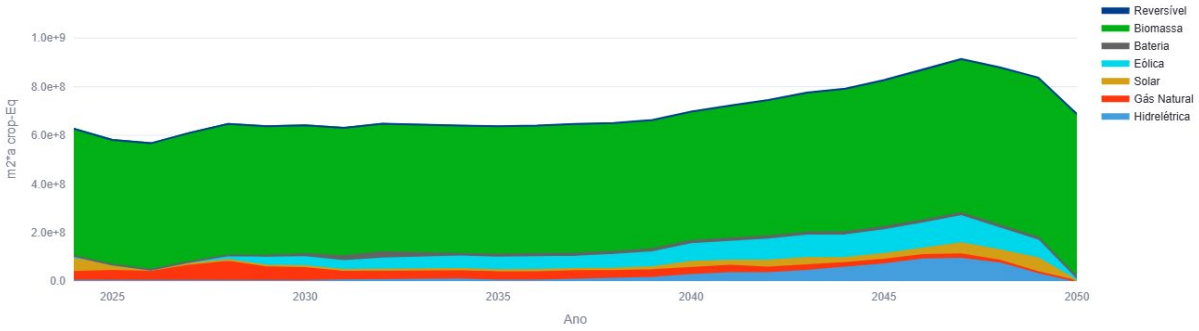


Figura 5b – Plano de expansão TE: impacto sobre uso da terra

A questão do uso da terra na transição energética evidencia a importância de estratégias de planejamento territorial. A instalação de painéis solares em telhados, áreas degradadas ou sobre corpos d'água (solar flutuante) pode reduzir significativamente a competição por terras agricultáveis. Similarmente, a integração da energia eólica com atividades agropecuárias e a priorização de áreas já alteradas para novos projetos podem minimizar os impactos sobre ecossistemas naturais e a produção de alimentos.

4.1.3 Recursos materiais: metais e minerais

O impacto sobre recursos materiais, especificamente metais e minerais medidos em kg Cu-eq, apresenta dinâmicas distintas nos dois cenários. No cenário BaU, apresentado na Figura 6a, observa-se um crescimento relativamente constante de $2{,}33 \cdot 10^7$ kg Cu-eq em 2025 para $6{,}58 \cdot 10^7$kg Cu-eq em 2050. O gás natural domina este impacto, refletindo as demandas de infraestrutura para extração, transporte e conversão deste combustível.

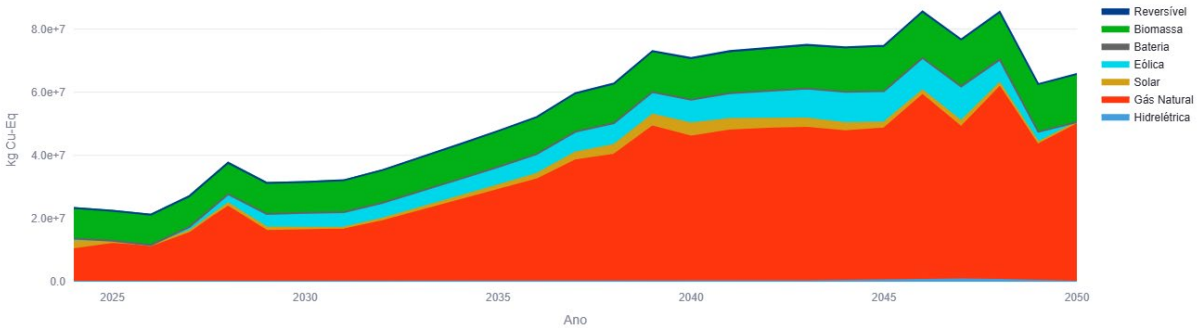


Figura 6a - Plano de expansão BaU: impacto sobre metais e minerais

O cenário TE, exibido na Figura 6b, apresenta um padrão temporal distinto. Observa-se um crescimento inicial pronunciado até 2032, quando atinge $5{,}92 \cdot 10^7$kg Cu-eq, seguido de uma fase de estabilização e leve redução até 2050, chegando a $1{,}32 \cdot 10^7$ kg Cu-eq. Esta trajetória representa uma redução expressiva em relação ao BaU em 2050.

O pico observado no período 2025-2032 no cenário TE reflete precisamente a fase de construção massiva de infraestrutura renovável, e principalmente a instalação dos bancos de baterias de íon-lítio. Turbinas eólicas requerem quantidades significativas de aço, fibra de vidro ou carbono, cobre para os geradores, e terras raras para os ímãs

permanentes das turbinas mais modernas. Sistemas de armazenamento em baterias de íon-lítio necessitam de lítio, cobalto, níquel, grafite e manganês.

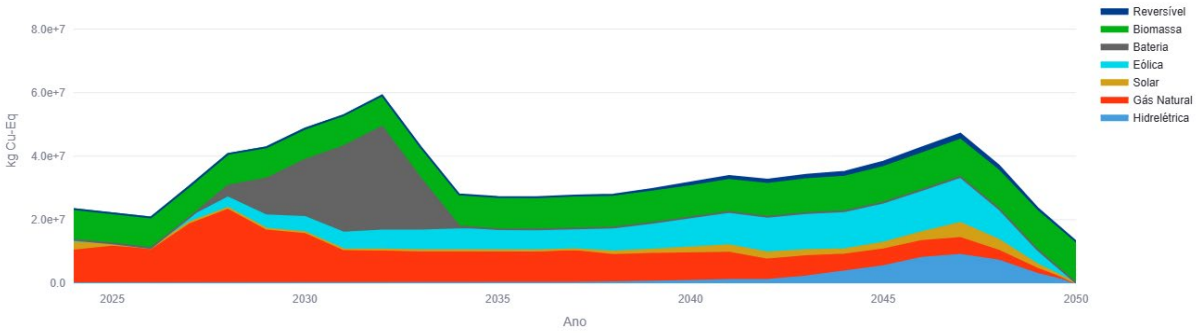


Figura 6b - Plano de expansão TE: impacto sobre metais e minerais

Esta fase inicial de alta demanda material representa um desafio importante para a transição energética. A extração e processamento destes materiais têm impactos ambientais e sociais significativos, incluindo degradação de ecossistemas, consumo de energia e água, e questões de justiça social nas regiões mineradoras. Após a fase de construção, a demanda material reduz significativamente, pois as tecnologias renováveis operam com requisitos materiais mínimos, diferentemente dos combustíveis fósseis que exigem extração contínua.

A gestão sustentável deste impacto requer estratégias múltiplas: desenvolvimento de tecnologias que usem materiais mais abundantes, implementação de programas robustos de reciclagem de componentes ao fim da vida útil, estabelecimento de cadeias de suprimento responsáveis com certificações ambientais e sociais, e pesquisa em materiais alternativos. Assim, a economia circular para componentes de energia renovável será fundamental para reduzir a pressão sobre recursos minerais primários nas próximas décadas.

4.2 Impacto na biodiversidade

A Figura 7 apresenta os resultados obtidos para a pegada da biodiversidade dos cenários em estudo. O plano de expansão TE se apresenta com valor cerca de 50% menor do que o BaU, diferença decorrente de uma combinação de fatores.

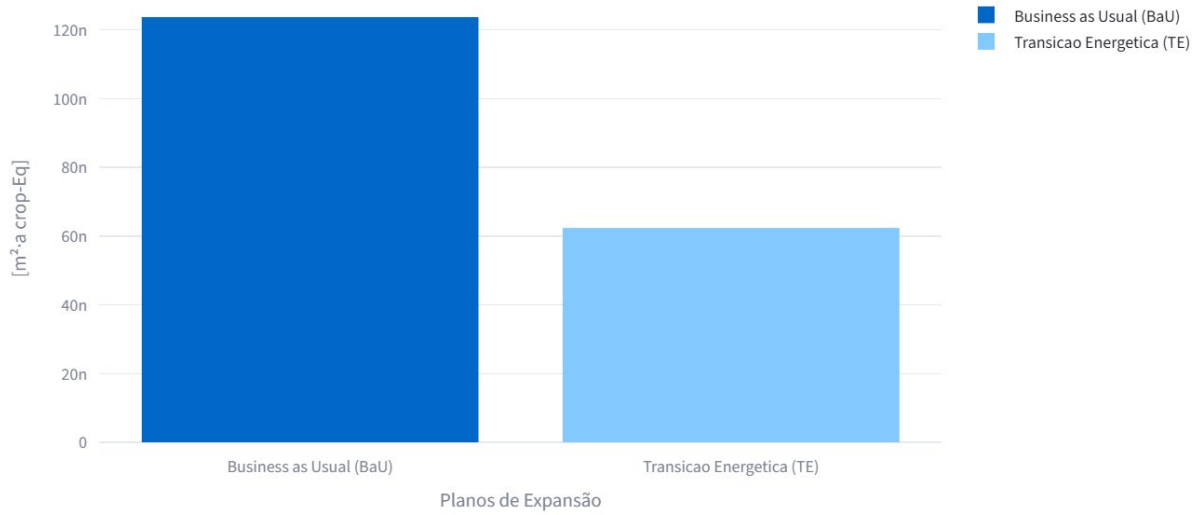


Figura 7 – Resultados da pegada da biodiversidade para os planos de expansão

A substituição de fontes baseadas em combustíveis fósseis por fontes renováveis e a implantação dos sistemas em áreas desmatadas e que não se sobrepõem às unidades de conservação acarretam a redução do impacto sobre a biodiversidade. O menor impacto para o cenário TE se deve também à menor fragmentação de habitats, à redução de intensidade de uso da terra e aos usos compartilhados do solo melhorando o parâmetro referente ao percentual de área antropizada (PA).

Cabe destacar que os resultados são influenciados também por políticas ambientais de mitigação e compensação, válidas para hidrelétricas, atenuando o valor de impacto para esses sistemas. As variáveis *Con* (investimento em unidades de conservação) e *AR* (área reflorestada), por exemplo, geram impacto positivo ao compensar os impactos nas áreas afetadas.

4.3 Avaliação social de ciclo de vida

A partir da análise geral da avaliação de ciclo de vida dos sistemas que compõem os planos de expansão deste estudo, observa-se que o cenário TE apresenta melhores resultados do que o sistema BaU. Entretanto, há riscos emergentes que devem ser levados em conta.

O primeiro diz respeito à governança da cadeia de minerais críticos, como lítio e cobalto, extraídos para a fabricação dos painéis solares fotovoltaicos. Esse processo deve ser realizado respeitando-se os direitos humanos e ambientais nos países fornecedores.

A fase de fim de vida é uma das que demanda maior gestão, em especial, para sistemas solares fotovoltaicos, eólicos e de baterias, que apresentam vida útil menor do que do usinas hidrelétricas e usinas reversíveis. Promover uma infraestrutura nacional de reciclagem de painéis fotovoltaicos, turbinas eólicas e baterias antes que os volumes de descarte se tornem críticos (pós-2035) se torna essencial para a garantia do bom desempenho desse cenário.

Apesar de benéfica no quesito ambiental, a eliminação das usinas termelétricas tende a gerar desemprego para os trabalhadores do setor fóssil. Dessa forma, a promoção de uma transição justa, com programas de requalificação e suporte econômico às comunidades dependentes das diversas etapas da cadeia de processo dessa fonte.

4.4 EROI

Os resultados de EROI, apresentados na Figura 8, demonstram a vantagem de utilização de plano de expansão TE, que apresenta valor superior ao cenário BaU, com diferença de aproximadamente 25%. Isso significa que, por unidade de energia investida, o cenário TE retorna proporcionalmente mais energia útil ao sistema.

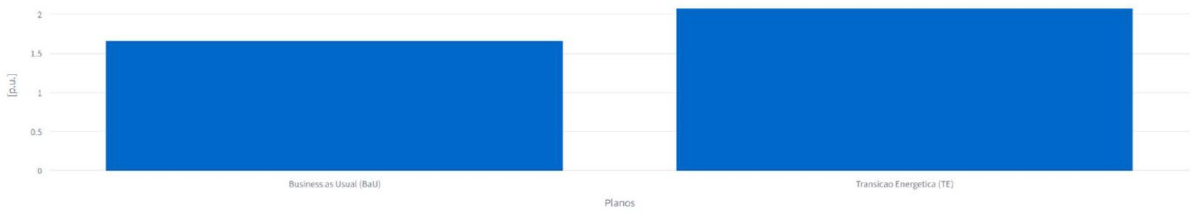


Figura 8 - Retorno sobre o investimento em energia (EROI) dos planos de expansão

Essa vantagem é decorrente da eliminação das usinas termelétricas no cenário TE, que são fontes energicamente custosas e com baixa eficiência de conversão termodinâmica, e sua substituição por fontes com baixíssimo consumo energético operacional (eólica e solar). A combinação eficiente dessas fontes variáveis com as usinas reversíveis resulta em um sistema que entrega mais energia útil por unidade de energia nele investida.

Cabe destacar que ambos os cenários são energeticamente viáveis, uma vez que os valores de EROI são superiores a 1, o que confirma que tanto o cenário BaU quanto o TE produzem mais energia do que investem. Porém, o TE o faz com maior eficiência líquida.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta contribuições relevantes ao estado da arte da avaliação do ciclo de vida aplicada ao setor elétrico, ao incluir parâmetros espaciais e temporais na análise e propor uma síntese estruturada das abordagens ambiental, social e energética.

No que se refere à avaliação social do ciclo de vida, o exercício desenvolvido se insere na tentativa de avançar com uma discussão ainda em construção. As metodologias propostas pelos diferentes especialistas do setor carecem de ajustes e refinamentos que confiram maior visibilidade ao conjunto de questões que caracterizam a vida social, em especial aos processos de mudança decorrentes de impactos provenientes das ações investigadas. Entretanto, adoção de indicadores simples e de fácil obtenção, como potência instalada e área ocupada, tende a reduzir a subjetividade e a dependência de dados secundários, contribuindo para a redução das incertezas e tornando os resultados mais confiáveis e comparáveis.

Do ponto de vista metodológico, as contribuições se desdobram em três frentes complementares. No âmbito espacial, evidencia-se a necessidade de incorporação de fatores regionais no desenvolvimento das metodologias e a utilização de inventários georreferenciados. Na dimensão temporal, destaca-se a adoção da ACV dinâmica com resolução anual, fundamentais para observar os principais causadores dos impactos e propor melhorias nas diversas cadeias de processos. O maior avanço, contudo, reside nas abordagens espaço-temporais integradas, que modelam simultaneamente onde e quando os impactos ocorrem, corrigindo distorções presentes em estudos convencionais e produzindo estimativas mais realistas para o apoio à decisão em sistemas elétricos complexos.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer aos colegas do projeto de Pesquisa e Desenvolvimento “Avaliação espaço-temporal de ciclo de vida na geração e no armazenamento de energia elétrica no Brasil: uma abordagem socioambiental e energética” (PD ANEEL 06296-0001/2023) pelas discussões construtivas.

7. PALAVRAS-CHAVE

Avaliação de ciclo de vida; usina hidrelétrica; armazenamento de energia; geração de energia renovável; impactos socioambientais; emissões; expansão de sistemas de geração de energia elétrica.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA (ONS). - Evolução da Capacidade instalada no SIN – abril 2026 / dezembro 2030. Rio de Janeiro, 2026. Disponível em: https://www.ons.org.br/paginas/sobre-o-sin/o-sistema-em-numeros. Acesso em: 10 abr. 2026.

[2] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE). - Roadmap usinas hidrelétricas reversíveis (UHR): perspectivas e caminhos para a inserção das usinas reversíveis no Brasil. Rio de Janeiro, 2025. Disponível em: https://encurtador.com.br/LnEy. Acesso em: 10 abr. 2026.

[3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Norma ABNT NBR ISO 14040:2009. - Gestão ambiental — Avaliação do ciclo de vida — Princípios e estrutura. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Norma ABNT NBR ISO 14044:2009. - Gestão ambiental — Avaliação do ciclo de vida — Requisitos e orientações. Rio de Janeiro: ABNT, 2009

[5] HUIJBREGTS, M.A. J. et al. - ReCiPe2016: A harmonized life cycle impact assessment method at midpoint and endpoint level. International Journal of Life Cycle Assessment, v. 22, n. 2, p.138-147, 2017.

[6] FITZGERALD, D. et al. - Documentation of changes implemented in the ecoinvent database v.3.10. Zürich: ecoinvent Association, 2023.

[7] CIROTH, A.; DI NOI, C.; LOHSE, T.; SROCKA, M. open LCA 1.9. Comprehensive User Manual. Berlin: GreenDelta TC, 2019.

[8] BELOIN-SAINT-PIERRE, D.; HEIJUNGS, R.; BLANC, I. - The ESPA (Enhanced Structural Path Analysis) method: A solution to an implementation challenge for dynamic life cycle assessment studies. International Journal of Life Cycle Assessment, v.19, n.4, p. 861–871, 2014.

[9] DE BAAN, L. L. MUTEL, C.L.; MICHAEL CURRAN, M. HELLWEG, S.; KOELLNER, T. - Land Use in Life Cycle Assessment: Global Characterization Factors Based on Regional and Global Potential Species Extinction. Environ. Sci. Technol, 47, p. 9281−9290, 2013. dx.doi.org/10.1021/es400592q.

[10] SOUZA, D.M. - Proposta de um modelo de caracterização de impactos do uso da terra, segundo indicadores de biodiversidade em AICV: cálculo de fatores de caracterização para ecorregiões brasileiras. Tese de doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, 2010.

[11] SCHMIDT I, MEURER M, SALING P, KICHERER A, REUTER W, GENSCH C (2004) SEEbalance — Managing Sustainability of Products and Processes with the Socio-Eco-Efficiency Analysis by BASF. Greener Management International.

[12] UNEP/SETAC. Guidelines for Social Life Cycle Assessment of Products and Organizations. Paris, France: UNEP/SETAC, 2020.

[13] KIS, Z.; PANDYA, N.; KOPPELAAR, R. Electricity generation technologies: Comparison of materials use, energy return on investment, jobs creation and CO2 emissions reduction. Energy Policy, v.120, Pages 144-157, 2018. ISSN 0301-4215. https://doi.org/10.1016/j.enpol.2018.05.033.

[14] BARNHART, C.J.; DALE, M.; BRANDT, A.R.; BENSONAB, S.M. – "The energetic implications of curtailing versus storing solar- and wind-generated electricity". Energy and Environmental Science, 2013.

[15] PSR ENERGY. OptGen: Planejamento Integrado de Recursos. Rio de Janeiro: PSR Energy, [2026]. Disponível em: https://www.psr-inc.com/pt-br/software/optgen/. Acesso em: 30 abr. 2026.

	**Luiz Gustavo WESTIN** Engenheiro Hídrico, especialista em Sistemas Elétricos (UNIFEI), Segurança de Barragens e mestre em Engenharia da Energia. Com 20 anos de atuação em grandes *players* do setor elétrico, com foco em engenharia civil-hidráulica, segurança de barragens, projetos hidrelétricos e eficiência em geração. Professor, ex-coordenador) da CTSB/CNRH e voluntário do CBDB: ACTs e cursos de capacitação.
	**Tarcísio CASTRO** Team Leader na PSR (desde 2005), MSc em Eng, Urbana e Ambiental – PUC-Rio; BSc em Eng, Civil (Recursos Hídricos) – UFRJ, professor assistente da Poli/UFRJ desde 1980, coordena projetos de recursos hídricos, inventários hidrelétricos, estudos hidrológicos, diligências ambientais e P&D em energia e meio ambiente.
	**Carlos BIZERRIL** Mestre em Ciências Biológicas pelo Museu Nacional do Rio De Janeiro (1995). Diretor da NP Consultoria Ambiental, com experiência na área de Ciências Ambientais, ênfase em ecologia aplicada, atuando principalmente nos seguintes temas: ictiofauna, biodiversidade, conservação, leste brasileiro e ecologia de rios e reservatórios.

	**Elianne OMENA** Bióloga marinha, doutora em Ecologia (UNICAMP) e consultora ambiental sênior com mais de 25 anos de experiência em ciência, sustentabilidade e educação. Atua em PDI, licenciamento ambiental e transição energética. Desde 2021, assessora empresas de energia e óleo & gás. Consultora sênior no projeto Neoenergia (2023–2026), focado em avaliação de ciclo de vida de fontes energéticas no Brasil.
	**Vanessa ALBUQUERQUE** Graduada em Engenharia Elétrica, mestre em Metrologia - PUC-Rio - e analista de Recursos Hídricos na PSR. Há 5 anos no setor de energias renováveis, foi voluntária e assessora da primeira cooperativa de energia solar em favelas no Brasil e gerente de projetos na ONG Revolusolar. Em 2023, realizou intercâmbio como pesquisadora visitante na Universidade das Nações Unidas em Dresden (Alemanha).

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1.
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

Comparação de Metodologias de Estimativa de Custos para Usinas Hidrelétricas Reversíveis: Validação Indireta do Modelo NREL com Benchmarks Brasileiros

Diego David Baptista de Souza
COO Engenharia - Grupo Novapar

Anaximandro Steckling Muller
Gerência SEH - Grupo Novapar

Gabriel Renz da Silva
Coordenador Topografia e Geoprocessamento - Grupo Novapar

Liu Ming
Consultor de Energia – Grupo Novapar

Marco Antônio Poli
Analista de Topografia e Geoprocessamento - Grupo Novapar

RESUMO

Este artigo apresenta uma análise comparativa de duas estimativas de custos para Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHRs), avaliando a aplicabilidade do modelo paramétrico *bottom-up* do National Renewable Energy Laboratory (NREL) ao contexto brasileiro. O estudo utiliza uma abordagem de validação indireta devido à ausência de bases nacionais consolidadas para estimativas *bottom-up* completas, comparando os resultados do modelo com *benchmarks* nacionais da Empresa de Pesquisa Energética (EPE) e do Manual de Inventário de UHRs do GESEL. A análise consistiu na aplicação do modelo NREL a três sítios brasileiros de ciclo fechado (Alfa, Beta e Gama) e à UHR Ibiapaba. Foram analisados o CAPEX específico (US$/kW), a composição percentual dos custos e a sensibilidade do modelo às variáveis geométricas e hidráulicas. Os resultados indicaram compatibilidade parcial entre as estimativas do NREL e os benchmarks nacionais, com discrepâncias compatíveis com estudos preliminares. Variáveis como relação comprimento/queda (L/H), volume útil e extensão dos sistemas hidráulicos influenciaram significativamente o CAPEX e a distribuição dos custos. Conclui-se que o modelo NREL possui potencial para estudos preliminares de inventário e pré-viabilidade no Brasil, desde que ajustado às condições econômicas e construtivas nacionais por meio de fatores de tropicalização.

ABSTRACT

This paper presents a comparative analysis of two cost estimation approaches for Pumped Storage Hydropower (PSH) plants, assessing the applicability of the National Renewable Energy Laboratory (NREL) bottom-up parametric model to the Brazilian context. The study adopts an indirect validation approach due to the absence of consolidated national databases for complete bottom-up cost estimations, comparing the model results with Brazilian benchmarks from the Energy Research Office (EPE) and the GESEL PSH Inventory Manual. The analysis consisted of applying the NREL model to three Brazilian closed-loop sites (Alfa, Beta, and Gama) and to the Ibiapaba PSH project. Specific CAPEX (US$/kW), percentage cost composition, and the model sensitivity to geometric and hydraulic variables were evaluated. The results indicated partial compatibility between the NREL estimates and the national benchmarks, with discrepancies consistent with preliminary-level studies. Variables such as the length-to-head ratio (L/H), active storage volume, and hydraulic system length significantly influenced CAPEX and cost distribution. The study concludes that the NREL model has potential for preliminary inventory and pre-feasibility studies in Brazil, provided that it is adjusted to national economic and construction conditions through localization ("tropicalization") factors.

1. INTRODUÇÃO

A transição energética global tem ampliado significativamente a participação de fontes renováveis variáveis, como eólica e solar, criando desafios relacionados à intermitência e ao equilíbrio entre oferta e demanda nos sistemas elétricos. No Brasil, esse crescimento tem ocorrido de forma acelerada no Sistema Interligado Nacional (SIN), aumentando a necessidade de soluções de armazenamento de energia em larga escala [1]. Nesse contexto, as Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHRs) destacam-se como a tecnologia de armazenamento mais madura e consolidada, representando mais de 90% da capacidade instalada mundial de armazenamento energético [2;3].

As UHRs apresentam elevada capacidade de armazenamento, longa vida útil e rápida resposta operativa, sendo fundamentais para serviços ancilares e integração de fontes renováveis variáveis [2]. Entretanto, a viabilidade desses empreendimentos depende diretamente da precisão das estimativas de custo de capital (CAPEX) realizadas nas etapas iniciais de planejamento. No Brasil, destacam-se as metodologias e parâmetros propostos pela EPE e pelo Manual de Inventário de UHR do GESEL, enquanto internacionalmente o NREL desenvolveu modelos *bottom-up* integrados ao Annual Technology Baseline (ATB), permitindo estimativas mais detalhadas a partir de características geofísicas dos sítios [4;5].

Apesar da existência dessas abordagens, ainda há carência de estudos que avaliem a aderência de metodologias internacionais de estimativa de custos à realidade brasileira, especialmente em fases preliminares de projeto, nas quais as informações de engenharia são limitadas. Essa lacuna dificulta a aplicação direta de modelos *bottom-up* completos utilizando dados nacionais e reforça a necessidade de avaliações comparativas adaptadas ao contexto brasileiro. Diante desse contexto, este artigo propõe uma abordagem alternativa baseada em validação indireta, na qual os resultados do modelo do NREL são comparados com benchmarks nacionais derivados de estudos para o Brasil. A metodologia consiste na aplicação do modelo paramétrico a três sítios representativos de UHRs de ciclo fechado (Alfa, Beta e Gama), seguida da comparação dos resultados obtidos com referências nacionais, com destaque para estudo de caso da UHR Ibiapaba desenvolvido pelo GESEL.

O objetivo central do trabalho é investigar o grau de aderência das estimativas de CAPEX do modelo NREL à realidade brasileira em termos de valores absolutos (US$/kW). Busca-se, assim, responder a três questões fundamentais: **(i)** se os resultados do modelo NREL apresentam compatibilidade com as faixas de custo observadas no contexto brasileiro; **(ii)** se o modelo apresenta consistência técnica para aplicação em estudos preliminares de inventário e pré-viabilidade; e **(iii)** de que forma características geométricas e hidráulicas dos aproveitamentos, como relação comprimento/queda (L/H), volume útil e configuração dos reservatórios, influenciam as estimativas de CAPEX geradas pelo modelo. A análise busca contribuir para o aprimoramento dos inventários de sítios e para a segurança nos investimentos em UHRs no país.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Usinas Hidrelétricas Reversíveis – Histórico e Presença Nacional

As Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHRs) constituem a principal tecnologia de armazenamento de energia em larga escala no mundo, representando mais de 90% da capacidade global instalada [6]. Seu desenvolvimento iniciou no final do século XIX, com expansão significativa entre as décadas de 1960 e 1980 em países como China, Japão e Estados Unidos [7;8].

A experiência chinesa constitui um dos principais referenciais mundiais para a implantação UHRs em razão da escala de seus empreendimentos, da evolução tecnológica e dos mecanismos regulatórios desenvolvidos para viabilizar economicamente essa modalidade de armazenamento de energia. Um dos casos mais representativos é o Complexo Hidrelétrico Reversível de Fengning, localizado na província de Hebei, que, com capacidade instalada de 3.600 MW, consolidou-se como a maior UHR do mundo [25]. O empreendimento destaca-se pela adoção de unidades reversíveis de velocidade variável, tecnologia que amplia a flexibilidade operacional por permitir ajustes contínuos de potência tanto nos modos de bombeamento quanto de geração, aumentando a capacidade de resposta às variações da demanda e à intermitência das fontes eólica e solar. Além do avanço tecnológico, Fengning representa um marco na indústria chinesa por incorporar equipamentos de fabricação nacional para componentes estratégicos, reduzindo a dependência tecnológica externa e diminuindo o valor de implantação do complexo [26].

No Brasil, apesar do pioneirismo com a instalação da primeira turbina reversível do mundo na Usina Elevatória de Pedreira em 1939 [9], a tecnologia perdeu espaço devido à predominância de hidrelétricas convencionais. Atualmente, o crescimento das fontes renováveis variáveis e a redução da capacidade de regularização do sistema elétrico brasileiro têm retomado o interesse pelas UHRs, com estudos da EPE e do GESEL/UFRJ indicando elevado potencial técnico e econômico para sua expansão [4;10;11].

2.2. Usinas Hidrelétricas Reversíveis de Ciclo Fechado

As UHRs utilizam dois reservatórios em diferentes cotas altimétricas para armazenar energia na forma de energia potencial gravitacional. Em períodos de baixa demanda, a água é bombeada do reservatório inferior para o superior; nos períodos de maior demanda, o fluxo é revertido para geração de energia elétrica. Nas UHRs de ciclo fechado, ambos os reservatórios são artificialmente construídos e independem de cursos d'água naturais, diferindo das configurações de ciclo aberto [12].

Essa configuração tende a reduzir interferências ambientais diretas em rios e reservatórios naturais, podendo simplificar processos de licenciamento ambiental [13]. Por outro lado, a necessidade de implantação completa da infraestrutura hidráulica aumenta a participação das obras civis no custo total do empreendimento. Os principais fatores que condicionam o potencial energético e o CAPEX dessas usinas incluem o desnível hidráulico, a potência instalada, a capacidade de armazenamento e as características geológicas e topográficas do sítio [14].

Os custos dos equipamentos eletromecânicos, como turbinas-bomba e geradores-motores, apresentam relativa estabilidade internacional, pois são produzidos por uma gama de fabricantes multinacionais (Voith, Andritz, GE Vernova, e mais recentemente, fabricantes chineses). Em contrapartida, as obras civis são fortemente influenciadas

por fatores locais, como geologia, disponibilidade de materiais, mão de obra e condições regulatórias [15].

A Tabela 1 apresenta um exemplo de divisão dos principais componentes das UHRs para cada grupo de custo.

Tabela 1 – Exemplo dos principais componentes das UHRs para cada grupo de custos

Grupo de Custo	Principais Componentes
Obras civis e estruturas hidráulicas	Barragens, vertedouros, tomadas d'água, estruturas de descarga, reservatórios e chaminés de equilíbrio.
Condutos e vias de água	Túneis, poços verticais, condutos forçados (penstocks), tubos de sucção e canais de fuga.
Equipamentos eletromecânicos	Turbinas-bomba, geradores-motores, válvulas, sistemas de controle e equipamentos auxiliares.
Casa de força	Estrutura da usina (superficial ou subterrânea), escavações e instalações internas.
Infraestrutura e acessos	Estradas, túneis de acesso, pontes, canteiro de obras e infraestrutura de apoio.
Sistema de transmissão	Subestação elevadora, linhas de transmissão e conexão ao sistema elétrico.
Terrenos e direitos de uso	Aquisição de áreas, servidões, compensações ambientais e reassentamentos.
Custos indiretos e contingências	Engenharia e projetos, gerenciamento, mobilização, impostos, administração e contingências.

2.3. O Modelo de Custos do NREL

O NREL desenvolve o ATB, uma base de referência técnico-econômica amplamente utilizada em estudos de planejamento energético [5]. Para UHRs, o ATB disponibiliza uma ferramenta de estimativa de custos baseada em metodologia *bottom-up*, que utiliza parâmetros geométricos, hidráulicos e operacionais para estimar o CAPEX detalhado, incluindo custos diretos, indiretos e contingências.

A abordagem *bottom-up* difere das metodologias paramétricas tradicionais por decompor o empreendimento em componentes individuais — como barragens, túneis, casa de força e equipamentos eletromecânicos — permitindo maior rastreabilidade e análise da sensibilidade dos custos às características físicas do sítio [16]. O modelo considera parâmetros relacionados às características do sítio, condições construtivas, soluções tecnológicas, sistema de transmissão e fatores econômicos (*soft costs*), incluindo custos indiretos, impostos, contingências e custos de EPC [5]. Além disso, incorpora fatores de atualização econômica, localização e ajustes metodológicos, visando adaptar funções de custo originalmente desenvolvidas para o contexto norte-americano [17]. Outro aspecto relevante é a possibilidade de parametrização de condições geológicas e construtivas, influenciando diretamente componentes sensíveis como escavações subterrâneas e revestimentos hidráulicos [17].

Os resultados são apresentados em US$/kW instalado e desagregados por componente, facilitando comparações com *benchmarks* internacionais e estudos nacionais [18]. Segundo o próprio NREL, as estimativas enquadram-se entre as classes 5 e 4 da *Association for the Advancement of Cost Engineering* (AACE), com incertezas típicas entre -30% e +50% [17]. Para informações complementares sobre o modelo de custos do NREL é recomendado acessar o documento [17].

2.4. Planejamento e Estimativas de Custos no Brasil

O planejamento da expansão do setor elétrico brasileiro é coordenado pela Empresa de Pesquisa Energética, vinculada ao Ministério de Minas e Energia, responsável pela elaboração do Plano Decenal de Expansão de Energia (PDE) e por estudos de inventário de recursos hídricos e de armazenamento [19]. No contexto das UHRs, a EPE adota predominantemente abordagens paramétricas para estimativa de custos, expressas em R$/kW ou US$/kW, baseadas em projetos de referência e séries históricas.

De forma complementar, o GESEL desenvolveu o Manual de Inventário de Usinas Hidrelétricas Reversíveis, que estabelece diretrizes metodológicas para identificação, caracterização e avaliação de sítios potenciais no Brasil [4]. O manual contempla a seleção de sítios, o pré-dimensionamento das estruturas, a estimativa de custos e a análise preliminar de viabilidade econômica. Diferentemente da abordagem *bottom-up* do NREL, utiliza relações paramétricas e benchmarks empíricos, em função da limitada disponibilidade de dados nas etapas iniciais de projeto.

As particularidades do ambiente macroeconômico brasileiro introduzem desafios adicionais à estimativa de custos. O Custo Médio Ponderado de Capital (WACC) praticado no país é historicamente superior ao de economias desenvolvidas, refletindo fatores como risco soberano, volatilidade cambial e taxas de juros elevadas [10]. Adicionalmente, o regime tributário — e as constantes alterações deste — impõe uma carga significativa sobre os investimentos, não plenamente capturada em modelos internacionais [20;21].

Somam-se a esses fatores as limitações logísticas, especialmente no transporte de equipamentos de grande porte para regiões remotas, e as incertezas associadas às condições geológicas, que impactam diretamente os custos de obras civis e escavações subterrâneas [22]. Em conjunto, esses elementos contribuem para um ambiente de maior risco percebido, no qual projetos de grande porte frequentemente operam com WACC superiores a 15% e exigências de retorno acima de 20%, influenciando diretamente a estrutura e a viabilidade econômica dos empreendimentos.

3. METODOLOGIA

3.1. Seleção da Amostra de Sítios

A amostra deste estudo é composta por três sítios reais com potencial para implantação de UHRs de ciclo fechado, anonimizados como Sítio Alfa, Sítio Beta e Sítio Gama, além do estudo de referência da UHR Ibiapaba, desenvolvido pelo GESEL no estado do Ceará. A seleção buscou representar diferentes condições topográficas, hidráulicas e geométricas, permitindo avaliar a sensibilidade técnico-econômica do modelo aplicado.

A potência instalada de cada aproveitamento foi definida a partir da relação entre queda hidráulica, vazão de projeto e capacidade de armazenamento energético dos reservatórios. Para os sítios avaliados, considerou-se operação voltada ao armazenamento diário, adotando-se tempo típico de turbinamento de 4 horas. A definição da potência também considerou a necessidade de compatibilizar o volume útil disponível com a vazão de projeto e a configuração hidráulica de cada sítio.

Ressalta-se que, embora o tempo de turbinamento de 4 horas possa não representar integralmente as condições operacionais mais prováveis para o contexto atual brasileiro, sua adoção neste estudo foi mantida por consistência metodológica.

O Sítio Alfa representa uma configuração de elevada queda hidráulica (≈1030 m), associada a reservatórios reduzidos e circuito hidráulico relativamente longo (L/H = 7,1). Essa geometria favorece alta densidade energética, porém implica maiores desafios construtivos relacionados às pressões elevadas e aos custos de túneis e condutos. O Sítio Beta apresenta a configuração mais compacta entre os casos analisados, com elevada queda (≈900 m), menor relação comprimento/queda (L/H = 3,0) e reduzida área inundada. Essa combinação resulta nos menores custos específicos de implantação observados no estudo, configurando-se como a alternativa de menor CAPEX específico entre os casos analisados. O Sítio Gama, por sua vez, possui menor queda hidráulica (≈520 m), porém maiores volumes úteis e vazões de projeto, resultando em maior capacidade de regularização energética. Apesar do aumento dos custos associados às estruturas hidráulicas e reservatórios, esse tipo de configuração apresenta maior potencial para suporte à flexibilidade operativa do sistema elétrico. A Tabela 2 sintetiza os principais parâmetros geométricos, hidráulicos e energéticos dos aproveitamentos analisados.

Tabela 2 – Características para seleção dos Sítios Encontrados

Parâmetro	Unidade	Sítio Alfa	Sítio Beta	Sítio Gama	Ibiapaba
Localização (Estado)	–	SC	SC	MG	CE
Queda bruta	m	1030	900	520	490
Potência instalada	GW	2,21	2,53	1,69	0,6
Número de unidades	–	9	11	5	2
Volume útil	hm³	3,5	4,5	6,5	4,26
Área dos reservatórios (Sup/Inf)	km²	0,52/0,45	0,22/0,17	0,44/0,94	0,11/0,10
Vazão de projeto	m³/s	240	318	406	160
Comprimento de túnel	km	7,3	2,7	4,8	2,5
Relação L/h	–	7,1	3	9,2	5
Tensão de conexão	kV	500	500	500	500
Comprimento da LT	km	30	30	30	30

3.2. Aplicação do Modelo NREL

A aplicação do modelo *bottom-up* do NREL foi realizada por meio da parametrização dos principais componentes do empreendimento, organizados em cinco grupos: (i) características do sítio, (ii) condições locais, (iii) definições tecnológicas, (iv) parâmetros de projeto e custos indiretos e (v) sistema de transmissão, além de parâmetros operacionais e hidráulicos complementares.

Na etapa de características do sítio, foram inseridos parâmetros fundamentais para o dimensionamento hidráulico e energético da UHR, como altura de queda nominal, áreas e profundidades médias dos reservatórios, comprimento do sistema de adução, dimensões das barragens, área a ser adquirida e tempo de geração adotado (foi considerado 4 horas de geração para possibilitar a comparação com *benchmark*). Em relação às condições locais, consideraram-se fatores construtivos e logísticos, incluindo qualidade da escavação, condições de acesso, necessidade de implantação e adequação de vias, extensão de estradas e túneis, além da disponibilidade de água.

As definições tecnológicas contemplaram a configuração das estruturas de tomada e descarga, casa de força subterrânea, condutos forçados subterrâneos, utilização de barragens de enrocamento (*rockfill*), revestimento dos reservatórios com geomembrana e unidades reversíveis de velocidade fixa. Para os custos indiretos, os parâmetros do modelo foram recalibrados com base no benchmark da UHR Ibiapaba, mantendo-se apenas contingência (12%) e mobilização/desmobilização (5%). Também foram definidos os parâmetros do sistema de transmissão, incluindo distância de conexão, nível de tensão, subestação associada e implantação em terreno montanhoso com linha de duplo circuito.

O modelo incorporou ainda parâmetros operacionais avançados, como armazenamento ativo correspondente a 85% do volume útil, relação Hmin/Hmax de 0,70, coeficiente de Hazen-Williams igual a 90, eficiência bomba-turbina de 88% e velocidade máxima nos túneis de 5 m/s. A capacidade unitária adotada foi de 300 MW, considerando razão entre tempo de bombeamento e geração igual a 5.

Tabela 3 – Características dos sistemas dos sítios aplicadas ao modelo NREL

Parâmetro	Alfa	Beta	Gama	UHR Ibiapaba	Unidade
1. Características do Sítio (*Site Related*)					
Prof. máx. reservatório superior	13	50	33	13.6	m
Área reservatório superior	0.52	0.22	0.95	0.154	km²
Prof. máx. reservatório inferior	20	28	17	14.1	m
Área reservatório inferior	0.45	0.16	0.45	0.154	km²
Altura de queda nominal	1037	918	463	459.9	m
Comprimento de adução	7500	2700	4800	2500	m
Altura barragem superior	10	14	33	41	m
Crista barragem superior	850	160	1000	300	m
Altura barragem inferior	15	25	13	63	m
Crista barragem inferior	1000	280	400	551	m
Área a adquirir	0.97	0.57	2.1	0.4	km²
Tempo de geração	4	4	4	4	h
2. Condições do Projeto (*Condition Related*)					
Escavação de túnel	Poor	Poor	Poor	Poor	
Terreno acesso	Mild	Mild	Mild	Mild	
Tipo de estrada	New	New	New	New	
Readequação rodoviária	Yes	Yes	Yes	Yes	
Comprimento estrada (acesso)	10000	10000	10000	10000	m
Comprimento túnel acesso	7500	2700	4.800	2.500	m
Abastecimento de água	Yes	Yes	Yes	Yes	
Custo abastecimento	100	100	100	100	$/ac-ft
3. Características Tecnológicas (*Technology Related*)					
Tomada superior	Vertical	Idem	Idem	Idem	
Tomada inferior	Horizontal	Idem	Idem	Idem	
Geologia casa de força	Adverse	Idem	Idem	Idem	
Tipo casa de força	Underground	Idem	Idem	Idem	
Penstock	Underground	Idem	Idem	Idem	
Revestimento	Geomembrana	Idem	Idem	Idem	
Tipo barragem	Rockfill	Idem	Idem	Idem	
Tipo bomba	Fixed	Idem	Idem	Idem	
4. Parâmetros de Custo (*Project Related*)					
Inflação	Sim	Sim	Sim	Sim	
Mobilização	5%	5%	5%	5%	
Material/Equipamento	75%	75%	75%	75%	
Impostos	0%	0%	0%	0%	
Contingência	12%	12%	12%	12%	
EPC	0%	0%	0%	0%	
Desenvolvedor	0%	0%	0%	0%	

Parâmetro	Alfa	Beta	Gama	UHR Ibiapaba	Unidade
Overhead + lucro	0%	0%	0%	0%	
5. Sistema de Transmissão (*Transmission Related*)					
Distância	30	30	30	30	km
Tensão	500	500	500	500	kV
Subestação	500	500	500	500	kV
Terreno	Mountain	Mountain	Mountain	Mountain	-
Circuitos	Double	Double	Double	Double	-
6. Parâmetros Operacionais					
Armazenamento ativo	85%	85%	85%	85%	-
Relação Hmin/Hmax	0.7	0.7	0.7	0.7	-
Hazen-Williams (C)	90	90	90	90	-
Eficiência bomba-turbina	88%	88%	88%	88%	-
Velocidade no túnel	5	5	5	5	m/s
Diâmetro do túnel	12	12	12	12	m
Capacidade por unidade	300	300	300	300	MW
Nº mínimo de unidades	9	11	5	2	-
Razão bombeamento/geração	5	5	5	5	x

Após a inserção dos parâmetros geométricos e hidráulicos do empreendimento de UHR em análise, a ferramenta processa automaticamente essas informações e gera a tabela *Output Specifications* que consolida os principais resultados de dimensionamento do sistema, como volumes de reservatórios, alturas de queda, vazões operativas, dimensões de condutos e potência instalada. Os parâmetros e os cálculos associados a cada um deles estão fundamentados na referência [17] de acesso gratuito.

Na sequência, o modelo calcula automaticamente a estrutura paramétrica de CAPEX, convertendo os parâmetros físicos do projeto em custos detalhados por componente. A metodologia baseia-se na decomposição do empreendimento em categorias de custo (estruturas civis, condutos hidráulicos, equipamentos eletromecânicos, transmissão e custos indiretos) associadas a quantitativos técnicos do sistema. Os custos unitários de referência são ajustados por fatores locacionais, atualização econômica (CPI + MAF) e calibração metodológica [22], resultando no custo total de cada componente. O CPI (*Consumer Price Index*) corrige os custos conforme a inflação entre o ano original e o ano base da análise, enquanto o MAF (*Market Adjustment Factor*) considera variações específicas do mercado de componentes, como oscilações em commodities e cadeias de suprimentos. Na versão atual do modelo NREL o ano de referência (ano base) definido para as estimativas do NREL é de 2024. Como exemplo, a Tabela 4 apresenta os custos estimados para o Sítio Alfa.

3.3. Abordagem de Benchmark Nacional (EPE/GESEL)

A avaliação da aderência dos resultados do modelo NREL foi conduzida por meio de uma abordagem de *benchmarking* com referências brasileiras consolidadas, uma vez que não existe, no país, um modelo paramétrico equivalente com o mesmo nível de detalhamento e decomposição de custos. Do mesmo modo, também não existe no país uma base de dados de custos de obras reais de usinas reversíveis. Nesse contexto, a análise comparativa foi estruturada a partir de duas fontes principais:

(i) as diretrizes e estudos da EPE, que fornecem intervalos típicos de CAPEX e OPEX para tecnologias de armazenamento no âmbito dos PDEs. Esse

Tabela 4 – Exemplo da estrutura paramétrica de estimativa de CAPEX do sítio Alfa pelo modelo NREL

Categoria / Componente	Unidade	Quantidade	Custo Unitário Base (US$/unid.)	Fator Locacional	CPI + MAF (2024)	Ajuste USBR* (2024)	Custo Unitário Ajustado (US$)	Custo Total (US$)	% do Total
Terreno e Direitos de Uso	**Acres**	**239,7**	**3.093,33**	**1,000**	**1,16**	**1,00**	**3.581,1**	**858.351,98**	**0,02%**
Estrutura da Usina	**kW**	**1.938.354**	**28,35**	**0,997**	**3,13**	**1,07**	**94,5**	**183.100.827,61**	**4,89%**
Reservatórios, Barragens e Vias de Água									**11,76%**
Barragem e Vertedouro do Reservatório Superior	CY	824.143,0	8,25	0,997	3,37	1,07	29,6	58.930.903,68	1,57%
Entrada/Saída do Reservatório Superior	#	1,0	1.373.398,26	0,997	4,82	1,04	6.877.624,7	6.877.624,73	0,18%
Instalações de Alívio (Surge)	LS	0,4	NA	–	–	–	NA	232.077.744,62	6,20%
Entrada/Saída do Reservatório Inferior	#	1,0	6.347.996,42	0,997	3,13	1,04	20.662.935,2	20.662.935,21	0,55%
Barragem e Vertedouro do Reservatório Inferior	CY	1.576.766,3	8,00	0,997	3,37	1,07	28,8	75.401.864,70	2,01%
Revestimento dos Reservatórios Superior e Inferior	Sq.Ft	10.445.564,7	4,44	0,997	1,00	1,00	4,4	46.292.599,90	1,24%
Condutos de Água									**15,50%**
Túneis de Baixa e Alta Pressão (Superior)	Ft	10.395,7	5.149,12	0,997	3,86	1,08	21.363,6	222.089.969,60	5,93%
Poços Verticais	Ft	2.891,9	4.623,35	0,997	4,34	1,08	21.580,0	62.406.992,28	1,67%
Túneis do Conduto Forçado (Penstock)	Ft	6.506,8	1.630,86	0,997	3,86	1,08	6.766,4	44.027.468,74	1,18%
Túneis do Tubo de Sucção (Draft Tube)	Ft	1.800,0	3.335,42	0,997	4,58	1,08	16.433,3	29.579.961,33	0,79%
Túneis de Fuga (Tailrace)	Ft	10.395,7	5.149,12	0,997	3,86	1,08	21.363,6	222.089.969,60	5,93%
Conduto Forçado de Superfície	Ft	0,0	–	0,997	4,58	1,08	–	–	0,00%
Equipamentos da Casa de Força									**44,81%**
Bombas/Motores	LS	1,0	–	0,997	4,10	1,09	–	–	0,00%
Geradores/Turbinas	kW	0,0	–	0,997	4,10	1,09	–	–	0,00%
Casa de Força Total	kW	1.938.354	194,30	0,997	4,10	1,09	865,3	1.677.191.770,27	44,81%
Estradas, Ferrovias, Pontes e Acessos									**5,33%**
Estradas de Acesso	Miles	6,3	283.000,00	0,997	2,41	1,04	709.897,9	4.482.089,64	0,12%
Túneis de Acesso	Ft	25.002,3	2.990,79	0,997	2,41	1,08	7.755,4	193.903.948,96	5,18%
Readequação de Rodovia	%	0,3	–	–	–	–	–	1.120.522,41	0,03%
Subestação	**LS**	**1,0**	**17.410.800,00**	**0,997**	**2,41**	**1,06**	**44.494.341,4**	**44.494.341,36**	**1,19%**
Linhas de Transmissão	**Miles**	**17,7**	**1.267.114,13**	**0,997**	**3,13**	**1,05**	**4.158.234,4**	**73.510.881,09**	**1,96%**
Outros									**0,00%**
Abastecimento de Água	ac-ft	0	100,00	0,997	1,00	1,00	99,72	–	0,00%
Custos Indiretos									**14,53%**
Mobilização/Desmobilização	%	5,0%	–	–	–	–	–	159.955.038,39	4,27%
Imposto sobre Vendas	%	0,0%	–	–	–	–	–	–	0,00%
Contingência	%	12,0%	–	–	–	–	–	383.892.092,13	10,26%
Custo EPC	%	0,0%	–	–	–	–	–	–	0,00%
Custo do Desenvolvedor	%	0,0%	–	–	–	–	–	–	0,00%
Overhead e Lucro	%	0,0%	–	–	–	–	–	–	0,00%
CUSTO TOTAL DIRETO E INDIRETO								**3.742.947.898,23**	**100,00%**

**United State Bureau of Reclamation*.

(i) *range* é global e não especifica características individuais de cada UHR, principalmente tempo de turbinamento;

(ii) Manual de Inventário de UHRs do GESEL, com destaque para o estudo de caso da UHR Ibiapaba, que apresenta uma estrutura de custos desagregada e baseada em parâmetros aderentes à realidade construtiva nacional.

No âmbito da EPE, os valores de referência indicam estimativas de CAPEX da ordem de US$ 1.200/kW a US$ 1.600/kW para UHRs em estudos recentes (2023/2024), com valores históricos próximos de US$ 1.300/kW nos PDE 2030 e 2031. Esses valores contemplam não apenas os custos de EPC, mas também componentes indiretos e auxiliares associados à implantação completa do empreendimento [23; 10].

Complementarmente, o estudo da UHR Ibiapaba, com 600 MW e aproximadamente 3,7 horas de turbinamento (adotadas como 4 horas nesta análise), desenvolvido no âmbito do GESEL, fornece um referencial detalhado para projetos de ciclo fechado. O investimento estimado considerando o dólar em R$5,00 foi de aproximadamente US$ 941,58 milhões resultando em um custo unitário de US$ 1.569,20/kW. A composição dos custos evidencia a predominância de obras civis (38,92%), seguidas por equipamentos eletromecânicos (17,91%), contingência (12,84%) e custos independentes (12,48%), além de parcelas associadas a obras temporárias, estruturas metálicas e conexão ao sistema elétrico [4;24].

A Tabela 5 apresenta o resumo da estimativa de custos da UHR Ibiapaba publicados pelo GESEL. A Figura 2 apresenta o arranjo geral da UHR Ibiapaba apresentado no Manual.

Tabela 5 – Estimativa de custos da UHR Ibiapaba.

No.	Nome das Obras/Custo	R$ (10^3)	Proporção (%)
I	**Obras e equipamentos principais**	**3.440.894**	**73,09%**
1	Obras temporárias	345.051	7,33%
2	Obras de construção	1.832.494	38,92%
3	Obras de proteção ambiental e conservação de solo e água	67.469	1,43%
4	Equipamentos e instalações eletromecânicas	843.252	17,91%
5	Equipamentos e instalações de estrutura metálica	352.628	7,49%
II	**Custos de compensação para aquisição de terras e reassentamento**	**-**	**0,00%**
III	**Custos independentes**	**587.705**	**12,48%**
IV	**Projeto de conexão de geração**	**75**	**1,59%**
V	**Custo básico de reserva**	**604.29**	**12,84%**
	Investimento Estático	**4.707.889**	**100,00%**
	Custo por capacidade instalada (R$/kW)	**7.846**	**-**

Fonte: Modificado do Manual de Inventário de Usinas Hidrelétricas Reversíveis, 2024

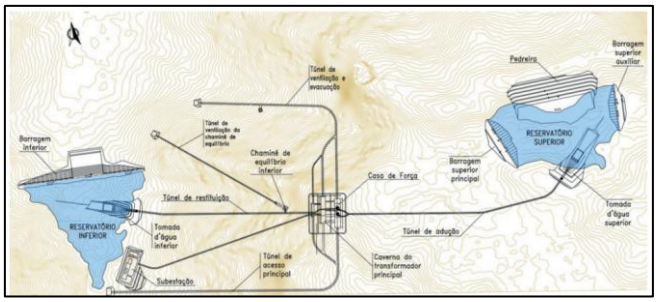


Figura 2 – Arranjo geral da UHR Ibiapaba. Fonte: Manual de Inventário de Usinas Hidrelétricas Reversíveis, 2024.

Os custos unitários adotados pelo GESEL baseiam-se em referências nacionais, como o SICRO (DNIT). Exemplos incluem valores típicos para escavação de solo (US$ 3,46/m³), escavação de rocha a céu aberto (US$ 11,55/m³), escavação subterrânea (US$ 34,56/m³), concreto estrutural (US$ 188,67/m³) e revestimentos metálicos de condutos (US$ 6.067/ton). Assim como no modelo NREL o período de referência (ano base) definido para os estudos econômicos e o cálculo dos preços unitários é de 2024.

De forma geral, enquanto benchmarks americanos e europeus, como os dados do fórum conjunto entre o DOE/U.S. e a IHA, indicam custos na faixa de US$2.046/kW a US$2.710/kW para projetos de 100 MW (4h de duração) [24], as referências brasileiras da EPE apontam valores mais competitivos. Estimativas para o PDE 2031 e levantamentos de 2023/2024 situam o CAPEX brasileiro entre US$1.200/kW e US$1.600/kW [10 a]. Em outro nível, nos dados divulgados pela Powerchina em empreendimentos chineses de grande escala, são reportados custos ainda menores, frequentemente inferiores a US$1.000/kW, como UHR AnhuiMayuan(US$ 857,5/kW) e UHR Jiakeshan (US$ 718,1/kW) [4].

Adicionalmente, o Manual de Inventário de UHRs apresenta o estudo de caso da UHR Irapé, com custo estimado de aproximadamente US$ 1.264/kW, associado à estratégia de aproveitamento de infraestrutura existente (configuração de ciclo semiaberto ou aberto). Embora esse arranjo resulte em reduções expressivas de CAPEX, sua natureza metodológica difere dos projetos *greenfield* de ciclo fechado analisados neste estudo. Por essa razão, o referido caso não foi incorporado diretamente às comparações, a fim de garantir consistência entre as abordagens avaliadas [4].

3.4. Critérios de Comparação e Análise

A análise foi estruturada com o objetivo de avaliar a aplicabilidade do modelo paramétrico do NREL para estimativas preliminares de CAPEX de UHRs no contexto brasileiro, considerando três dimensões principais: compatibilidade dos custos estimados, consistência metodológica para pré-dimensionamento e sensibilidade do modelo às variáveis físicas dos aproveitamentos.

Questão 1 — Compatibilidade e Aderência de Custos (avaliação de aderência)

Esta etapa avalia se o CAPEX específico (US$/kW) gerado pelo NREL situa-se dentro das faixas de custos observadas no setor elétrico nacional. O critério de sucesso para a compatibilidade baseia-se no enquadramento dos resultados nas Classes 4 e 5 da *AACE International*, que admitem incertezas entre -30% e +50% para estudos preliminares. Os resultados são confrontados com:

- *benchmarks* reportados pela Empresa de Pesquisa Energética (EPE) para empreendimentos hidrelétricos e UHRs no Brasil;
- estimativas do estudo da UHR Ibiapaba desenvolvidas pelo GESEL.

Questão 2 — Adequação para Estudos Preliminares (Consistência Técnica)

Avalia-se a robustez do modelo em responder de forma coerente às características geométricas e hidráulicas dos sítios em fases iniciais de projeto. O critério de análise é a consistência estrutural: o modelo deve reproduzir as tendências esperadas de

engenharia, como a variação de custos em função da altura de queda e vazão, mesmo operando com dados de entrada limitados.

Questão 3 — Sensibilidade Estrutural e Influência das Variáveis de Engenharia

Esta dimensão foca na interpretação das variações de custo em função das características físicas de cada sítio. A análise utiliza as seguintes métricas de sensibilidade:

- Relação L/H (Comprimento/Queda): Verificação da redução do CAPEX em configurações mais compactas (menor L/H).
- Densidade Energética e Volume Útil: Impacto do volume dos reservatórios nos custos de obras civis e barragens.

Como não foi possível estabelecer correspondência direta entre todos os componentes, a comparação restringiu-se à análise qualitativa de grupos de custos equivalentes. O NREL adota uma estrutura detalhada de custos, enquanto o GESEL utiliza categorias mais agregadas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Resultados das Estimativas de CAPEX

Os resultados das estimativas de CAPEX obtidos pela aplicação do modelo do NREL para os três sítios teóricos, bem como para o estudo de caso de referência nacional (UHR Ibiapaba), são apresentados na Tabela 6. Os valores estão expressos em US$/kW instalado e em custo total, permitindo a comparação direta entre configurações com diferentes escalas e características geométricas.

Tabela 6 – Resultados Comparativos de CAPEX Modelo NRL

Sítio	Queda (m)	Potência (GW)	Número de Unidade	Volume Útil (hm³)	Área do Reservatório. (km²)	Vazão (m³/s)	Comprimento. do Túnel (km)
Alfa	1030	2,21	9	3,5	0,5	240	7,3
Beta	900	2,53	11	4,5	0,2	318	2,7
Gama	520	1,69	5	6,5	1,3	406	4,8
Ibiapa	490	0,6	2	4,2	0,21	160	2,5

Sítio	Relação L/h	CAPEX Total (US$ bilhões)	US$/kW	US$/kWh*	Custo Casa de Força	Custo Reservatórios, Barragens e Vias de Água	Custos Condutos de Água
Alfa	7,1	3,74	$1930,99	$482,75	44,8%	11,8%	15,5%
Beta	3,0	3,08	$1332,75	$333,19	57,8%	5,3%	9,2%
Gama	9,2	2,54	$1740,32	$435,08	25,9%	21,5%	22,1%
Ibiapa	5,0	0,92	$1763,43	$440,86	27,7%	17,0%	14,2%

*US$/kWh calculado considerando armazenamento útil equivalente a 4 horas de turbinamento.

Os resultados evidenciam uma variação nos custos específicos entre os sítios avaliados, mesmo para empreendimentos com capacidades instaladas relativamente próximas. O Sítio Beta apresenta o menor CAPEX específico, com valor de aproximadamente US$ 1.333/kW, enquanto o Sítio Alfa apresenta o maior custo específico, de cerca de US$ 1.931/kW, representando uma diferença superior a 45% entre os extremos analisados. O Sítio Gama e a UHR Ibiapaba apresentam valores intermediários e bastante próximos, US$ 1.740/kW e US$ 1.763/kW, respectivamente.

As diferenças observadas estão diretamente associadas às características geométricas e hidráulicas de cada aproveitamento, especialmente à relação entre o comprimento do sistema de adução e a altura de queda (L/H), ao volume útil necessário para armazenamento e à área dos reservatórios. O Sítio Beta, que apresentou a menor relação L/H (3,0), também registrou os menores custos relativos associados aos condutos hidráulicos e aos reservatórios, refletindo uma configuração hidráulica mais eficiente e economicamente favorável.

Em contrapartida, o Sítio Gama apresentou a maior relação L/H (9,2), associada a uma menor altura de queda e maior volume útil requerido, resultando em maior participação dos custos de condutos hidráulicos (22,1%) e reservatórios/barragens (21,5%) no CAPEX total. Já o Sítio Alfa, embora possua elevada queda hidráulica (1030 m), apresenta túnel de adução significativamente mais extenso (7,3 km), o que contribui para o aumento dos custos específicos do empreendimento.

O estudo de caso da UHR Ibiapaba apresenta comportamento coerente com os demais sítios analisados, mantendo custo específico próximo ao Sítio Gama, mesmo com menor potência instalada. Esse resultado reforça que a geometria do aproveitamento e os condicionantes hidráulicos exercem influência mais relevante sobre o CAPEX do que a escala instalada isoladamente.

4.2. Análise de Aderência e Compatibilidade (com avaliação pela UHR Ibiapaba)

Em resposta à primeira questão de pesquisa, considerando a natureza preliminar do modelo paramétrico e a variabilidade inerente aos projetos de UHR, as discrepâncias foram inferiores às incertezas típicas (entre -30% e +50%) das classes 5 e 4 da AACE [17]. Assim, os resultados obtidos com o modelo NREL indicam compatibilidade parcial com os benchmarks disponíveis para os sítios brasileiros analisados. As estimativas de CAPEX específico variaram entre aproximadamente US$ 1.333/kW e US$ 1.931/kW, refletindo principalmente as características geométricas e hidráulicas de cada aproveitamento.

A comparação consolidada é apresentada na Tabela 6. Ressalta-se que, conforme metodologia, para os custos indiretos os parâmetros do modelo NREL foram recalibrados com base no *benchmark* da UHR Ibiapaba, mantendo-se apenas contingência (12%) e mobilização/desmobilização (5%). Anteriormente, como padrão do NREL, os custos indiretos correspondiam aproximadamente 40% do CAPEX total.

Tabela 7 – Discrepância Absoluta entre os Modelos

Sítio	L/H	Volume Útil (hm³)	Área (km²)	Potência (GW)	NREL (US$/kW)	EPE *Range* (US$/kW)	Ibiapaba US$/kW)	NREL vs. *Range* EPE	NREL vs. Ibiapaba
Alfa	7,1	3,5	0,5	2,21	1.931	1.200 a 1.600	1.569	+20,6%	+23,1%
Beta	3,0	4,5	0,2	2,53	1.333			0,0%	−15,0%
Gama	9,2	6,5	1,3	1,69	1.740			10,9%	+10,9%
Ibiapaba	5,0	4,2	0,21	0,6	1.763			9,5%	+12,4%

* Valor convertido a partir da estimativa do GESEL para a UHR Ibiapaba (R$ 7.846/kW), considerando taxa de câmbio de R$ 5,00/US$.

O Sítio Beta apresentou o menor custo específico (US$ 1.333/kW), posicionando-se dentro da faixa tipicamente reportada pela EPE para UHRs e grandes

empreendimentos hidrelétricos no Brasil (US$ 1.200–1.600/kW). Em contrapartida, os Sítios Alfa e Gama registraram valores superiores, de US$ 1.931/kW e US$ 1.740/kW, respectivamente. Esses resultados evidenciam a sensibilidade do modelo às condições físicas do empreendimento, especialmente à relação entre o comprimento do sistema hidráulico e a altura de queda (L/H), bem como às demandas de armazenamento e volume útil dos reservatórios. Isso sugere que o range do *benchmark* da EPE pode subestimar projetos com maiores relações L/H ou maiores demandas volumétricas.

No estudo de caso da UHR Ibiapaba, o modelo NREL estimou custo específico de aproximadamente US$ 1.763/kW. Considerando a taxa de câmbio de R$ 5,00/US$, esse valor corresponde a cerca de R$ 8.817/kW, mantendo proximidade com a estimativa desenvolvida pelo GESEL para o mesmo empreendimento, de R$ 7.846/kW. A diferença observada, da ordem de 12%, demonstra aderência satisfatória entre as abordagens, apesar das diferenças metodológicas e da composição dos custos adotada em cada modelo. Esse resultado reforça a capacidade do modelo NREL em representar tendências de custo para UHRs no contexto brasileiro, sobretudo após a adequação dos custos indiretos e contingências para garantir maior consistência comparativa.

4.3. Avaliação de aderência do Modelo para o Brasil

Em resposta à segunda questão de pesquisa, referente à adequação do modelo NREL para estudos de pré-dimensionamento no Brasil, os resultados indicam que o modelo apresenta consistência estrutural e capacidade de representar tendências de custo para UHRs brasileiras. O modelo demonstrou sensibilidade coerente às variáveis físicas e geométricas dos aproveitamentos, especialmente à relação L/H e à potência instalada, refletindo os efeitos da complexidade hidráulica e das economias de escala sobre o CAPEX específico.

Os resultados evidenciam que sítios com maiores relações L/H tendem a apresentar custos específicos mais elevados, em função do aumento das extensões hidráulicas, da complexidade construtiva e da maior participação das obras civis lineares. O Sítio Gama, com L/H de 9,2, apresentou custo NREL de US$ 1.740/kW, enquanto o Sítio Alfa, com L/H de 7,1, atingiu o maior custo específico entre os empreendimentos analisados (US$ 1.931/kW). Em contraste, o Sítio Beta, com L/H de apenas 3,0, apresentou o menor custo específico (US$ 1.333/kW), indicando uma configuração hidráulica mais compacta e economicamente eficiente.

A potência instalada também apresentou influência significativa sobre os resultados. O Sítio Beta, além de possuir a menor relação L/H, apresenta a maior potência instalada (2,53 GW), resultando no menor custo unitário entre os casos avaliados, evidenciando ganhos de escala associados à diluição dos custos fixos de infraestrutura. Em oposição, a UHR Ibiapaba, apesar de apresentar características geométricas intermediárias, possui potência significativamente inferior (0,6 GW), mantendo custo específico relativamente elevado (US$ 1.763/kW).

Em relação ao volume útil e à área inundada, os resultados indicam que essas variáveis exercem influência complementar, porém menos determinante quando analisadas isoladamente. O Sítio Gama apresenta simultaneamente o maior volume útil (6,5 hm^3) e a maior área inundada (1,3 km^2), sem, contudo, apresentar o maior

custo específico. Esse comportamento sugere que a interação entre geometria hidráulica e potência instalada possui maior relevância econômica do que o aumento isolado da capacidade de armazenamento ou da área dos reservatórios.

A comparação com os *benchmarks* nacionais demonstra que o modelo reproduz adequadamente a ordem de grandeza dos custos observados no contexto brasileiro. O Sítio Beta apresentou desempenho compatível e mais competitivo em relação às referências nacionais, enquanto os demais sítios mantiveram discrepâncias moderadas frente aos *benchmarks* da EPE e da UHR Ibiapaba, variando aproximadamente entre −15% e +23%. O Sítio Alfa apresentou os maiores desvios positivos, associados à combinação de elevada relação L/H e menor volume útil relativo, enquanto o Sítio Gama apresentou aderência intermediária aos valores de referência.

Adicionalmente, em resposta à terceira questão de pesquisa, observou-se que os sítios com maiores relações L/H apresentaram aumento proporcional da participação dos condutos hidráulicos e das estruturas associadas no CAPEX total. A elevação da relação L/H de 3,0 no Sítio Beta para 9,2 no Sítio Gama resultou no aumento da participação dos condutos hidráulicos de 9,2% para 22,1%, enquanto os custos associados aos reservatórios e barragens cresceram de 5,3% para 21,5%. Esses resultados reforçam que o aumento das distâncias hidráulicas impacta diretamente a composição dos custos civis do empreendimento.

De forma geral, os resultados indicam que o modelo NREL possui potencial para aplicação em etapas preliminares de inventário e triagem de sítios para UHRs no Brasil, permitindo comparações relativas entre alternativas e avaliação inicial da viabilidade técnico-econômica antes da realização de estudos executivos detalhados.

5. LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. Limitações do Estudo

Os resultados deste trabalho devem ser interpretados considerando limitações metodológicas e de disponibilidade de dados inerentes à fase atual da pesquisa, sendo:

- Amostra reduzida: a análise considerou apenas três sítios teóricos e a UHR Ibiapaba como referência de aderência. A amostra limita generalizações estatísticas para o conjunto de UHRs potencialmente implantáveis no Brasil.
- Nível preliminar dos estudos: não foram desenvolvidos projetos executivos ou quantitativos detalhados de escavação, concreto, enrocamento e estruturas hidráulicas.
- Dependência de dados secundários para benchmarking: a UHR Ibiapaba, utilizada como referência nacional, corresponde a uma estimativa em nível de inventário e não a um empreendimento executado, restringindo sua utilização como parâmetro definitivo de custos reais.
- Ausência de fatores consolidados de tropicalização: apesar da adaptação parcial de custos indiretos e contingências, ainda não existem calibrações consolidadas capazes de representar integralmente as particularidades econômicas, construtivas e institucionais do setor hidrelétrico brasileiro.

- Limitações de aplicabilidade do modelo NREL: o modelo foi originalmente calibrado para o contexto norte-americano, de modo que diferenças relacionadas a regime tributário, logística, práticas de contratação, custo de capital e variabilidade geológica brasileira introduzem incertezas adicionais na aplicação ao cenário nacional.
- Ausência de análises macroeconômicas aprofundadas: não foram exploradas de forma detalhada análises de sensibilidade envolvendo taxa de câmbio, inflação de insumos da construção civil e custo de financiamento (WACC), fatores com potencial de impactar significativamente o CAPEX de empreendimentos de grande porte.

Com base nessas limitações, recomenda-se para trabalhos futuros: ampliação da base de dados de sítios, desenvolvimento de projetos com maior detalhamento, consolidação de um banco nacional de custos, desenvolvimento de fatores de tropicalização, realização de análises de sensibilidade macroeconômica e integração com modelagem energética e operacional.

6. CONCLUSÕES

Em relação à primeira questão de pesquisa, os resultados indicaram que as estimativas de CAPEX obtidas pelo modelo apresentaram compatibilidade parcial com os *benchmarks* nacionais disponíveis. Os valores estimados variaram entre aproximadamente US$ 1.333/kW e US$ 1.931/kW, mantendo-se próximos da ordem de grandeza reportada em estudos brasileiros para UHRs. A comparação com a UHR Ibiapaba demonstrou discrepância da ordem de 12%, valor considerado compatível com as incertezas típicas de estimativas paramétricas de classe preliminar. Observou-se, contudo, tendência de superestimação em relação aos valores médios utilizados pela EPE, especialmente em empreendimentos com maiores exigências hidráulicas e geométricas.

Quanto à segunda questão de pesquisa, os resultados demonstraram que o modelo apresenta aderência metodológica para aplicação em estudos preliminares de inventário e pré-viabilidade. As estimativas reproduziram de forma coerente as tendências esperadas da engenharia de UHRs, diferenciando economicamente configurações hidráulicas distintas mesmo com dados simplificados típicos de etapas iniciais de planejamento.

Em relação à terceira questão de pesquisa, verificou-se influência significativa das variáveis geométricas e hidráulicas sobre o CAPEX. O aumento da relação comprimento/queda (L/H) de 3,0 no Sítio Beta para 9,2 no Sítio Gama elevou a participação dos condutos hidráulicos de 9,2% para 22,1% do CAPEX total, enquanto os custos de reservatórios e barragens aumentaram de 5,3% para 21,5%. Esses resultados evidenciam a sensibilidade do modelo às condições físicas dos empreendimentos e reforçam capacidade preditiva relativa.

Apesar dos resultados satisfatórios, o estudo também evidenciou limitações relevantes para aplicação direta do modelo no Brasil. A ausência de empreendimentos de UHR efetivamente executados no Brasil limita a disponibilidade de bases consolidadas para calibração e validação robusta dos resultados.

Nesse contexto, conclui-se que o modelo apresenta robustez paramétrica para apoio a estudos preliminares de inventário e avaliação comparativa de sítios, sobretudo pela sua capacidade de capturar tendências físicas e estruturais dos empreendimentos. Entretanto, sua utilização no contexto brasileiro demanda o desenvolvimento de fatores de tropicalização e calibrações específicas capazes de representar adequadamente as condições econômicas, construtivas e institucionais nacionais.

7. PALAVRAS-CHAVE

Usinas Hidrelétricas Reversíveis; Estimativa de Custos *Bottom-up*; NREL/ATB; Planejamento Energético Brasileiro; Armazenamento de Energia.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA – EPE (2023) – “Plano Decenal de Expansão de Energia 2032”, Ministério de Minas e Energia – MME/EPE, Brasília, Brasil. Disponível em: https://www.epe.gov.br/pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/plano-decenal-de-expansao-de-energia-2032. Acesso em: 15 mar. 2026.

[2] ARGONNE NATIONAL LABORATORY (2014) – “Pumped Storage Hydropower: Benefits for Grid Reliability and Integration of Variable Renewable Energy”, Decision and Information Sciences Division, Relatório Técnico ANL/DIS-14/10, Argonne, Estados Unidos. Disponível em: http://www.osti.gov/scitech/. Acesso em: 16 maio 2026.

[3] INTERNATIONAL ENERGY AGENCY – IEA (2023) – “Electricity Storage and Renewables: Costs and Markets to 2030”, IEA, Paris, França.

[4] GRUPO DE ESTUDOS DO SETOR ELÉTRICO – GESEL (2024) – “Manual de Inventário de Usinas Hidrelétricas Reversíveis”, UFRJ/GESEL, Rio de Janeiro, Brasil.

[5] NATIONAL RENEWABLE ENERGY LABORATORY – NREL (2024) – “Annual Technology Baseline: Pumped-Storage Hydropower”, NREL, Golden, Estados Unidos. Disponível em: https://atb.nrel.gov/. Acesso em: 04 abr. 2026.

[6] INTERNATIONAL FORUM ON PUMPED STORAGE HYDROPOWER – IFPSH (2021) – “Pumped Storage Hydropower: Capabilities and Costs”, edited by Klaus Krüger.

[7] CANALES, F. A.; BELUCO, A.; MENDES, C. A. B. (2015) – “Usinas hidrelétricas reversíveis no Brasil e no mundo: aplicação e perspectivas”, Revista Eletrônica em Gestão, Educação e Tecnologia Ambiental, v. 19, n. 2, Santa Maria, Brasil.

[8] SILVA, L. J. da (2019) – “Proposta de inserção de usinas hidrelétricas reversíveis como mecanismo de armazenamento no setor elétrico brasileiro”, Tese de Doutorado, Instituto de Energia e Ambiente, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

[9] MITERHOF, M.; SICILIANO, A. (2025) – “Hidroelétricas reversíveis: uma velha solução para um novo problema”, Conjuntura Econômica, nov. 2025, Brasil.

[10] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA – EPE (2025) – “Roadmap Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR): Perspectivas e caminhos para a inserção das usinas

reversíveis no Brasil", Caderno de Estudos CD-EPE-DEE-SGR-006-2025, Rio de Janeiro, Brasil.

[11] RICETTA, M. R. A. M.; OHNUMA JR., A. A.; FORTES, J. D. N. (2015) – "Usinas Hidrelétricas Reversíveis e o Nexo Água e Energia", XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Brasília, Brasil.

[12] HUNT, J. D. et al. (2020) – "Global resource potential of seasonal pumped hydropower storage for energy and water storage", Nature Communications, v. 11, n. 947, Reino Unido.

[13] NATIONAL RENEWABLE ENERGY LABORATORY – NREL (2022) – "Closed-Loop Pumped Storage Hydropower Resource Assessment for the United States", por Evan Rosenlieb, Donna Heimiller e Stuart Cohen, NREL, Golden, Estados Unidos, maio de 2022.

[14] GORDON, J. L. (2001) – "Hydraulic turbine efficiency", Canadian Journal of Civil Engineering, v. 28, n. 2, Canadá.

[15] GHD; AUSTRALIAN ENERGY MARKET OPERATOR – AEMO (2025) – "Pumped Hydro Energy Storage Cost Parameter Review", Australian Energy Market Operator, Melbourne, Austrália. Disponível em: https://www.aemo.com.au/. Acesso em: 05 maio. 2026.

[16] MOODY, J.; BAIN, D. (2021) – "National Hydropower Asset Assessment Program: Pumped Storage Report", Oak Ridge National Laboratory – ORNL, Oak Ridge, Estados Unidos.

[17] COHEN, S.; RAMASAMY, V.; INMAN, D. (2023) – "A component-level bottom-up cost model for pumped storage hydropower", Relatório Técnico NREL/TP-6A40-84875. Golden, EUA. Revisado em mar. 2024. Disponível em: https://www.nrel.gov/docs/fy23osti/84875.pdf. Acesso em: 05 maio. 2026.

[18] MONGIRD, K. et al. (2019) – "Energy Storage Technology and Cost Characterization Report", Pacific Northwest National Laboratory, Relatório Técnico PNNL-28866, Estados Unidos.

[19] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA – EPE (2021) – Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR): Desafios para inserção em mercados de energia elétrica, Nota Técnica EPE-DEE-NT-013/2021-r0, Brasília, Brasil.

[20] BANCO CENTRAL DO BRASIL – BCB (2024) - "Relatório de Inflação", v. 26, n. 4, dez. 2024, Brasília, Brasil. Disponível em: https://www.bcb.gov.br.

[21] SECRETARIA DO TESOURO NACIONAL – STN (2025) – "Estimativa da Carga Tributária Bruta do Governo Geral", Ministério da Fazenda, Brasília, Brasil.

[22] EPRI (1990) – "Pumped-Storage Planning and Evaluation Guide", Electric Power Research Institute – EPRI, Estados Unidos

[23] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA – EPE (2021) – "Caderno de Preços da Geração 2021", Relatório EPE-DEE-RE-089/2021-r0, Brasília, Brasil.

[24] HUNT, J.; CASTRO, N. de; BRANDÃO, R.; CHAVES, A. C. (2020) – “Descrição da Metodologia de Mapeamento de UHR no Brasil”, Relatório 2, Grupo de Estudos do Setor Elétrico – GESEL/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

[25] KONG, Y.; KONG, Z.; LIU, Z.; WEI, C.; ZHANG, J.; AN, G. (2017) – “Pumped storage power stations in China: The past, the present, and the future”, Renewable and Sustainable Energy Reviews, v. 71, p. 720–731.

[26] GUO, L.; XU, C.; ZHANG, F.; DENG, F.; AI, X.; XUE, F. (2025) – “Variable speed pumped storage units in China: Current status and development”, Energy Reports, v. 13, p. 2815–2828.

	**Diego D. BAPTISTA DE SOUZA** Engenheiro Civil e Mestre em Recursos Hídricos (UFPR), PMP, com 25 anos de experiência. COO de Engenharia na Nova Participações. Possui diversos MBAs (FGV) e especialização em Transição Energética. Conselheiro do CBDB (coord. CT-04) e membro de comitês de hidráulica e mudanças climáticas do ICOLD. Autor de dezenas de artigos e ex-professor, coordenou projetos de grande porte no Brasil e exterior.
	**Anaximandro MÜLLER** Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Sanitária e Ambiental e MBA em Gerenciamento de Projetos pela FGV. Gerente de Projetos de Engenharia de Energia e Recursos Hídricos na Nova Engevix. Atua em estudos hidrológicos, hidráulicos e energéticos, segurança de barragens e projetos de usinas, com experiência em gestão de equipes, contratos e desenvolvimento de negócios.
	**Gabriel RENZ DA SILVA** Engenheiro Hídrico (UFPEL) e Mestre em Planejamento Territorial (UDESC). Coordena a equipe de Topografia e Geoprocessamento na Nova Engevix, com expertise em hidrologia e topografia. Atua em segurança de barragens, drenagem urbana e projetos de infraestrutura. Desenvolve pesquisas em mudanças climáticas, geotecnologias aplicadas à gestão do território e engenharia de precisão.
	**Liu MING** Engenheiro Civil pela UFPR, com especializações em Recursos Hídricos, Engenharia Ambiental e mestrado pela UFSC. Possui ampla experiência em hidrologia, energia e segurança de barragens, tendo atuado na Eletrosul, Desenvix, Statkraft e FLOW Engenharia. Desenvolvimento e implantação de projetos hidrelétricos, eólicos e solares.
	**Marco Antônio POLLI** Bacharel em Geografia pela UDESC e Técnico em Geoprocessamento pelo IFSC.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1, USINAS REVERSÍVEIS
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

DESAFIOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA CIVIL NO PROJETO E CONSTRUÇÃO DE USINAS REVERSÍVEIS (SAEH)

Rafael M. CARDOSO
Engenheiro Civil - Intertechne Consultores S.A.

Mauricio GIAMBASTIANI
Geólogo - Intertechne Consultores S.A.

Roberto E. BERTOL
Engenheiro Mecânico-Aeronáutico - Intertechne Consultores S.A.

Renato GRUBE

Engenheiro Civil – Intertechne Consultores S.A.

RESUMO

As Usinas reversíveis possuem uma tecnologia já madura e estabelecida, algumas já superando 100 anos de operação e com uma potência mundial somada que já se aproxima dos 200 GW [1], não obstante, sua exploração no Brasil ainda é limitada a pouquíssimos casos. O projeto de engenharia de sistemas reversíveis exige cuidados especiais do ponto de vista de engenharia civil e de equipamentos, que as diferenciam das hidrelétricas convencionais.

Os projetos mais competitivos normalmente possuem elevadas quedas, da ordem de centenas de metros de colunas de água e suas bombas exigem grande submergência, o que normalmente leva a arranjos com diversas estruturas subterrâneas.

O artigo discorre a respeito das características específicas de usinas reversíveis no que se refere a cuidados com os ciclos de enchimento e esvaziamento de seus reservatórios e circuitos, o revestimento de seus túneis, os arranjos típicos das cavernas e os cuidados no seu dimensionamento, os acessos construtivos e tecnologias mais usuais de construção.

ABSTRACT

Pumped-storage hydropower plants are based on well-established and mature technology, with some facilities having already surpassed 100 years of operation and with total installed capacity worldwide now approaching 200 GW [1]*. Nevertheless, their development in Brazil is still limited to very few cases. The engineering design of pumped-storage systems requires special attention from both the civil engineering and equipment perspectives, which distinguishes them from conventional hydropower plants.*

The most competitive projects usually involve high heads, on the order of hundreds of meters of water column, and their pumps require significant submergence, which typically leads to layouts with several underground structures.
This paper discusses the specific characteristics of pumped-storage plants regarding precautions related to the filling and emptying cycles of their reservoirs and hydraulic circuits, tunnel lining systems, typical cavern arrangements and the required details in their design, as well as construction access and the most used construction technologies.

1. INTRODUÇÃO

1.1 SAEHs no Brasil e no mundo

Os Sistemas de Armazenamento de Energia Hidráulica por Bombeamento (Pumped Storage Hydropower – PSH) constituem a principal tecnologia de armazenamento de energia em larga escala a nível global, representando parcela dominante da capacidade instalada mundial.

O “renascimento” recente das reversíveis na Ásia e Europa se deve principalmente ao fato de que o aumento da demanda de energia em tais sistemas vem sendo atendido majoritariamente com fontes renováveis intermitentes (fotovoltaicas e eólicas) que conferem baixa flexibilidade aos sistemas, e por geração distribuída (inflexível) resultando em eventual descasamento entre oferta e demanda ao longo do dia, e necessidade de diversos serviços ancilares em função dos padrões da incidência de radiação solar e da ocorrência de vento.

O referido descasamento atualmente é corrigido no Brasil pela modulação das fontes despacháveis, mas tal acomodação vai ficando crescentemente difícil a partir do aumento da penetração de fontes renováveis intermitentes e a dificuldade de viabilizar novas usinas despacháveis (térmicas ou UHEs convencionais).

A figura 1.1 apresenta um comparativo entre os serviços providos por hidrelétricas a fio d’água (RoR), hidrelétricas com reservatório (reservoir) e sistemas de armazenamento por bombeamento (PSH), destacando como as últimas apresentam um leque maior de serviços ao sistema elétrico em relação às UHEs.

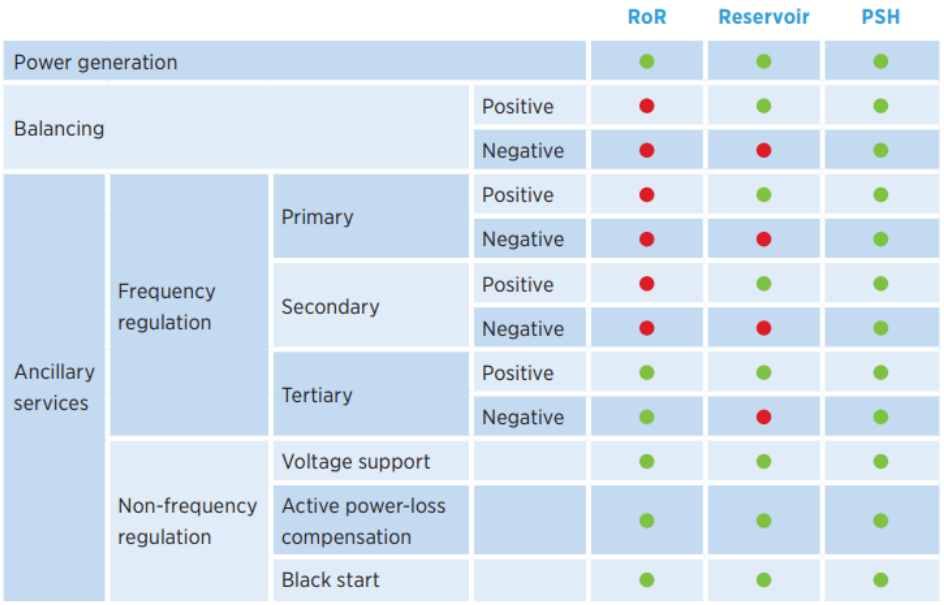


Figura 1.1 – Serviços relacionados a geração de energia hidrelétrica – Extraído de IRENA (2023), The changing role of hydropower: Challenges and opportunities [2]

Em 2024, a capacidade global de SAEHs atingiu cerca de 189 GW (*International Hydropower Association* [1]), com crescimento anual de aproximadamente 5%, impulsionado sobretudo pela expansão na Ásia, e em particular na China, que responde isoladamente mais de 35% da capacidade instalada mundial e lidera tanto em operação quanto em projetos futuros.

A China consolidou-se como o principal mercado mundial, com mais de 60 GW de capacidade em operação ao fim de 2025 (National Energy Agency - China) e um pipeline extremamente robusto — meta superior a 120 GW até 2030 (NEA) — refletindo políticas públicas agressivas voltadas à flexibilidade do sistema elétrico e à acomodação de grandes volumes de energia eólica e solar.

Na Europa, o mercado é mais maduro, com cerca de 47 GW de capacidade em PSH (Comissão Europeia, 2024 [3]) e caracterizado pela modernização e expansão de ativos existentes, com países como Suíça, Áustria, Espanha e França entre os principais operadores; nesse contexto, políticas energéticas da União Europeia vêm reforçando o papel do PSH como solução estratégica para estabilidade de rede, fornecimento de serviços ancilares e armazenamento de longa duração, especialmente no âmbito da transição energética e do European Green Deal.

1.2 Arranjos típicos de armazenamento hidráulico

A figura 1.2 apresenta arranjos típicos de circuito de condução hidráulica para sistemas de armazenamento por bombeamento. Da análise pode-se verificar a primeira grande diferença entre as hidrelétricas convencionais e as hidrelétricas reversíveis: a predominância de conduções e estruturas subterrâneas.

Isso decorre de: (i) que plantas de armazenamento por bombeamento normalmente são prospectadas em locais com grandes desníveis topográficos concentrados, o que dificulta a execução de obras a céu aberto devido aos volumes de escavação elevados, impacto ambiental por grande bota-foras, dificuldades de acesso e potencial problemas com estabilidade de encostas e; (ii) que por operar como bomba, as

máquinas necessitam de importante afogamento (10 a 20% da queda bruta) em relação ao nível de água mínimo do reservatório inferior dificultando a consideração de um arranjo de casa de força a céu aberto.

Observa-se que o aproveitamento de grandes quedas naturais, frequentemente entre 350 e 700 mca, tem a tendência de reduzir o custo do armazenamento, uma vez que para um mesmo volume reservado, tem-se mais energia armazenada e para uma mesma potência, tem se obras e equipamentos de menor dimensão

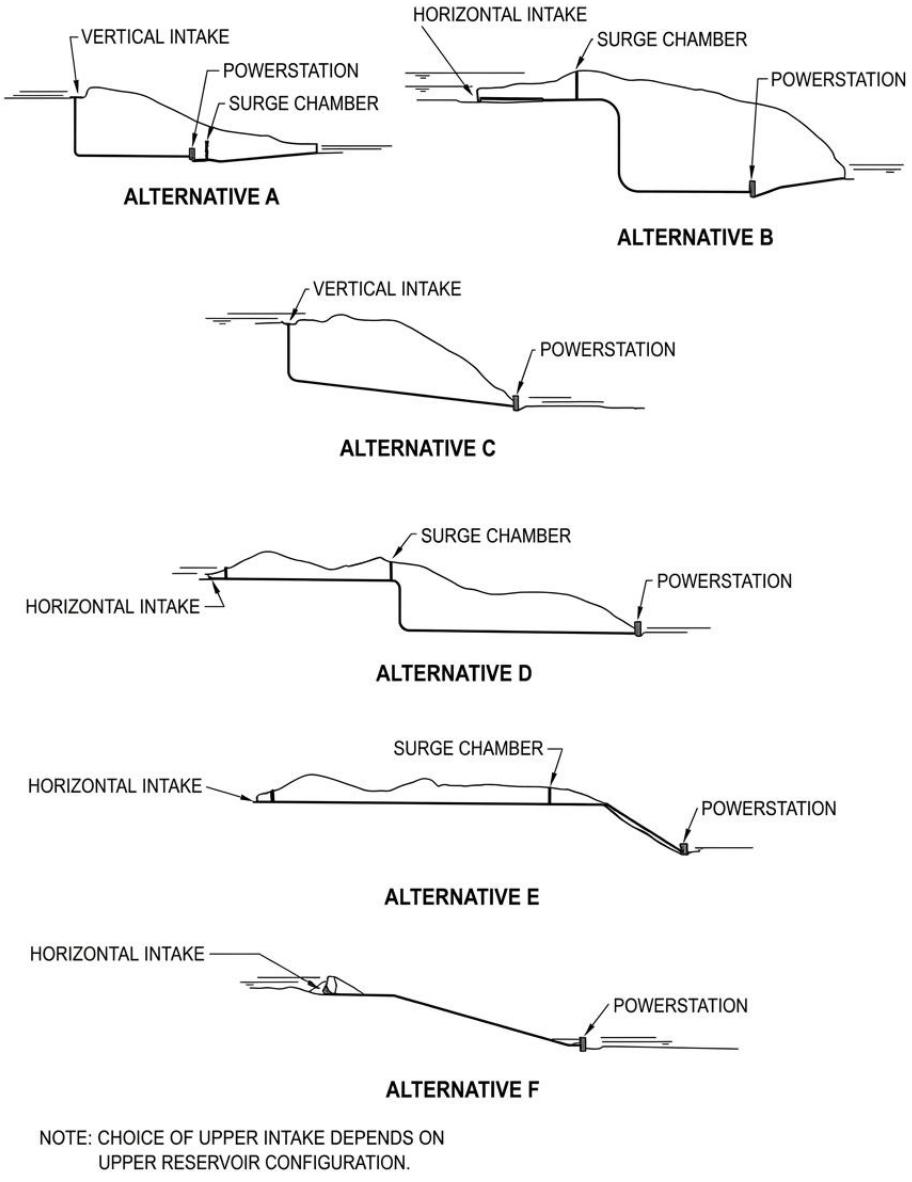


Figura 1.2 – Arranjos típicos do circuito de condução de PSH – EPRI 1990 [4]

A busca por desníveis grandes associada à importante incidência de obras subterrâneas tende a direcionar a prospecção de SAEHs para locais de geologia competente, sob risco de levar os riscos associados ao contexto geológico-geotécnico a níveis inaceitáveis nas etapas preliminares de desenvolvimento.

2. RESERVATÓRIOS

2.1 Particularidades dos reservatórios e diques relacionados com as SAEHs

Os reservatórios dos sistemas de armazenamento por bombeamento podem ser criados de diversas maneiras, a saber: depressões naturais, barramento de cursos d'água (barragens), barramento de selas topográficas (diques – Figura 2.2), escavações (cavas), aterros com fechamento em si mesmos ("ring dams" – Figura 2.1) ou ainda uma combinação das situações relacionadas.



Figura 2.1 – vista aérea de arranjo típico de reservatório de SAEH's do tipo ring dam



Figura 2.2 Vista aérea de arranjo típico de reservatório de SAEH's do tipo dique de sela

É importante observar que o deplecionamento diário em reservatórios de SAEH não raro atingem valores como 30 ou 40 m em virtude da área relativamente pouco extensa de reservatórios típicos e da característica do despacho. Nesse sentido, os taludes de conformação dos reservatórios são submetidos a condições mais severas

que os de hidrelétricas convencionais e, portanto, precisam ser avaliados adequadamente. Em especial, em barragens e diques de materiais soltos (terra ou enrocamento), que são as mais usuais, o dimensionamento segue critérios similares a barragens para outros fins, sendo que especial atenção deve ser dada aos casos de rebaixamento rápido do nível de água, quando o tempo de redução do nível de água é insuficiente para a plena dissipação das poro-pressões do maciço compactado. Em virtude da possibilidade de ocorrência diária dessa situação, deve-se adotar fatores de segurança de no mínimo 1,3 para o referido caso de carregamento conforme Eletrobrás, 2003 [5].

Em diques e barragens de concreto, a experiência internacional tem mostrado favorecimento de barragens a gravidade com seção quase simétrica (Figura 2.3), uma vez que a distribuição de tensões na base de seções simétricas varia menos ao longo do ciclo de carregamento e descarregamento resultando em menor potencial de perda de resistência por carregamento cíclico.



Figura 2.3 Reservatório de Taum Sauk reconstruído – “Ring Dam” de concreto com seção simétrica - Fonte: Schleiss, 2024 [6]

Nos casos de ciclo fechado, o enchimento do reservatório deve ser realizado a partir da captação em curso d’água próximo a um dos reservatórios, o que exigirá também uma outorga para uso de água. Os sistemas de captação usualmente têm dimensões compatíveis com sistemas de abastecimento (tubulações de diâmetros entre 300 1200mm), sendo que por critérios econômicos, o ideal é que o cronograma permita que o enchimento se dê em um ou mais períodos chuvosos. A reposição das perdas por infiltração e evaporação pode ocorrer com um sistema de captação mais simples ou mesmo através de caminhões pipa para projetos menores. Para o enchimento inicial, normalmente é necessário um sistema dedicado que permita o carregamento inicial dos túneis e estruturas do reservatório superior, pois os equipamentos

reversíveis terão uma capacidade de bombeamento excessiva para sua utilização nesta etapa.

Reservatórios sem revestimento tendem a ter problemas com deposição de sedimentos e turbidez da água. Além disso, a flutuação de nível e posição da tomada podem gerar erosões e instabilidades nas margens, resultando na necessidade de tratamentos de estabilização com maior extensão. Também devem ser corretamente avaliadas as infiltrações subterrâneas e seu efeito na estabilidade da estrutura de fechamento.

2.2 Sistemas de revestimentos usuais utilizadas em reservatórios

Para esquemas de ciclo fechado em locais de baixa disponibilidade hídrica, atenção deve ser dada ao sistema de impermeabilização do reservatório, visando prevenir perdas de água e necessidade de reposição do volume do reservatório. Para esquemas de ciclo aberto, a perda de água nos reservatórios representa perda de eficiência geral da planta e, portanto, também merece atenção.

As soluções mais comuns para impermeabilização de reservatórios são as geomembranas de materiais sintéticos, as camadas de argila compactada, o concreto asfáltico denso e o revestimento com lajes de concreto armado. A seleção de um sistema de impermeabilização para cada projeto deve considerar a localização do projeto, a disponibilidade de materiais e mão de obra, os requisitos de desempenho e estanqueidade do entorno, as possibilidades de manutenção e proteção, bem como a vida útil do projeto (Hedien et al, 2023 [7]).

Dentre as geomembranas mais utilizadas para impermeabilização de reservatórios pode-se citar as de Polietileno de alta e baixa densidades (PEAD, PEBD), de Policloreto de Vinila (PVC) e o Monômero de Etileno Propileno Dieno (EPDM), sendo que não há na literatura, uma definição clara de materiais mais adequados às SAEH.

A seleção do material mais adequado deve ser tomada caso a caso, considerando as propriedades de cada tipo de material e as solicitações. A figura 2.4 apresenta uma comparação do comportamento tensão-deformação de diferentes geomembranas, segundo Koerner, 2016 [8]. O conhecimento do comportamento mecânico dos materiais aplicados no revestimento de reservatórios é de grande importância visando compatibilizar deformações e evitar ruptura e comportamento anômalo do sistema de impermeabilização. Para os sistemas de armazenamento, essa análise é fundamental uma vez que nem sempre o reservatório é contido apenas por barragens, e podem ocorrer situações de corte e aterro com recalques diferenciais importantes.

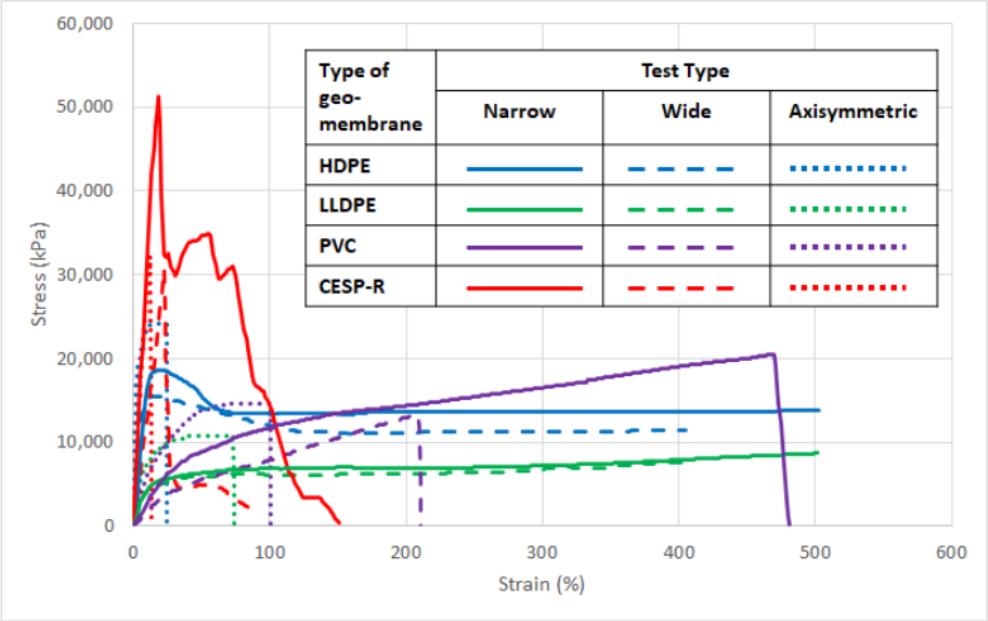


Figura 2.4 - Testes uniaxiais de tração em amostras de geomembranas Fonte: Koerner 2016 [8].

Normalmente um sistema de revestimento bem dimensionado é composto por uma camada de substrato (areia ou geotêxtil), uma camada impermeabilizante e uma proteção mecânica (enrocamento, concreto), sendo muito comum contar-se com um sistema de drenagem para coletar e direcionar a água que eventualmente atravessa o sistema (areia, tubos drenos ou geogrelhas).

2.3 Sistemas extravasores

A implantação de usinas reversíveis resulta na necessidade de criação de reservatórios de acumulação sendo necessário avaliar a necessidade de implementação de extravasores para evitar o transbordamento destes reservatórios por cheias naturais ou falhas de operação.

Em princípio a acumulação de água no reservatório superior (cotas elevadas) está associada ao acúmulo de energia e a eventual ruptura do barramento associado ao reservatório superior tende a ser mais grave do que um evento similar ocorrido no reservatório inferior.

A natureza dos reservatórios também é relevante para a definição de necessidade de extravasor. Por exemplo, reservatórios artificiais em que a área de contribuição é pequena (ou restrita ao próprio espelho de água) apresenta um risco bem distinto de um reservatório implantando em um vale natural que possui uma área de contribuição expressiva. De modo similar a concepção de usinas reversíveis de ciclo fechado resulta num volume limitado de acumulação de água de modo que o risco de transbordamento é bastante reduzido e controlado.

Em princípio as regulamentações americanas (FERC) preconizam que, para usinas reversíveis de ciclo aberto, se adotem, para o dimensionamento de extravasores, os mesmos critérios adotados para barragens convencionais. Para usinas de ciclo fechado as regulamentações americanas não exigem explicitamente a construção de vertedouros convencionais, mas sim uma avaliação de riscos associados à ruptura da barragem. Para reservatórios superiores com áreas de drenagem muito pequenas

admite-se que os mesmos não sejam providos com extravasores contanto que os volumes disponíveis acima dos níveis operacionais sejam suficientes para absorver as vazões/precipitações mesmo em cenários conservadores. Em linhas gerais, apesar de não ser explicitamente obrigatório, a adoção de reservatórios com extravasores é verificada em alguns casos e deve ser discutida caso a caso. Os países europeus apresentam regulamentações individuais, mas em linhas gerais a abordagem adotada segue a mesma filosofia americana.

A necessidade de extravasores em reservatórios superiores de usinas reversíveis adquiriu uma nova dimensão após o evento de ruptura da barragem de Taum Sauk sendo este uma das únicas ocorrências de ruptura de barragem associadas a usinas reversíveis (Figura 2.5). Esta usina iniciou a sua operação em 1963 sendo que o seu reservatório superior possui um volume da ordem de 5,7 hm³ e foi conformado por uma barragem de enrocamento (não compactado) originalmente impermeabilizada com uma laje de concreto e posteriormente com manta plástica. Originalmente o reservatório foi construído sem um extravasor sendo que em dezembro de 2005 (após 42 anos de operação) houve a ruptura do barramento em decorrência de galgamento causado por sobre-bombeamento. O evento é bem documentado (Watkins, 2006 [9] entre outros) sendo que diversos foram os fatores que contribuíram para este evento de ruptura podendo-se citar:

- excesso de recalque do aterro da barragem (não compactada) resultando na redução de borda livre;
- falha no sistema de monitoramento do nível do reservatório (desprendimento dos sensores de nível de água do reservatório);
- falha no sistema de segurança (sensores) para identificação de níveis críticos no reservatório (iminência de galgamento);
- operação remota sem inspeções regulares no reservatório;
- ausência de extravasor.

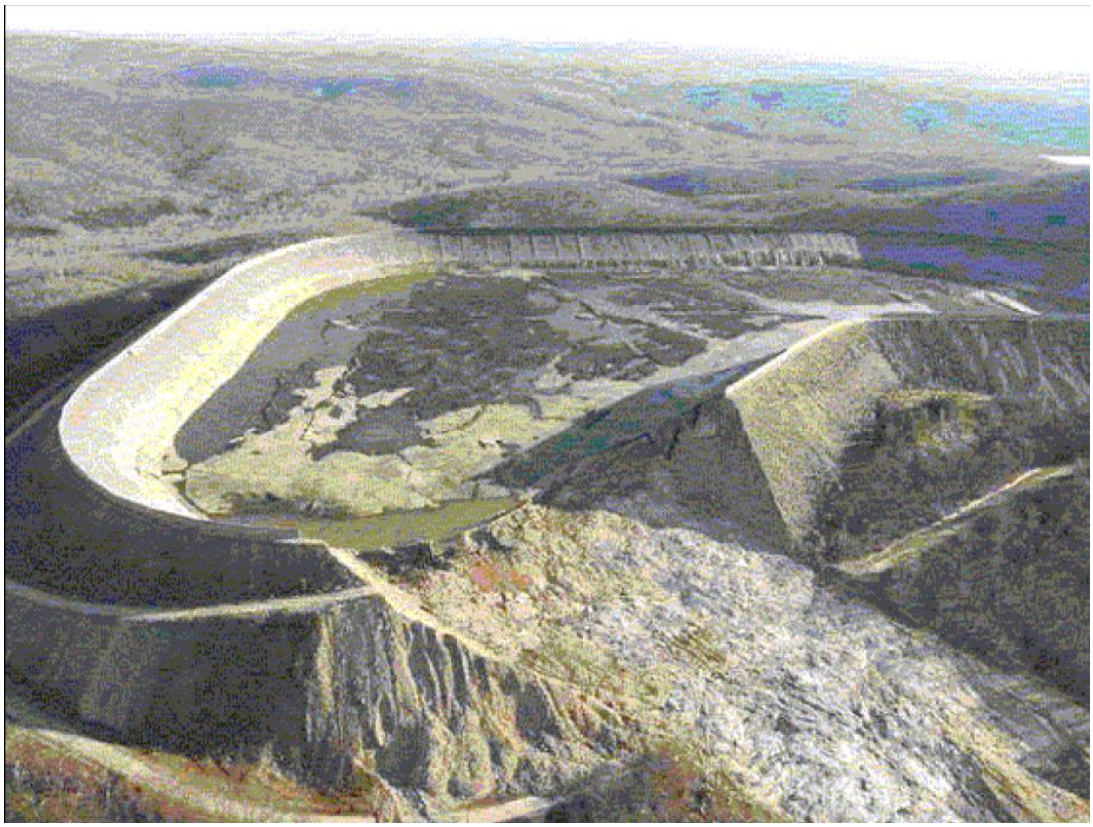


Figura 2.5 - Barragem do reservatório superior de Taum Sauk após ruptura (Rossow 2020 [10])

Em termos conceituais extravasores associados à usinas reversíveis não diferem muito dos vertedouros usuais de usinas hidrelétricas convencionais sendo que por vezes podem ser conformados com estruturas emergenciais (diques fusíveis por exemplo).

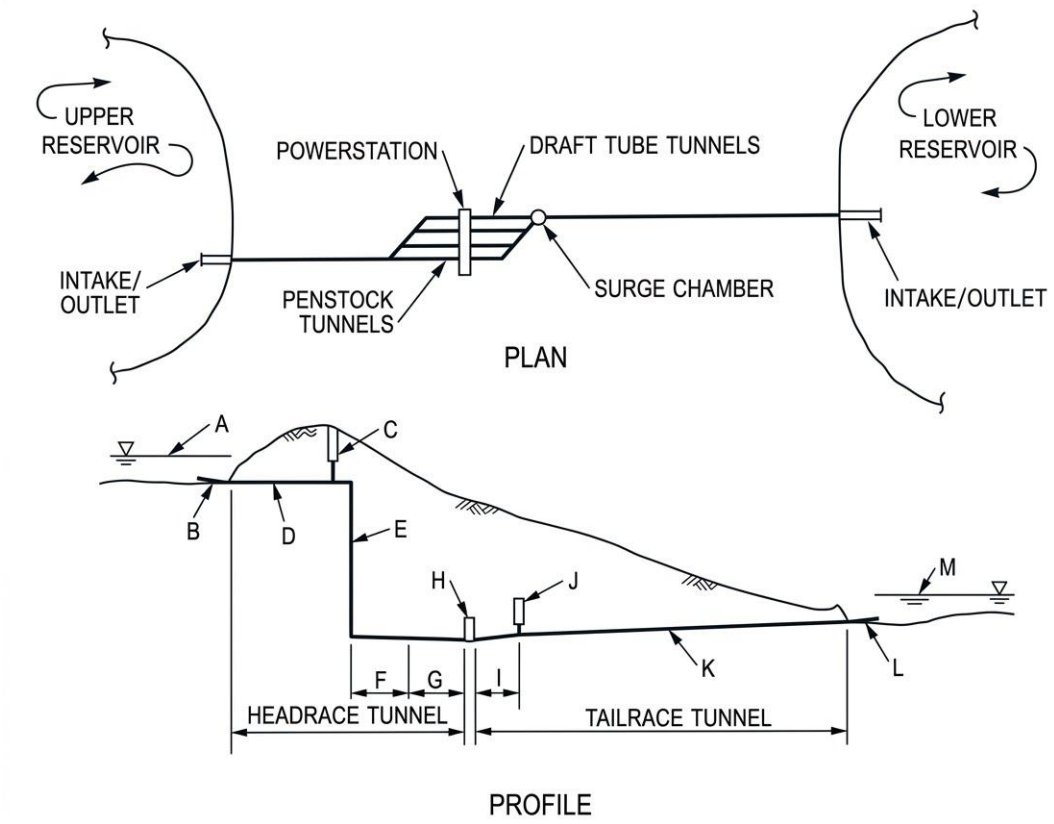
3. SISTEMAS DE CONDUÇÃO

3.1 Concepção do sistema de condução de SAEHs

Os sistemas de condução dos SAEHs têm muitas similaridades em relação a arranjos de UHEs convencionais de alta queda. Não obstante, a ocorrência do fluxo bidirecional exige cuidados nas transições entre seções (contrações viram expansões) e a profundidade da casa de máquinas exige atenção ao comprimento dos túneis de acesso.

O regime bidirecional e altamente variável da operação impõe critérios mais rigorosos de controle de vibração, pressões transitórias e cavitação, do que em hidrelétricas convencionais, e nota-se uma tendência a evitar repartidores de fluxo simétricos onde o direcionamento do fluxo pode oscilar ritmicamente.

Um arranjo típico de um circuito de condução de SAEH está apresentado na figura 3.1.



Legenda:

A – reservatório superior
B – tomada/saída de água superior
C – chaminé de equilíbrio superior
D – túnel de baixa pressão superior
E – poço de carga
F – túnel forçado superior
G – túnel blindado superior
H – casa de força
I – túneis de aspiração
J – galeria de oscilação
K – túnel inferior
L – tomada/saída de água inferior
M – reservatório inferior

Figura 3.1 – Arranjo Típico do sistema de condução de um SAEH (EPRI 1990 [4])

3.2 Túneis hidráulicos e poços de carga

Os túneis e poços correspondem aos itens mais relevantes da formação do custo e prazo da obra civil dos Projetos de PSH, e seguem em certa medida, diretrizes semelhantes a projetos hidrelétricos convencionais.

As soluções de revestimento usualmente adotadas em conduções hidráulicas estão apresentadas na Tabela 3 1 e na figura 3.1.

Tabela 3.1 – Soluções de revestimento usualmente adotadas em conduções hidráulicas

Túneis não revestidos	Escavação não revestida – rocha exposta Túneis revestidos com concreto projetado
Revestimento de concreto	Revestimento de concreto simples Revestimento de concreto simples com injeções de consolidação Revestimento de concreto armado “in locu” Revestimento com aduelas de concreto pré-moldadas
Concreto com impermeabilização	Concreto com blindagem delgada embebida Concreto com membrana plástica/geossintética Concreto com polímero de fibra de vidro
Revestimento metálico	Condutos forçados abertos Condutos forçados enterrados Condutos forçados subterrâneos Blindagem metálica envolvida em concreto

Em virtude das grandes variações de carga com deplecionamentos diários e a tendência de vibração e ressonância durante as operações de bombeamento, a adoção de túneis não revestidos não é comum em sistemas reversíveis, uma vez que a movimentação de pequenos blocos pode dar lugar a instabilizações mais importantes a médio ou longo prazo.

O tratamento de suporte às escavações com avanços sucessivos (“drill and blast”) ocorre de maneira convencional com uso de ancoragens e concreto projetado e cambotas metálicas quando necessário.

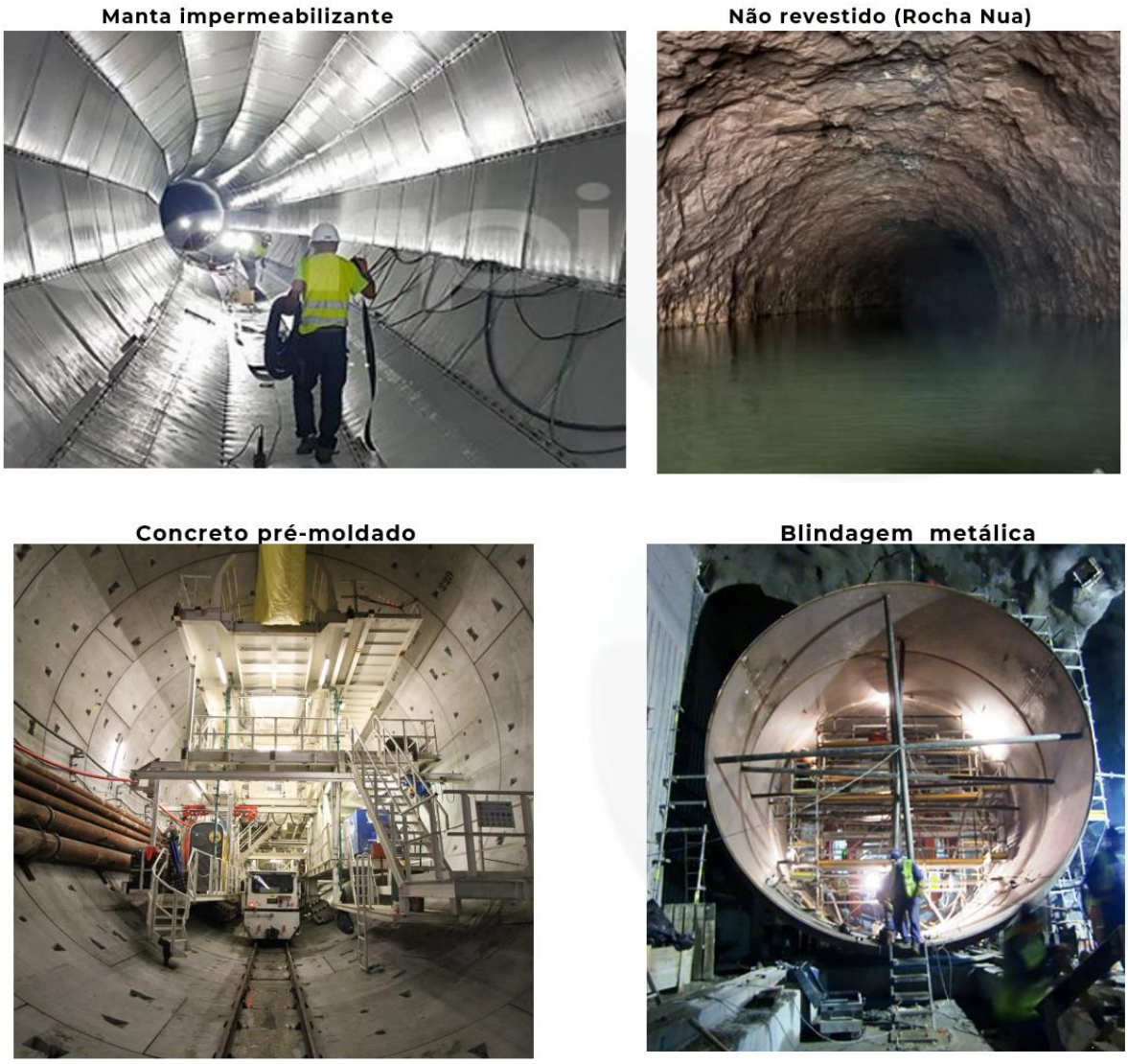


Figura 3.2 – Revestimentos comuns em Túneis hidráulicos (arquivo próprio)

Com relação a seleção do revestimento especificamente para túneis, pode-se citar o critério decisório desenvolvido por Miroslav Marence [11], apresentado na Figura 3 12. Tal critério leva em consideração as condições de confinamento do maciço rochoso, as condições hidrogeológicas do lençol freático regional, a capacidade de resistir a erosão e arraste de material e possibilidade de realização de injeções no maciço rochoso circundante ao túnel.

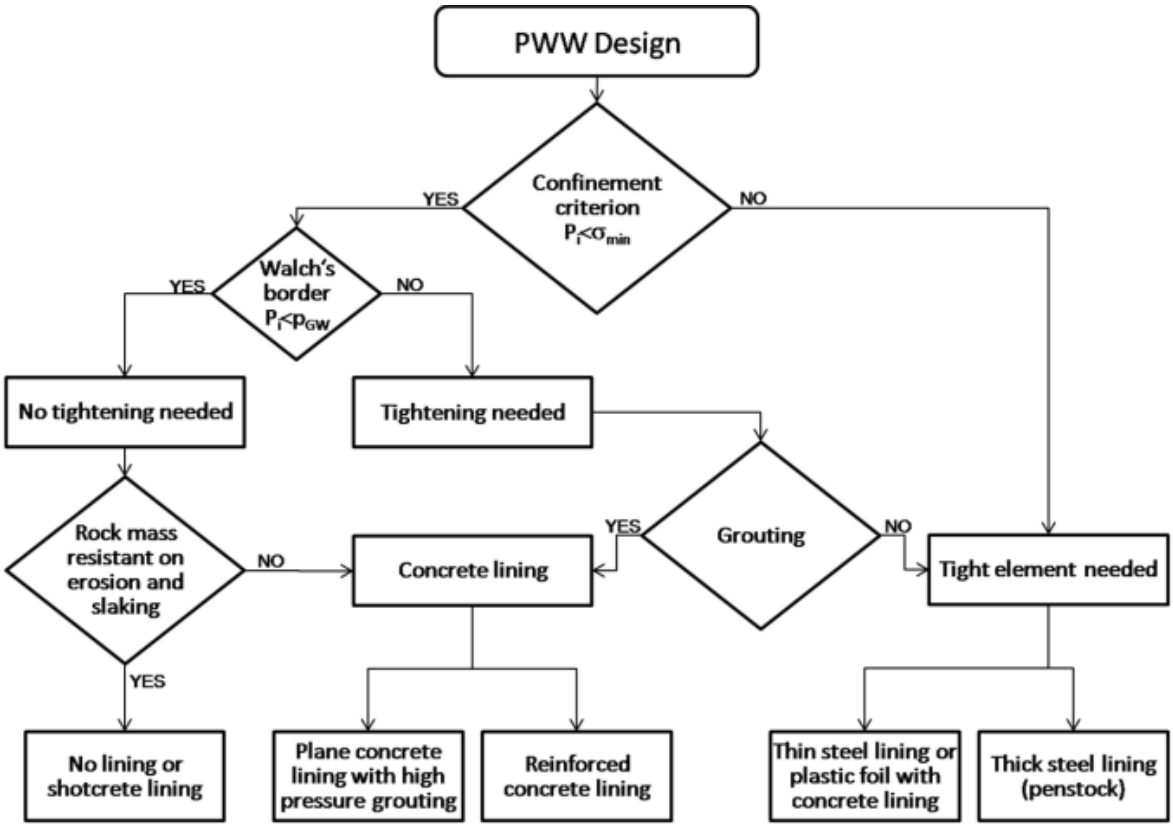


Figura 3.3 – Critério para seleção de revestimentos em Túneis hidráulicos (Marence 2009 [11])

A verificação da condição de confinamento diz respeito à aferição de se as tensões no maciço rochoso são suficientes para contrarrestar as pressões hidrostáticas no túnel pressurizado. Para tanto, utilizam-se critérios empíricos como o critério Norueguês ou do Snowy Mountains em etapas preliminares, e ensaios in situ como hidromacaqueamento/hidrofraturamento ou ensaio de placa em etapas mais avançadas do projeto.

A “Walch’s border” diz respeito à verificação da linha de pressão estática no conduto em comparação com a superfície freática instaurada nas imediações do túnel. No caso de que o freático regional já esteja acima da linha piezométrica do túnel, não há tendência a fluxo de exfiltração. Além disso, é necessário avaliar se a rede de fluxo instaurada após a pressurização do circuito de condução, principalmente túneis e shafts, não gera uma condição insegura de estabilidade em encostas vizinhas. Essa condição é ilustrada na figura 3.4.

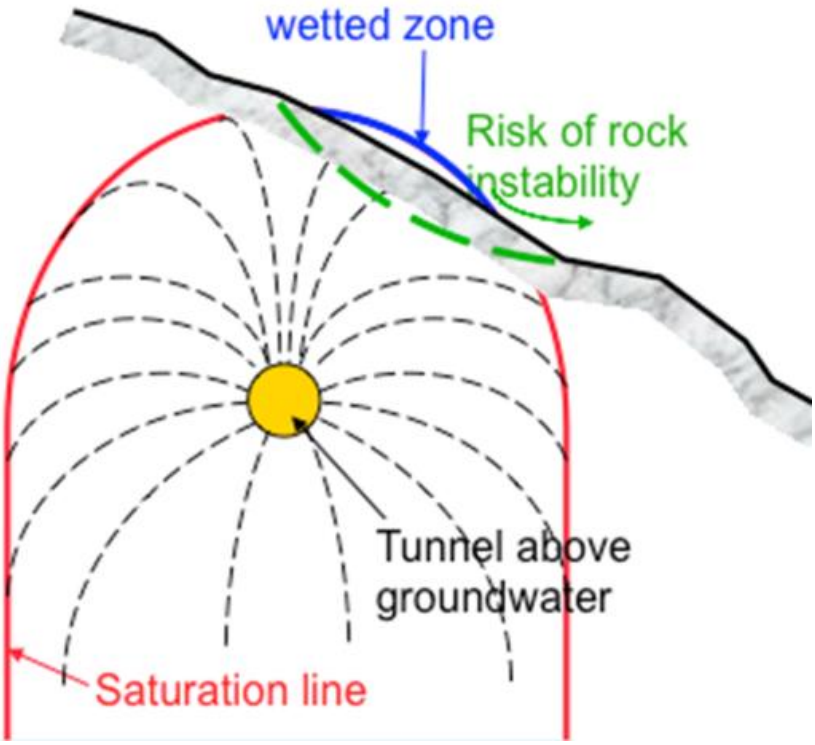


Figura 3.4 – Influência da saturação do maciço de solo e rocha em função da posição do conduto hidráulico na estabilidade de encostas (Schleiss 1988 [12])

Com relação a velocidades de fluxo usualmente adotadas, observa-se na experiência internacional que usualmente adotam-se velocidades médias superiores às comumente observadas em plantas hidrelétricas convencionais, onde perdas de carga mais altas tendem a não ser econômicas, não obstante, o estudo do diâmetro ótimo dos túneis seguirá a lógica da remuneração do ativo.

O estado da arte no projeto de shafts (poços) de carga para hidrelétricas — especialmente em usinas reversíveis — evoluiu significativamente nos últimos anos, impulsionado por maiores alturas de queda, condições geotécnicas mais desafiadoras e requisitos operacionais mais dinâmicos.

Outro aspecto a levar em conta em túneis e shafts de usinas reversíveis é o efeito fadiga nos materiais (concreto, aço e maciço rochoso) por conta das variações cíclicas das solicitações internas e externas.

3.3 Primeiro enchimento e esvaziamento

O primeiro enchimento do circuito de geração em usinas hidrelétricas reversíveis constitui uma das etapas mais críticas do processo de comissionamento, uma vez que, pela primeira vez, os condutos, válvulas principais, turbinas reversíveis e sistemas auxiliares são submetidos a cargas hidrostáticas reais. A experiência internacional demonstra que falhas nessa etapa podem resultar em danos estruturais aos túneis e condutos/blindagens, às grades de montante, às válvulas principais de admissão e aos próprios componentes da máquina, além de comprometer o cronograma global do empreendimento.

Diferentemente de usinas convencionais, as usinas reversíveis apresentam desafios adicionais associados à operação em modo bomba, à necessidade de enchimentos

parciais e temporários do sistema hidráulico e à interação estreita entre o comissionamento hidráulico, mecânico e elétrico.

A filosofia recomendada para o primeiro enchimento dos condutos a montante (túneis de adução, chaminés de equilíbrio, condutos forçados e trechos adjacentes ao reservatório superior) é não utilizar a bomba principal ou a turbina reversível operando como bomba durante a fase inicial. A prática consolidada adotada por fabricantes e aplicada em projetos existentes recomenda o uso de bombas auxiliares dedicadas de enchimento, de vazão relativamente baixa, pelas seguintes razões principais:

• Impossibilidade de controle adequado do gradiente de pressão quando se utiliza a bomba principal;

• Risco elevado de sobrepressões locais e transientes hidráulicos em trechos não revestidos com aço (túneis ou condutos em concreto);

• Alto risco de sucção de detritos residuais durante o primeiro enchimento;

• Necessidade de manobrar a válvula esférica (MIV – Main Inlet Valve) sem adequada equalização de pressão, o que não é aceitável do ponto de vista de segurança operacional.

Somente após o completo enchimento inicial dos condutos até um nível seguro é que o uso do conjunto principal pode ser considerado para enchimentos subsequentes do reservatório superior, e nunca durante o primeiro comissionamento.

A estratégia típica de enchimento envolve as seguintes etapas:

a) Enchimento parcial a partir do reservatório inferior, mediante abertura controlada da válvula de admissão principal (MIV) e do distribuidor, até que o nível no circuito atinja aproximadamente a cota do reservatório de jusante.

b) Esse enchimento resulta em uma coluna de água que, em algumas usinas de referência, pode corresponder a aproximadamente 90 m.

c) Enchimento do restante do circuito através de sistema de bombeamento dedicado, respeitando os limites de incremento de pressão nos túneis.

O comissionamento eletromecânico inicial é iniciado com o uso de um Conversor de Frequência Estático (SFC) e do sistema de ar de rebaixamento, permitindo a rotação do conjunto em ar antes da operação em modo bomba ou turbina.

Do ponto de vista geotécnico, destaca-se a importância de controle da velocidade de subida da pressão no circuito visando dar tempo ao maciço rochoso para saturação no entorno das estruturas e consequente elevação do freático regional visando reduzir o carregamento sobre revestimentos proveniente do desequilíbrio das pressões interna e externa, e consequentemente o aparecimento de trincas e vazamentos.

Sobre esse assunto pode-se citar artigo "*First Filling of Nant de Drance*" de Noseda el al, 2020 [13] apresenta diversas considerações importantes levadas em conta ao definir os procedimentos de operação da SAEH Nant de Drance, localizada na Suíça com capacidade de 900MW. Entre as principais recomendações estão:

- velocidades de enchimento até 1,5 mca por hora em condutos sub-horizontais se mostram conservadoras no caso em estudo - velocidades de 10 mca por hora em poços de carga são adequadas no caso apresentado;

- Pausas prolongadas entre fases de enchimento favorecem a segurança e o aprendizado;

- Sistemas de monitoramento em tempo quase real são altamente recomendáveis - furos de investigação instrumentados próximos às estruturas críticas são ferramentas valiosas para avaliação do comportamento das estruturas

- As zonas de transição aço–concreto devem receber tratamentos adicionais de estanqueidade para redução das infiltrações.

A figura 3.5 mostra o arranjo do circuito hidráulico de Nant de Drance, com indicação dos pontos onde realizou-se o acompanhamento visual e a medição de convergências, deslocamentos, vazão, piezometria e qualidade da água na operação de primeiro enchimento.

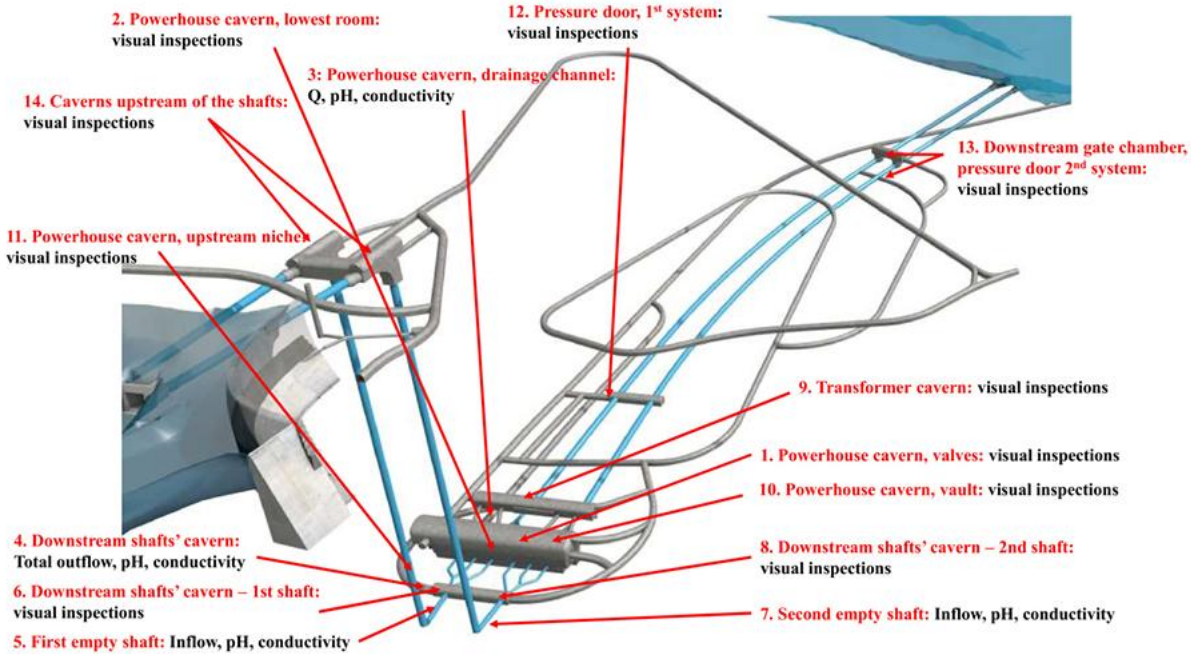


Figura 3.5 – Vista isométrica do circuito de condução da SAEH Nant de Drance (Noseda et al 2020 [13])

De forma análoga, após alguns meses de operação, o lençol freático no maciço rochoso em torno do circuito de condução tende a se aproximar da pressão piezométrica no interior do circuito (respectivo reservatório). Neste caso, deve-se controlar a velocidade de esvaziamento do circuito de forma análoga às UHEs de alta queda visando evitar carregamentos externos extremos nos revestimentos dos túneis e shafts. Neste caso, deve-se respeitar velocidades de rebaixamento conforme diretrizes internacionais como Benson 1988 [14], EPRI 1989 [15] e outros.

4. CASA DE FORÇA

As casas de força de sistemas de armazenamento hidráulico têm arranjos similares aos de usinas convencionais, com exceção da tendência a um acoplamento mais longo entre a turbina e o gerador e uma maior necessidade de espaço em galerias devido aos componentes eletromecânicos adicionais (chaves de inversão, painéis, disjuntores, ar de rebaixamento e outros) inerentes aos sistemas reversíveis.

4.1 Equipamento principal de geração

Os arranjos de equipamentos principais mais utilizados estão representados na figura 4.1.

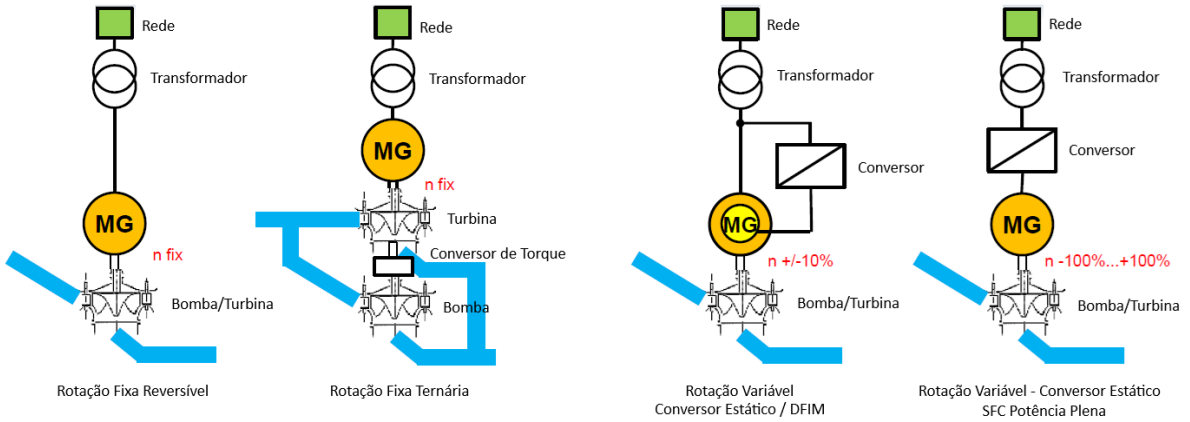


Figura 4.1 – Arranjos mais utilizados para equipamento principal de geração / bombeamento (Schmid 2024, [16])

Os arranjos com máquinas de velocidade fixa são baseados em geradores síncronos convencionais, diretamente acoplados à rede, operando em rotação constante ditada pela frequência do sistema (60 Hz no Brasil).

Isso traz uma vantagem que é proeminente: tecnologia madura e consolidada, bem como uma experiência construtiva e operacional com diversos fornecedores globais. Com a tecnologia mais madura, temos um menor custo de investimento, manutenções mais simples e possibilidade de conexão direta a rede, contribuindo com inércia real ao sistema elétrico.

As máquinas de velocidade variável utilizam geradores de indução duplamente alimentados (DFIM – Double Feed Indutive Machine) ou geradores síncronos com conversores de frequência de potência nominal igual à da máquina, permitindo que a rotação varie independentemente da frequência da rede.

Com isso, é possível manter o rotor próximo ao ponto ótimo de operação mesmo com variações de queda ou vazão, maximizando o aproveitamento energético ao longo do tempo, além de proporcionar um controle preciso de potência ativa e reativa — permite regular tanto a geração/consumo de potência ativa quanto o suporte de reativo de forma independente e rápida.

Também, vale destacar que, o conversor elimina a necessidade de equipamentos auxiliares de partida e isso traz vantagem de resposta rápida a transitórios. Essa

partida suave e flexibilidade de velocidade reduz tensões mecânicas a eixos e mancais em regimes transitórios.

Contudo, apesar das vantagens citadas, o custo de investimento é significativamente maior — os conversores de frequência de grande porte (centenas de MW) são caros e representam parcela relevante do CAPEX total. Como desvantagem, além do CAPEX alto, existe uma menor contribuição de inércia sintética, o conversor desacopla o gerador da rede, reduzindo a inércia natural fornecida ao sistema — embora isso possa ser parcialmente compensado via controle.

Como são introduzidos mais sistemas eletrônicos de potência, existe uma maior complexidade de manutenção — exige expertise em eletrônica de potência, que ainda é relativamente escassa atualmente.

Um outro ponto a ser considerado na análise global do investimento são as perdas nos conversores uma vez que estes introduzem perdas adicionais (~1–3%), que podem reduzir a eficiência global em comparação com uma máquina síncrona bem dimensionada operando em seu ponto ótimo, além de estes inversores exigirem medidas de proteções mais sofisticadas contra sobretensões e faltas.

4.2 Aspectos geotécnicos relacionados a cavernas

Os projetos de caverna mais recentes, em especial em projetos europeus, têm favorecido formatos de escavação do tipo “casca de ovo” ainda que escavadas em maciços rochosos competentes, conforme ilustrado na Figura Erro**! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**-1.

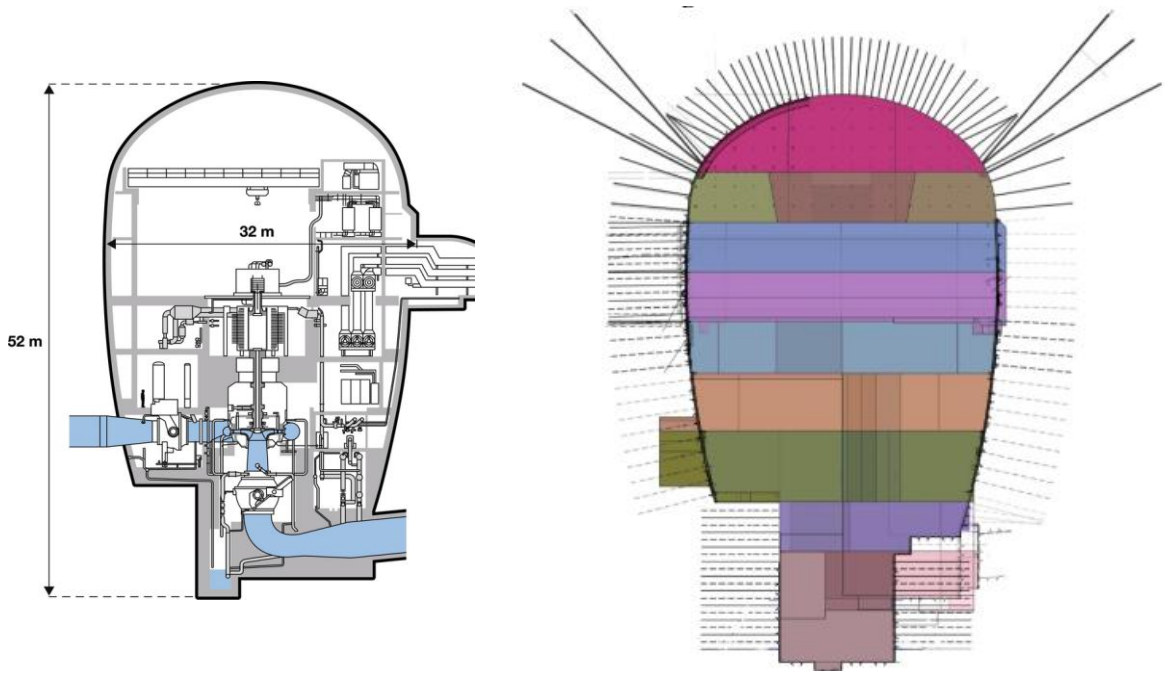


Figura **Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.**-1 – Arranjo e sequência de escavação da Casa de Força da UHR Nant de Drance (Noseda el al 2020 [13])

A consideração de um sistema de suporte composto por ancoragens ativas segue sendo o mais utilizado, associado a critérios para limitação das deformações nas escavações.

Usualmente a estabilidade global das cavernas é fortemente governada pelo layout e pela interação entre cavernas e túneis adjacentes e pelo estado de tensões do maciço, que tende a ser elevado em função das grandes profundidades de escavação.

O sistema de suporte baseado em reforço ativo é adequado, desde que corretamente sequenciado, mesmo quando os mecanismos de falha são controlados por descontinuidades, exigindo definição de critérios de projeto baseados em deformações e deslocamentos.

A aplicação rigorosa do Método Observacional é essencial para reduzir incertezas e garantir segurança durante a construção. Tal método inclui entre outras medidas: (i) definição prévia de limites aceitáveis de comportamento; (ii) previsões de desempenho do maciço e do suporte; (iii) instrumentação e monitoramento contínuo em tempo real; (iv) mapeamento e classificação geológica dos maciços escavados e (v) retroanálise e calibração dos modelos numéricos com base nos dados reais.

Outro aspecto a ser considerado, fundamentalmente quando a caverna se encontra abaixo do nível freático, é a captação adequada das infiltrações das paredes e sua condução para o poço de esgotamento da central.

5. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

Do ponto de vista construtivo, para quedas entre 350 e 700 mca (range usual) o comprimento total do circuito de geração usualmente será entre 1750 e 8400m, já que a relação L/H destes projetos tipicamente varia de 5 a 12. Nesse sentido, é importante balancear a otimização das quantidades de obras e serviços do Projeto com a implementação de um cronograma de construção racional que permita a entrada em operação em prazos entre 4 e 5 anos. Eventualmente, ajustes como o deslocamento da casa de força visando redução do túnel de acesso podem encurtar o prazo de geração, possivelmente incorrendo em necessidade de inclusão de chaminé de equilíbrio, aumento do diâmetro da condução ou do comprimento da blindagem, mas gerando benefício do ponto de vista de cronograma e do custo total de armazenamento.

Outro tema construtivo importante é a viabilidade de escavação de poços verticais de grande comprimento, necessitando ou não de acesso à sua base para início de construção, o que pode gerar impactos no cronograma de construção e deve ser avaliado.

A escavação do túnel pode se dar de forma mecanizada com uso de equipamentos do tipo TBM, (menos comum para os SAEH convencionais em virtude do comprimento total do circuito estar normalmente abaixo de 8km) e pelo método convencional com uso de avanços sucessivos com emprego de perfuração e desmonte com explosivos. A escavação mecanizada pode ocorrer com instalação concomitante de um revestimento de aduelas de concreto pre-moldadas ou deixando a aplicação do revestimento para uma fase de construção posterior.

Com exceção de projetos onde a escavação com TBM é viabilizada, a grande maioria dos poços executados em plantas deste tipo tem orientação vertical. Onde o TBM é viabilizado, há possibilidade de realizar túneis com maior inclinação buscando vencer o desnível sem um poço conforme a figura 5.1.

Atualmente, destacam-se soluções para poços que consideram escavação mecanizada notadamente raise boring (escavação de piloto seguida de alargamento com uma cabeça cortante de baixo para cima) e shaft boring machine (perfuração descendente) e eventualmente shaft sinking machine com uso de fluido estabilizante.

É importante destacar que poços profundos (>500 m) e de grande diâmetro vêm sendo executados com maior precisão e segurança, inclusive em maciços rochosos complexos, em virtude dos avanços tecnológicos associados a essa atividade.



Figura 5.1 – Túnel escavado mecanizadamente com grande inclinação (Schleiss 2024)

6. CONCLUSÕES

O presente artigo tem por objetivo apresentar os principais desafios técnicos de engenharia civil no projeto e construção de Sistemas de Armazenamento de Energia Hidráulica, também conhecidos como Usinas Hidrelétricas Reversíveis ou Pumped Storage Hydro (PSH).

Dentre as principais particularidades destes sistemas destacam-se:

- Uma tendência que se pode verificar no arranjo das PSH em desenvolvimento ao redor do mundo, tem sido o aproveitamento de grandes quedas naturais, frequentemente entre 350 e 700 mca, que têm a tendência de reduzir o custo do armazenamento, uma vez que para um mesmo volume reservado, tem-se mais energia armazenada e para uma mesma potência, tem se obras e equipamentos de menor dimensão;

- Para funcionar corretamente no modo de bombeamento, as casas de força dos SAEH necessitam de importante afogamento (10 a 20% da queda bruta) em relação ao nível de água mínimo do reservatório inferior, resultando em tendências do circuito de condução e da casa de máquinas estarem posicionadas em escavações subterrâneas visando evitar obras a céu aberto excessivamente caras e aumento do impacto ambiental pela criação de bota-foras;

- A predominância de estruturas subterrâneas associadas a altas pressões previstas nos circuitos de condução impõe ênfase na busca por locais de geologia competente para absorver as grandes solicitações impostas aos sistemas de condução e conferir produtividade adequada aos trabalhos de construção;

- Com relação aos reservatórios, é importante observar que os deplecionamentos diários não raro atingem valores como 30 ou 40 m em virtude da área relativamente pouco extensa de reservatórios típicos. Nesse sentido, os diques de conformação dos reservatórios são submetidos a condições mais severas que barragens hidráulicas convencionais e, portanto, precisam ser avaliados adequadamente. Para esquemas de ciclo fechado em locais de baixa disponibilidade hídrica, atenção deve ser dada ao sistema de impermeabilização do reservatório, visando prevenir perdas de água e necessidade de reposição do volume do reservatório;

- Com respeito aos sistemas de condução, a adoção de túneis de seção hidráulica circular revestidos com concreto e shafts verticais também revestidos com concreto tem sido a tendência nos projetos mais recentes. A engenharia para análise e seleção do acabamento do túnel tem seguido critérios já consagrados relacionados com o potencial de erodibilidade, posição do lençol freático, confinamento provido pelo estado de tensões do maciço rochoso e a estabilidade de encostas próximas, mas somam-se preocupações adicionais com a hidráulica dos fluxos reversos, os transientes hidráulicos e a fadiga a que o sistema é exposto devido à variação diária de carga;

- Também sobre o sistema de condução, especial atenção deve ser dada às operações de enchimento e esvaziamento dos circuitos, que tem potencial para induzir carregamentos extremos aos seus componentes e devem ser amplamente discutidos e monitorados;

- Com relação às cavernas, os projetos mais recentes têm favorecido formatos de escavação do tipo “casca de ovo” ainda que escavadas em maciços rochosos competentes. A consideração de um sistema de suporte composto por ancoragens ativas segue sendo a mais utilizada associada a critérios para limitação das deformações nas escavações;

- A utilização de casas de força subterrâneas traz preocupações adicionais com acessos construtivos, ventilação, proteção contra incêndio e escoamento da energia gerada.

- Do ponto de vista construtivo, para quedas entre 350 e 700 mca (faixa usual) o comprimento total do circuito de geração será entre 1750 e 8400m, já que a relação L/H destes projetos tipicamente varia entre 5 e 12. Nesse sentido, é importante balancear a otimização das quantidades de obras e serviços do Projeto com a implementação de um cronograma de construção racional que permita a entrada em operação em prazos entre 4 e 5 anos. Eventualmente, ajustes como o deslocamento da casa de força visando redução do túnel de acesso pode encurtar o prazo de geração, possivelmente incorrendo em aumento dos túneis de condução ou do comprimento da blindagem, mas gerando benefício do ponto de vista do custo total de armazenamento. Outro tema construtivo importante é a viabilidade de escavação de poços verticais de grande comprimento, necessitando ou não de acesso à sua base, o que pode gerar impactos no cronograma de construção e deve ser avaliada.

7. PALAVRAS-CHAVE

usinas reversíveis; armazenamento de energia hidráulica; obras subterrâneas; túneis hidráulicos; reservatórios.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] IHA (2024), “World Hydropower Outlook” International Hydropower Association.

[2] IRENA (2023), The changing role of hydropower: Challenges and opportunities, International Renewable Energy Agency.

[3] European Commission, Quaranta, E., Georgakaki, A., Letout, S., Mountraki, A., Ince, E. and Gea Bermudez, J., (2024) Clean Energy Technology Observatory: Hydropower and Pumped Storage Hydropower in the European Union, Luxembourg.

[4] Electric Power Research Institute (1990) “Pumped-storage planning and evaluation guide”, EPRI, US.

[5] ELETROBRAS (2003) “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”, Rio de Janeiro.

[6] SCHLEISS A. 2024 “Pumped-storage hydropower schemes” HYDRO Workshop – technical presentation, Graz Austria.

[7] U.S. DEPARTMENT OF ENERGY HydroWIRES (2023): “Reservoir Lining for Pumped Storage – scoping study of geomembrane lining systems”; US.

[8] Koerner, R.M. (2016) Designing with Geosynthetics: Vol 1 and 2. 6th Edition. Self-published, Xlibris.

[9] Watkins, C. M., & Rogers, J. D. (2006). Overview of the Taum Sauk pumped storage power plant upper reservoir failure. In Proceedings of the 4th/6th International Conferences on Case Histories in Geotechnical Engineering, US.

[10] Rossow, M. P. (2020), “Engineering Ethics Case Study: The Taum Sauk Reservoir Failure”, PDH Online | PDH Center.

[11] Marence, M. (2009). Geotechnical input essential for power waterway design. Conference: EUROCK 2009, Dubrovnik, Croatia

[12] Schleiss, A., (1988) "Design of reinforced concrete-lined pressure tunnels", Proc. of the Int. Congress on Tunnels and Water, Madrid.

[13] Noseda, M. I,Ihly, T. De Lorenzo, J. Kaiser, G. Neck, P. (2020) “First Filling of Nant de Drance”

[14] R.P. Benson, (1989) “Design of unlined and lined pressure tunnels”, Tunnelling and Underground Space Technology,Volume 4, Issue 2.

[15] Electric Power Research Institute, (1987) “Design Guidelines for Pressure Tunnels and Shafts” EPRI, US.

[16] SCHMID, M. (2024) “Pumped-storage technology: the renewable battery”. In: ANDRITZ WORKSHOP – technical presentation, Graz Austria.



Rafael CARDOSO

Com graduação em engenharia civil pela UFPR (2006) e com especialização em gestão de projetos, atua a mais de 20 anos em projetos e estudos relacionados a barragens, usinas hidrelétricas e projetos de infraestrutura no Brasil, América Latina e África. Atualmente é Gerente de Operações de Água e Energia da Intertechne Consultores S.A.



Mauricio GIAMBASTIANI

Graduado em geologia pela Universidad Nacional de Córdoba (Argentina) em 1990 e com doutorado em geotecnia pela EESC-USP. Atualmente é geólogo sênior da Intertechne Consultores e atua há 21 anos em projeto hidroelétricos e obras subterrâneas.



Roberto BERTOL

Graduado em Engenharia Mecânica-Aeronáutica pelo ITA em 1993 e com especialização em matérias metálicos pela UFPR em 2002. Atualmente é Diretor Técnico da Unidade de Águas e Energia da Intertechne Consultores, atua há 32 anos em projetos de usinas hidrelétricas e usinas reversíveis no Brasil, América Latina e África.



Renato GRUBE

Com graduação em Engenharia Civil (1994) e Mestrado em Engenharia Hidráulica (2001). Atua a 32 anos como engenheiro hidráulico na Intertechne Consultores no desenvolvimento de projetos hidrelétricos e obras hidráulica.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

O PAPEL ESTRATÉGICO DAS USINAS REVERSÍVEIS E A CONTRIBUIÇÃO DAS GEOMEMBRANAS PARA A SEGURANÇA DE RESERVATÓRIOS

Gabriella VASCHETTI
Diretora Científica e de Marketing - Carpi Group

Allan JACKSON
Diretor Comercial - Carpi Group

Alejandro BLANCO
Gerente Geral Ibero-América - Carpi Group

Bruno NEVES
Engenheiro Técnico-Comercial - Carpi Group

RESUMO

As usinas hidrelétricas reversíveis (UHR, Pumped Storage Hydropower) ampliam a flexibilidade, a sustentabilidade e a confiabilidade do sistema elétrico interligado, sobretudo quando operam em conjunto com fontes intermitentes, como geração eólica e solar. Sua operação impõe ciclos rápidos e frequentes de enchimento e esvaziamento aos reservatórios, que passam a exigir atenção específica ao comportamento de taludes, aterros e demais estruturas que compõem o sistema.

Nesse contexto, o controle da percolação pelos terrenos adjacentes condiciona a operação segura e duradoura desses empreendimentos, pois preserva o volume de água disponível para geração e evita alterações indesejadas nas condições hidrogeológicas locais.

A aplicação de geomembranas em UHR surgiu em meados da década de 1990 para restaurar a estanqueidade de barragens existentes que formavam um dos reservatórios e, a partir da década de 2010, passou a integrar novos reservatórios de UHR, acompanhando a evolução dos projetos de ciclo fechado e a adoção de sistemas em PVC.

Com base nessa evolução, este artigo apresenta o estado da arte do projeto e da construção de sistemas de geomembranas aplicados à estanqueidade de novos reservatórios de UHR.

ABSTRACT

Pumped Storage Hydropower (UHR) plays an essential role in delivering a flexible, sustainable, and reliable electricity system. Thanks to its large energy storage capacity and its ability to stabilize the grid, UHR has become a key technology for integrating wind and solar. UHR reservoirs are exposed to frequent and rapid cycles of drawdown and refill. Ensuring the stability of the embankments forming the reservoirs is critical. Preventing seepage is essential for stability and for long term safe operation of the scheme, as well as to maximize water used for energy production, and to safeguard groundwater reserves. The use of our geomembranes in UHR began in the mid-1990s, to restore watertightness to existing dams forming one of the reservoirs, or to provide watertightness to new dams. Since the mid-2010s, pvc geomembrane systems were adopted to waterproof new pumped storage reservoirs. At present, 27 UHR projects incorporate a geomembrane system.
The paper presents the state of the art of geomembrane systems in waterproofing new reservoirs of UHR, addressing design and construction.

1. INTRODUÇÃO

A transição para uma economia de baixa emissão de carbono levou muitos países a ampliar a participação de fontes renováveis na matriz elétrica. Nesse contexto, a expansão das usinas eólicas e solares aumenta a necessidade de flexibilidade operacional, pois essas fontes variam conforme vento e irradiação solar. Em alguns períodos, a geração supera a demanda da rede, em outros, a baixa velocidade do vento ou a ausência de sol reduz drasticamente a produção. Essa variabilidade exige tecnologias de armazenamento capazes de deslocar energia no tempo, como usinas hidrelétricas reversíveis, baterias, sistemas de ar comprimido e armazenamento térmico em sais fundidos. Entre essas alternativas, os sistemas BESS (Battery Energy Storage Systems) apresentam vida útil típica entre 10 e 25 anos, conforme a tecnologia adotada, incluindo baterias LFP e baterias de fluxo de vanádio, enquanto o armazenamento gravitacional opera em horizontes mais longos e evita os desafios associados ao descarte de baterias.

Nesse cenário, as usinas hidrelétricas reversíveis (UHR) armazenam energia por meio da elevação de água entre um reservatório inferior e um reservatório superior, combinando maturidade técnica, grande capacidade de armazenamento e alta confiabilidade operacional.

Durante períodos de baixa demanda, o excedente de energia eólica ou solar bombeia água do reservatório inferior para o superior. Nos períodos de maior demanda, a água retorna ao reservatório inferior por meio das turbinas, gerando energia quando o valor de mercado é mais alto. Esse ciclo permite comprar ou utilizar energia de menor custo fora do pico e vendê-la nos horários de maior demanda, funcionando, na prática, como uma bateria gravitacional de grande escala.

Sistemas de armazenamento por bombeamento podem aproveitar lagos e barragens existentes ou exigir a construção de um ou dois novos reservatórios. Em arranjos costeiros, o mar pode atuar como reservatório inferior, com o reservatório superior implantado acima da linha de costa. O projeto demonstrativo Okinawa Yanbaru, de 30 MW, no Japão [1], adotou essa configuração e entrou em operação em 2004. Segundo os autores, foi o primeiro empreendimento desse tipo e também o primeiro a usar geomembrana como revestimento impermeabilizante do reservatório superior, com o objetivo de limitar a infiltração de água do mar no subsolo de uma área com espécies ameaçadas. Em 2012, a usina operava em harmonia com o meio ambiente, porém, como a demanda elétrica em Okinawa não cresceu conforme previsto, o projeto não se tornou economicamente viável e foi descomissionado em 2016.

2. GEOMEMBRANAS E PROJETOS DE UHR

A eficiência dos sistemas de armazenamento por bombeamento depende de diversos fatores, incluindo perdas na conversão de energia, evaporação e variações climáticas sazonais ou de longo prazo. Também, condição relevante para operação segura e eficiente é o controle das perdas de água nas estruturas que compõem o empreendimento, como reservatórios, túneis de adução e restituição, chaminés de equilíbrio e demais componentes hidráulicos. Em especial, os reservatórios, foco deste artigo, que são submetidos a ciclos frequentes e rápidos de esvaziamento e reenchimento, decorrentes da liberação de água do reservatório superior para o

inferior durante a geração de energia e de seu posterior bombeamento para armazenamento. Em geral, novos reservatórios são formados por barragens de terra ou enrocamento ou mesmo por escavações. A natureza deformável dos aterros e, em alguns casos, das fundações, associada aos ciclos repetidos de carga e descarga, aumenta o potencial de recalques e deslocamentos diferenciais, sobretudo nas interfaces entre aterros e estruturas de concreto, como tomadas d'água e vertedouros. Nesse contexto, a prevenção de infiltrações contribui diretamente para a estabilidade dos aterros, para a maximização do volume de água disponível à geração de energia e para a proteção da hidrogeologia adjacente. Por essa razão, a grande maioria dos reservatórios de usinas reversíveis são dotados de revestimento impermeável.

Inicialmente, os revestimentos eram executados em concreto ou concreto betuminoso, soluções que apresentam limitações relevantes. O concreto pode fissurar em razão de tecnologia empregada, de recalques nos aterros ou na fundação, enquanto as juntas dependem de vedações embutidas cujo desempenho pode ser comprometido por falhas de instalação ou por aberturas excessivas. Já o concreto betuminoso tem aplicação limitada em taludes íngremes e dificulta a obtenção de estanqueidade nas interfaces com estruturas de concreto. Ambos os sistemas são sensíveis às condições climáticas durante a instalação e a operação, incluindo ciclos de congelamento e descongelamento, além de demandarem manutenção periódica, com consequentes períodos de indisponibilidade; Devido à natureza dessas manutenções, interrupções frequentes ou prolongadas são inaceitáveis do ponto de vista financeiro. Plantas de UHR são infraestruturas complexas onde minimizar interrupções é crítico, e um revestimento que não precisa de manutenção rotineira é ativo precioso.

Geomembranas começaram a ser usadas em usinas reversíveis desde meados da década de 1990. Elas foram aplicadas na barragem que represava um dos reservatórios, inicialmente para restaurar a estanqueidade da face a montante da barragem de contrafortes Scais com 64,7 m de altura, ela forma o reservatório inferior da UHR de Vedello, teve instalação em etapas, sendo iniciada em 1993 e concluída em 1995.

As 18 Bacias de Economia de Água do Terceiro Conjunto de Eclusas da Expansão do Canal do Panamá podem ser consideradas a primeira aplicação moderna de uma geomembrana como revestimento integral para os novos reservatórios de um esquema de armazenamento bombeado, 9 foram construídas do lado do Oceano Atlântico e 9 do Oceano Pacífico. A solução para estanqueidade desses reservatórios foi o revestimento com geomembrana em policroreto de vinila plastificada (PVC-P), a geomembrana Sibelon® foi selecionada para minimizar as perdas de água nas bacias. Aberto para trânsito de navios em 26 de junho de 2016, com uma média de 5 a 6 ciclos de preenchimento/esvaziamento por dia, o sistema de geomembranas passou por mais de 18.000 ciclos de preenchimento/esvaziamento, equivalente a quase 50 anos de operação de uma planta de usina reversível com 1 ciclo por dia.



Figura 1 – Expansão do Canal do Panamá. À esquerda, 9 Bacias de Economia de Água em operação.

3. O ESTADO DA ARTE: SISTEMAS DE ESTANQUEIDADE COM GEOMEMBRANAS

3.1 Projetando para alcançar segurança

Um projeto seguro possui múltiplos aspectos: seleção correta da geomembrana considerando a interação com a camada de substrato, sistema de drenagem para evitar levantamento e presença descontrolada de água nos aterros, ancoragem robusta para resistir a todas as cargas estáticas e dinâmicas.

Experiência do comportamento em campo, ensaios, diretrizes e métodos de cálculo fornecem uma ampla base para um bom projeto de revestimento estanque com geomembranas.

3.1.1 Seleção da geomembrana

Existem vários tipos de geomembranas disponíveis, que com permeabilidade muito menor que a permeabilidade dos revestimentos tradicionais. No entanto, dependendo das propriedades de tração e de estabilidade, o desempenho em campo tem alta variabilidade. Os reservatórios de UHR são projetos particularmente exigentes, onde o revestimento de geomembrana é comprimido sobre um subleito muitas vezes irregular, o que pode causar perfuração, deslocamentos e rompimento da geomembrana, além disso está sujeito às tensões impostas por possíveis assentamentos ou outros deslocamentos diferenciais mencionados anteriormente. Ainda, ciclos repetidos de carga/descarga resultam em maior potencial para fenômenos de fadiga na geomembrana cuja ruptura pode representar risco para a estabilidade dos aterros; a geomembrana será ciclicamente exposta à radiação ultravioleta e esforços de sucção pelo vento que pode levar ao levantamento do revestimento, e a reversibilidade fluxo de água pode amplificar a formação de rugas e dobras. Nesse cenário, selecionar um revestimento adequado capaz de suportar as tensões impostas é fundamental para evitar interrupções relacionadas a falhas.

Um requisito para a geomembrana é a resistência às irregularidades na superfície de aplicação, esperadas nos aterros e nas superfícies escavadas do reservatório. Uma geomembrana mais flexível, com baixo módulo de Young, apresenta maior resistência à perfuração e à ruptura do que uma geomembrana de alto módulo, porque se adapta melhor ao substrato, distribuindo assim a carga exercida pela água e reduzindo o risco de danos devido a cargas concentradas em protuberâncias (puncionamento) e cavidades. Se a geomembrana for ligada a um geotêxtil antipunçionamento, para formar um geocompósito, ela exigirá menos preparação da superfície do que uma geomembrana colocada sobre um geotêxtil separado, terá maior ângulo de atrito nos taludes, facilitando a colocação correta em condições suficientemente planas, sem grandes rugas que possam afetar a execução correta das emendas. Um geocomposto de baixo módulo e baixa expansão térmica reduzirá as forças transferidas para as linhas de ancoragem e não formará grandes rugas [2] que resultam em maior suscetibilidade ao levantamento e danos causados pelo vento. Grandes rugas podem ainda amplificar o efeito de tração associados a deslocamentos da membrana causado pela ação dinâmica da água e do vento, além de aumentar o risco de fissuras por tração excessiva em geomembranas propensas a esse modo de falha.

Outro requisito importante é a capacidade de aceitar as tensões impostas por deslocamentos diferenciais. Giroud e Soderman [3] mostraram que uma forma adequada de avaliar e comparar as capacidades das geomembranas de resistir a assentamentos diferenciais é por meio do conceito de Co-Energia. A Co-Energia é a área entre uma curva de tensão-deformação da geomembrana e o eixo de tensão, considerando apenas a porção continuamente crescente da curva tensão-deformação. Uma geomembrana pode suportar um assentamento diferencial se a Co-Energia necessária da geomembrana correspondente ao assentamento diferencial for menor do que a Co-Energia permitida da geomembrana. O uso desse conceito, que se limita a casos em que a geomembrana se deforma o suficiente para seguir qualquer deformação do material de suporte, foi ilustrado com um exemplo numérico comparando as capacidades de alguns tipos comuns de geomembrana de resistir a deslocamentos diferenciais. Geomembranas com maior Co-Energia podem tolerar assentamentos diferenciais maiores.

O gráfico a seguir compara a Co-Energia de uma geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) até o ponto de escoamento e de um geocomposto Sibelon® de PVC-P até a ruptura do geotêxtil. A Co-Energia máxima permitida associada ao geocomposto PVC-P Sibelon® (a área em vermelho) é significativamente maior do que a Co-Energia associada à geomembrana PEAD (a área acinzentada). O fator de segurança em relação a possíveis assentamentos diferenciais é significativamente maior para o geocomposto PVC-P Sibelon® do que para uma geomembrana PEAD com a mesma espessura. Uma espessura diferente das geomembranas não produziria um resultado diferente.

Para o PEAD, a curva é limitada à faixa de deformações admissíveis no campo, ou seja, abaixo do ponto de escoamento (em cerca de 12% de alongamento), após o qual o comportamento da geomembrana se torna plástico, a geomembrana afina localmente e se alonga como uma goma de mascar, apresentando uma elongação plástica sob tensão constante até o alongamento na ruptura. Geomembranas PEAD devem ser usadas apenas quando a elongação da geomembrana está bem abaixo da

elongação de escoamento e com um fator substancial de segurança. A literatura internacional [4, 5] indica que, para garantir, a elongação permitida das geomembranas PEAD não deve exceder 3 a 5%, e que para alongamentos maiores que 3% o fenômeno "fluência" é importante e não pode ser negligenciado.

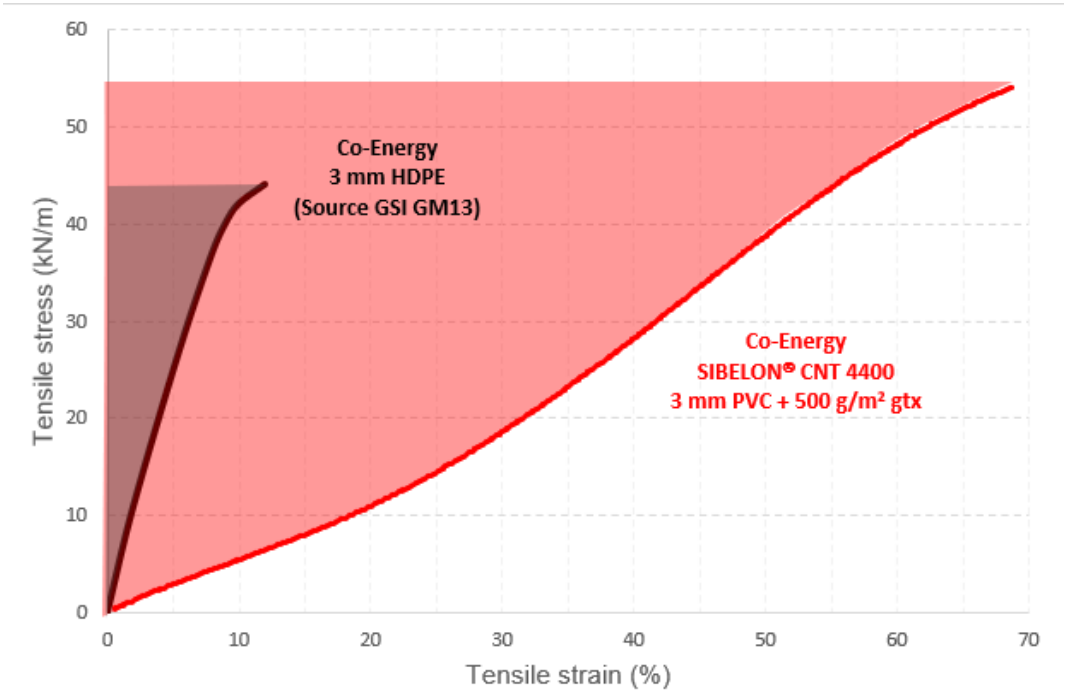


Figura 2 - Co-Energia: comparação entre uma geomembrana em PEAD e um geocompósito Sibelon® em PVC-P.

Devido à estabilidade dimensional relativamente baixa, as geomembranas PEAD também são propensas à elevada formação de rugas e dobras devido a variações de temperatura. Ao contrário disso, os geocompósitos PVC-P não apresentam deformações, mostram baixa sensibilidade a variações de temperatura e à formação de dobras, além de serem dotadas de um geotêxtil de suporte, o que reduz ainda mais as rugas. Para o geocomposto PVC-P Sibelon®, a curva é limitada à faixa abaixo da quebra do geotêxtil de suporte (cerca de 70% de alongamento), embora acima desse ponto a geomembrana mantenha sua integridade funcional até sua deformação na ruptura. Baseando-se na longevidade e no número de precedentes bem-sucedidos, esse material é o mais confiável para tais aplicações.

A espessura da geomembrana de PVC e o peso do geotêxtil associado, que aumenta a resistência à perfuração e a estabilidade térmica, são selecionados com base nas camadas que entrarão em contato com o substrato, na agressividade ambiental (basicamente radiação ultravioleta e variações de temperatura) e na vida útil necessária.

3.1.2 Sistema de drenagem

O controle do acúmulo de pressão sob o revestimento da geomembrana, obtido por meio da evacuação eficiente e segura de qualquer água presa atrás do revestimento e da dissipação de gases e umidade estagnada, é de grande importância para evitar que o revestimento exposto seja levantado durante ciclos repetidos de enchimento e esvaziamento. Um sistema de vedação de geomembrana deve ser integrado a um

sistema de drenagem, que geralmente faz parte do projeto do reservatório e inclui coletores de drenagem na base dos taludes, além de um sistema geral de coleta e descarga dessa drenagem.

Para permitir que a água flua livremente para a coleta e descarga, a camada sob a geomembrana deve ser de material permeável. Dependendo do projeto do reservatório, a camada de leito pode ser um material granular, implementado se necessário com uma camada sintética de drenagem, ou uma camada de concreto poroso, ou mesmo linhas de concreto poroso. Sistemas de geomembrana têm sido usados em todos esses tipos de base, conforme discutido adiante.

Camadas sintéticas de drenagem simplificam a execução e reduzem a variabilidade em relação às camadas granulares. A solução granular exige jazidas adequadas, controle granulométrico, britagem, peneiramento, lavagem e transporte de grandes volumes de material. Quando o material local não atende aos requisitos de drenagem, o fornecimento externo pode elevar custos e prazos. A execução também demanda controle rigoroso de espessura, granulometria, compactação e nivelamento, com verificação apenas após a aplicação; em caso de não conformidade, a camada precisa ser removida e refeita. Além disso, seu desempenho a longo prazo pode ser afetado pela migração de finos e por eventual quebra de partículas. Geodrenos sintéticos são fabricados sob controle industrial, apresentam propriedades uniformes, podem ser verificados antes da instalação e mantêm qualidade constante durante a aplicação e a operação.

3.1.3 Sistema de ancoragem

A geomembrana fica normalmente exposta à intempérie, por isso, o sistema de ancoragem deve estabilizá-la frente às variações do nível d'água e à ação do vento. A ancoragem é feita por linhas, e não por pontos, para manter o revestimento tensionado e aderente ao substrato, reduzindo a formação de dobras. Essas dobras concentram tensões, podem reduzir a vida útil do material e favorecer fadiga durante os ciclos de enchimento e esvaziamento. As linhas de ancoragem podem ser longitudinais, no topo, nas bermas e no fundo, ou transversais, nos taludes e na base. O espaçamento é calculado por métodos conhecidos [6], considerando a sucção do vento e as variações do nível d'água. A ancoragem frontal por lastro é possível, mas reduz o volume útil do reservatório; por isso, costuma ficar restrita a áreas de tráfego intenso, como rampas de acesso e estruturas de captação.

O projeto da ancoragem depende do tipo de aterro e da camada drenante. Em camadas granulares, a ancoragem é executada em valas escavadas na própria camada drenante. Em concreto poroso, utiliza valas moldadas nesse material. Quando o sistema adota linhas de concreto poroso, faixas de geomembrana são embutidas nessas linhas e depois unidas ao revestimento principal. Os métodos de ancoragem são descritos nas seções seguintes.

O revestimento de geomembrana recebe vedação estanque em todo o perímetro. Em interfaces de concreto, o selo perimetral utiliza perfis planos de aço inoxidável para comprimir a geomembrana contra o concreto, com apoio de resina de regularização, juntas de material polimérico, quando necessário, placas de emenda em aço inoxidável. Em áreas deformáveis, adotam-se selos embutidos, como aqueles instalados em valas nos taludes superiores. Em qualquer configuração, as vedações

periféricas devem acomodar deslocamentos diferenciais sem transferir esforços significativos à geomembrana.

3.2 Geomembranas sobre camadas drenantes em solo granular

Quando o projeto prevê a colocação da geomembrana sobre uma camada granular, a permeabilidade da camada determina se uma camada geosintética drenante deve ser utilizada.

Como exemplo de sistemas de geomembrana em camada granular permeável podemos citar Pico do Urze, o novo reservatório superior da UHR Calheta em Portugal, que combina geração eólica com geração hidrelétrica. O reservatório é formado por um aterro de enrocamento de 31 m de altura com ampla variação granulométrica e por uma escavação em um solo muito permeável, que exigiu um revestimento impermeável como barreira para a água na face a montante da barragem e em todo o reservatório; Como a barragem foi construída sobre fundações deformáveis com propriedades variáveis, esperava-se assentamentos significativos, e um revestimento de geomembrana foi selecionado como a solução de revestimento mais adequada.

O projeto original especificava uma zona de transição de 4 m de largura com materiais granulares, diâmetro máximo de 20 mm, sem finos menores que 0,075 mm, que atuaria como camada de drenagem, um geotêxtil não tecido antipuncionamento e uma geomembrana PEAD instalada sobre ela. A magnitude dos assentamentos máximos estimados (0,67 m na construção, 0,054 m para a primeira fase de enchimento do reservatório e cerca de 0,50 m no topo para a fase de operação), os possíveis grandes deslocamentos diferenciais nas conexões do aterro e concreto, e, em menor grau, as irregularidades do substrato granular, levaram a uma modificação do projeto original, resultando na adoção de um geocomposto PVC-P Sibelon®, essencialmente baseado nas considerações apresentadas na seção 3.1.1.

O sistema de ancoragem da face foi dimensionado para ventos persistentes de 90 km/h e rajadas de até 150 km/h. O revestimento impermeabilizante foi ancorado em valas preenchidas com concreto, distribuídas no topo, nas bermas intermediárias, nas periferias, na base dos taludes e no fundo do reservatório. Na parte superior dos taludes, onde a ação do vento é mais intensa, valas verticais preenchidas com concreto complementam a ancoragem, nelas, o revestimento é fixado por perfis planos de aço inoxidável. Na face montante da barragem, revestida com concreto projetado, a fixação vertical também utilizou perfis planos de aço inoxidável. O concreto armado moldado protege o revestimento no vertedouro, no canal de alimentação e nos cantos arredondados.

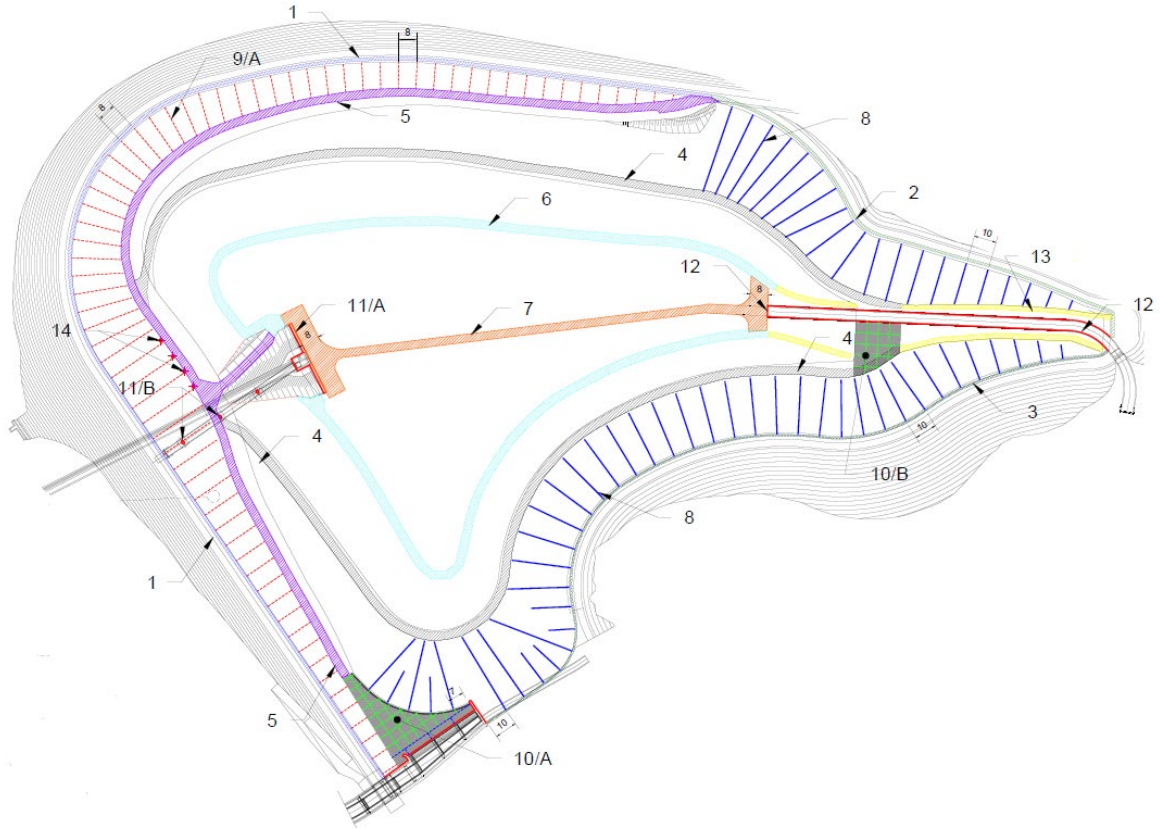


Figura 3 – Pico da Urze: layout do sistema de ancoragem. Os principais componentes são trincheiras na barragem (1) e crista do reservatório (2, 3), Trincheiras intermediárias e periféricas (4, 5), no pé do talude montante (6) e trincheira de fundo (7), Fixações mecânicas em trincheiras verticais (8) e em concreto projetado (9a, 9b).

Um selo perimetral estanque, composto por um perfil plano de aço inoxidável que fixa o revestimento impermeabilizante ao concreto, está posicionado em todas as periferias submersíveis, onde as estruturas de concreto interceptam os aterros (vertedouro, canal de adução, tomada d'água). No contato entre estruturas a geomembrana é colocada em uma junta de dilatação, com uma sobra de material o que reduz as tensões sobre o sistema de geomembrana caso ocorram assentamentos diferenciais.

O revestimento impermeabilizante escolhido em Pico de Urze foi o Sibelon® CNT 3950, uma geomembrana PVC-P de 2,5 mm de espessura aderida termicamente durante a fabricação a um geotêxtil não tecido de 700 g/m². Na barragem, um geotêxtil não tecido de 1000 g/m² foi colocado entre o concreto projetado e o revestimento de geomembrana, para aumentar a capacidade de drenagem. O mesmo geotêxtil foi colocado nas zonas mais irregulares das partes escavadas do reservatório. O contrato previa 104 dias para a instalação, incluindo 14 dias de contingência por mau tempo. Os serviços de estanqueidade começaram em 8 de julho de 2019 e terminaram em 23 de outubro de 2019. A instalação foi concluída em 78 dias efetivos, apesar de 21 dias de mau tempo, em uma área de aproximadamente 82.400 m². O resultado demonstra a rapidez de execução dos sistemas de geomembrana.

A usina hidrelétrica de 30 MW e a estação de bombeamento de 17 MW atualmente combinam geração hidrelétrica com os parques eólicos Alecrim e Pico de Urze de 18

MW. Uma usina fotovoltaica de 14 MW está em desenvolvimento para aumentar a capacidade do esquema como um todo.



Figura 4 - Pico da Urze. À esquerda, o revestimento de geomembrana está sendo instalado na parte superior das encostas, com valas periféricas e verticais já preenchidas com concreto. À direita, o reservatório da UHR e turbinas eólicas ao fundo.

A UHR Kokhav Hayarden, com 344 MW, é a maior instalação de armazenamento por bombeamento de Israel e exemplifica o uso de geomembranas sobre substrato granular de baixa permeabilidade. O reservatório superior combina escavações em depósitos fluviais de argila e uma mistura de argila com cascalho com um aterro anelar de terra compactada; a variação do nível d'água é de 22 m. O reservatório inferior também é formado por aterro anular de terra compactada, composto por depósitos fluviais de argila e mistura de argila siltosa com cascalho; a variação do nível d'água é de 21 m. O projeto original previa geomembrana PEAD em ambos os reservatórios, instalada sobre camada drenante de material granular compactado, com ancoragem por vala longitudinal no topo e pelo lastro permanente da água na base. A revisão do projeto avaliou alternativas mais duráveis e eficientes, considerando a exposição prolongada da geomembrana, o risco de levantamento pelo vento, a formação de rugas por variações térmicas e os possíveis assentamentos da fundação.

O projeto executivo substituiu a geomembrana PEAD pelo geocomposto Sibelon® CNT 3100, formado por geomembrana PVC-P de 2,0 mm aderida em fábrica a um geotêxtil não tecido de 500 g/m². A solução apresenta maior flexibilidade, maior capacidade de deformação e menor tendência à formação de rugas e dobras. O sistema de ancoragem foi dimensionado para velocidade máxima de vento de cerca de 150 km/h e incorporou valas verticais escavadas nos aterros. Nessas valas, faixas de ancoragem do geocomposto Sibelon® CNT 2300, composto por geomembrana PVC-P de 1,5 mm aderida a geotêxtil não tecido de 350 g/m², foram embutidas e recobertas com material granular compactado, formando linhas adicionais de ancoragem distribuída para o revestimento. As faixas foram instaladas durante a conclusão dos aterros. O espaçamento das valas é de 8 m no terço superior dos taludes e de 16 m nos dois terços inferiores, em ambos os reservatórios, devido ao maior efeito de sucção do vento próximo à crista. Foram executadas 221 valas largas e 112 valas estreitas no reservatório superior, além de 219 valas largas e 115 valas estreitas no reservatório inferior. O revestimento impermeabilizante é unido termicamente às faixas de ancoragem que emergem das valas. As vedações periféricas seguem a configuração descrita anteriormente.

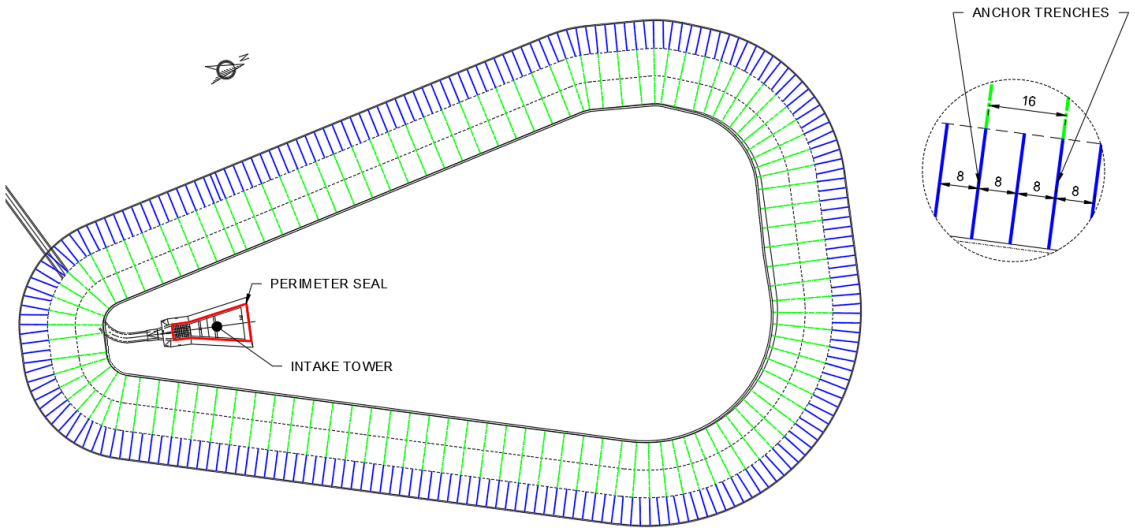


Figura 5 – Kokhav Hayarden: valas de ancoragem longitudinais e verticais no reservatório inferior.

Outra grande mudança do projeto original foi a substituição da camada de drenagem de material granular compactado nas encostas por um geocomposto sintético de drenagem (uma geogrelha de drenagem acoplada a um geotêxtil filtrante). Adotar uma camada sintética de drenagem em vez de uma camada granular compactada permitiu um projeto mais simples, encurtando os tempos de construção.

A instalação do sistema de geomembranas no reservatório inferior começou em 21 de julho de 2021 e foi concluída em 29 de setembro de 2022. A instalação no reservatório superior começou em 20 de julho de 2020 e foi concluída em 17 de dezembro de 2022. No total, foram instalados 433.000 m² de geomembrana.

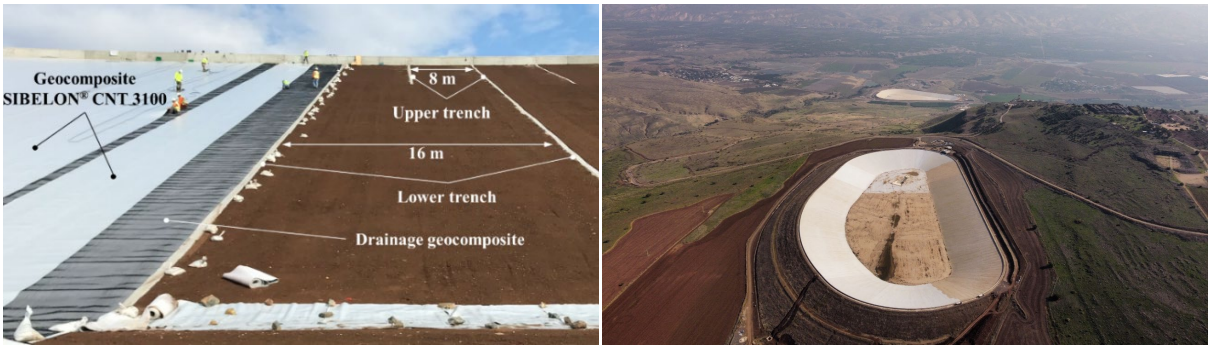


Figura 6 – Kokhav Hayarden. À esquerda, no topo da imagem a crista, são mostradas as faixas de ancoragem geomembrana embutidas em valas verticais, o geocomposto de drenagem e o revestimento impermeabilizante. À direita, os reservatórios superior em primeiro plano e inferior ao fundo, com sistema de impermeabilização concluídos.

Após os testes de enchimento e no início da operação, os piezômetros instalados no talude registraram poropressões abaixo dos limites de projeto. No reservatório inferior, os medidores de vazão indicaram 0 l/s em três compartimentos e entre 0,083 e 0,183 l/s em outros quatro. A pressão aumentou apenas nos três compartimentos adjacentes à tomada d'água, onde as vazões também foram maiores, com valor máximo de 0,616 l/s. Duas inspeções subaquáticas atribuíram esse aumento a seis defeitos locais de perfuração na geomembrana, localizados nas juntas verticais da tomada d'água e no fundo. Os defeitos receberam reparos provisórios durante as inspeções. Inspeções

posteriores concluíram que a condição atual permite a operação da usina com segurança.

3.3 Geomembranas sobre camada drenante de concreto poroso

A base de concreto poroso oferece ao revestimento de geomembrana uma superfície estável e drenante. Um exemplo é o projeto integrado de armazenamento por bombeamento e energia renovável de Pinnapuram, que deverá atingir 6.480 MW quando concluído, nos próximos dois a três anos. A UHR responderá por 1.680 MW, cerca de 26% da capacidade total; a geração eólica, por aproximadamente 8,5%; e a geração solar, que já conta com 1.000 MW instalados, responderá pela maior parcela da produção. Desenvolvido pela Greenko, produtora independente de energia na Índia, o projeto é o primeiro desse tipo no país.

Se trata de uma barragem de enrocamento em formato anelar, com 6,5 km de comprimento e altura máxima de cerca de 40 m, forma o reservatório superior. O reservatório inferior é formado por três barragens de enrocamento que conectam encostas naturais, com crista total de aproximadamente 3,3 km e altura máxima de cerca de 46 m. Os dois reservatórios ficam afastados dos sistemas naturais de rios e apresentam área de drenagem nula ou desprezível. Por isso, a água será captada uma única vez no sistema de irrigação do reservatório Gorakallu, armazenada nos reservatórios de Pinnapuram e reutilizada em ciclos de armazenamento e geração de energia. Eventuais perdas por evaporação serão repostas periodicamente. A redução das perdas de água orientou a revisão do projeto, que substituiu o revestimento originalmente previsto em concreto betuminoso por um sistema de geomembrana. O revestimento selecionado para todas as barragens é o geocompósito Sibelon® CNT 4400, composto por geomembrana PVC-P de 3,0 mm aderida em fábrica a geotêxtil não tecido de 500 g/m². O projeto também incorporou um sistema de cabo de fibra óptica para detecção e localização de vazamentos. A seção a montante, a partir da camada de transição do enrocamento 3A-US/2B, inclui uma camada fina de concreto para confinamento do sistema de fibra óptica, uma camada fina de concreto poroso com função de substrato drenante e o revestimento de geomembrana. O sistema de ancoragem segue o conceito adotado em Kokhav Hayarden, com faixas de ancoragem embutidas em valas formadas entre trechos de concreto.

O sistema de geomembranas foi instalado de forma sequencial, seguindo as fases das obras de terra e obras civis: construção dos aterros, colocação do concreto e da camada de concreto poroso para o sistema de geomembrana, simultaneamente à criação das valas de ancoragem, colocação das faixas de ancoragem nas valas, preenchimento das valas para fixar as faixas de ancoragem, Implantação do revestimento impermeabilizante e fixação da manta às faixas de ancoragem por costura térmica.

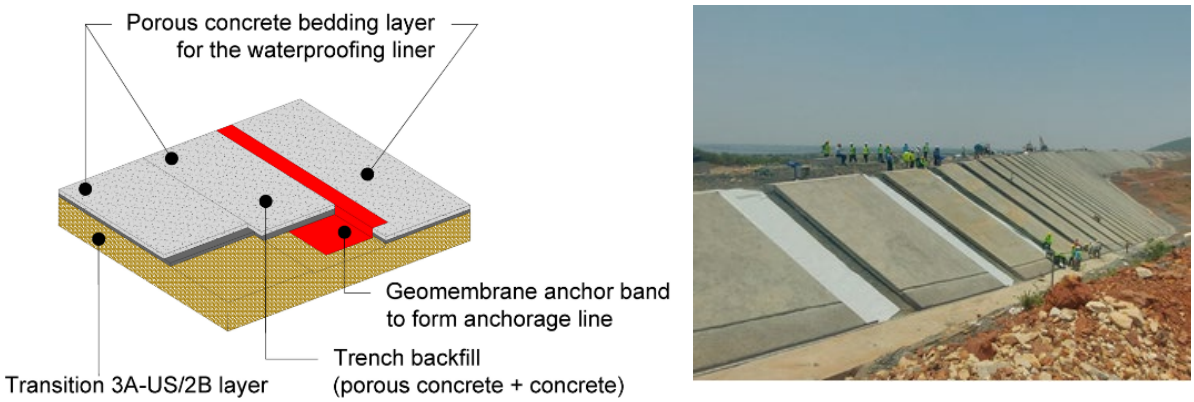


Figura 7 – Reservatório inferior de Pinnapuram. Esquema de valas de ancoragem e faixas de ancoragem geomembrana colocadas nas valas verticais antes da colocação de seu enchimento



Figura 8 – Pinnapuram: instalação da geomembrana sobre uma camada drenante de concreto poroso nas barragens do reservatório inferior (esquerda) e sobre a camada de drenagem geossintética na barragem do reservatório superior (direita).

O sistema de geomembrana adotado na barragem superior substituiu também o revestimento de concreto betuminoso planejado para o canal que conecta os dois reservatórios; as câmaras de carga superior e inferior também foram revestidas com um sistema geomembrana Sibelon®. Os reservatórios superior e inferior foram concluídos em 18 meses, enquanto o canal, e as câmaras de carga foram concluídas em 6 meses. No total, mais de 716.000 m² de revestimento foram instalados.



Figura 9 – Pinnapuram: vista do reservatório inferior, canal, câmaras de carga, e reservatório superior.

3.4 Geomembranas e valas preenchidas de concreto poroso

Camadas de concreto poroso podem ser executadas com máquinas de extrusão. A técnica foi usada pela primeira vez na barragem de Itá, uma barragem de enrocamento com face de concreto inaugurada em 2000. Nesse projeto, linhas de concreto extrudado serviram de apoio às lajes de concreto da face montante, garantindo suporte contínuo e controle geométrico durante a execução. Em 2008, linhas de concreto extrudado foram usadas pela primeira vez como camada de ancoragem de um sistema de geomembrana Sibelon® na periferia da barragem de rejeitos de Sar Cheshmeh. Outros projetos adotaram depois o sistema de ancoragem de geomembrana patenteado pela Carpi, consolidando as barragens de enrocamento com face em geomembrana (GFRDs) e as barragens de terra com face em geomembrana (GFEDs). Atualmente, dois projetos de UHR na Índia usam essa técnica; na Grécia, dois projetos aplicam o mesmo conceito a barragens de terra.

A UHR Gandhi Sagar, em Madhya Pradesh, também desenvolvida pela Greenko, utiliza o reservatório existente Gandhi Sagar como reservatório inferior e um novo reservatório superior com capacidade de armazenamento próxima de 50 hm^3. A capacidade de geração será superior a 1.400 MW. O reservatório superior é formado por uma barragem anelar de aterro, com cerca de 35 m de altura e 6,6 km de comprimento. O projeto original previa revestimento de concreto betuminoso como barreira de água a montante; como em Pinnapuram, essa solução foi substituída pelo geocompósito exposto Sibelon® CNT 4400.

A UHR Gandhi Sagar adotou uma configuração inédita de substrato e ancoragem para esse tipo de empreendimento. Durante a extrusão das linhas de concreto poroso, faixas de ancoragem de geomembrana são inseridas em cada linha, em espaçamentos definidos, e embutidas no preenchimento, conforme indicado na Figura 10. As faixas se sobrepõem e são soldadas às faixas da linha inferior, formando linhas verticais contínuas de ancoragem. Em seguida, o revestimento impermeabilizante é instalado sobre essas linhas e unido a elas por soldagem térmica.

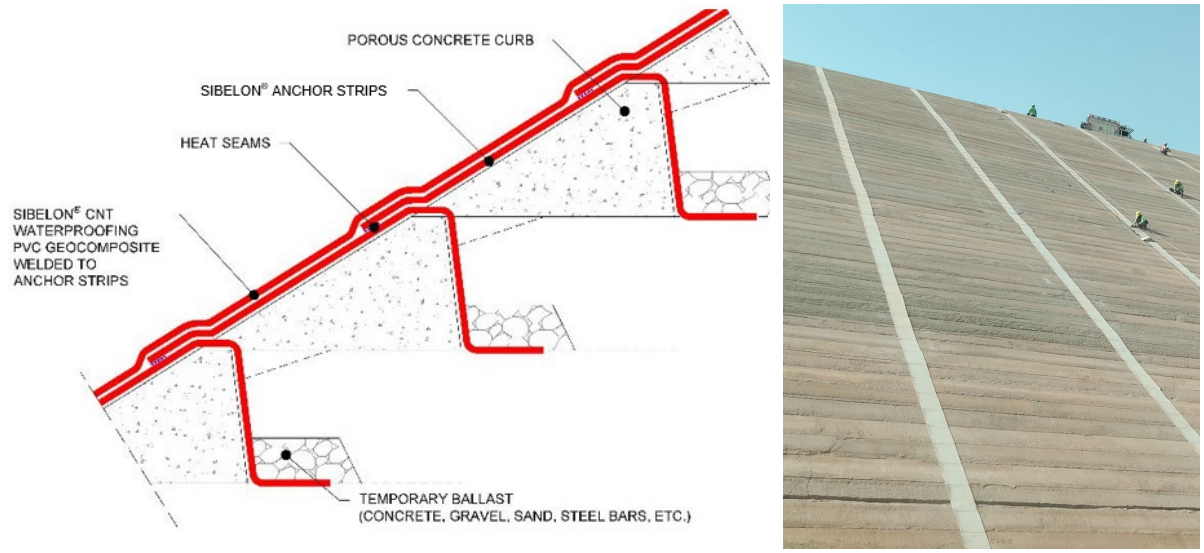


Figura 10 – Reservatório superior da UHR Gandhi Sagar: esquema e posicionamento das faixas de ancoragem da geomembrana nas bordas de concreto poroso extrudado.

Em Gandhi Sagar, as faixas de ancoragem têm espaçamento de 8 m. Um selo mecânico perimetral estanque conecta a geomembrana da face montante ao sistema

de impermeabilização da fundação. O selo foi projetado para acomodar deslocamentos diferenciais e instalado em um plinto associado a uma cortina de grouting, formando uma barreira contínua e impermeável da fundação até a crista.

A construção do aterro começou no outono de 2024, em paralelo à extrusão das linhas de concreto poroso e à instalação das faixas de ancoragem. A área total de geomembrana instalada supera 339.000 m².



Figura 11 – Reservatório superior da UHR Gandhi Sagar durante a instalação das faixas de ancoragem.

A UHR de Chitravati, em Andhra Pradesh, adota sistema semelhante. Desenvolvida por um empreendedor privado do setor de energia, a usina utiliza o reservatório de regulação existente como reservatório inferior e um novo reservatório superior para gerar cerca de 500 MW. O projeto do reservatório superior já incorporou, desde a concepção, o substrato, o revestimento de geomembrana e os sistemas de ancoragem e vedação da face. As obras começaram no início de 2026.

Na Grécia, a UHR Amfilochia foi concebida para armazenar excedentes de geração eólica, solar e geotérmica. O arranjo inclui dois novos reservatórios superiores independentes, Agios Georgios e Pyrgos, conectados ao lago artificial Kastraki, que opera como reservatório inferior comum. A capacidade instalada de geração será de 680 MW, com potência de bombeamento de 730 MW. O sistema de geomembranas, semelhante ao adotado nos projetos da Índia, será instalado nas duas barragens de aterro compactado dos reservatórios superiores, com linhas de concreto poroso extrudado como camada de acabamento. As obras da barragem de Agios Georgios, com 60 m de altura, começaram em 2025.



Figura 12 – Colocação de faixas de ancoragem no reservatório superior da UHR Chitravati (esquerda) e faixas de ancoragem colocadas na seção inferior inicial da barragem de Agios Georgios (direita).

3.5 A experiência e o caminho para o futuro

Os sistemas de impermeabilização com geomembranas descritos neste artigo usam técnicas consolidadas há cerca de duas décadas em barragens e reservatórios. A evolução das aplicações em UHR mostra que, nos primeiros projetos, o geocompósito PVC-P substituiu a geomembrana PEAD especificada originalmente por oferecer melhor desempenho. Em projetos mais recentes, o mesmo geocompósito substituiu revestimentos de concreto betuminoso previstos na concepção inicial. Assim, o projeto final decorreu de análises complementares realizadas após a fase inicial. Nos empreendimentos recentes em andamento, o projeto já especifica, desde a concepção, geocompósito Sibelon® PVC-P sobre linhas de concreto poroso. A camada drenante pode variar conforme as condições locais, mas a adoção de geocompósitos de PVC-P tende a crescer.

Em reservatórios de grande porte, quando as condições geológicas permitem, o revestimento de geomembrana cobre apenas os aterros de barragens.

Os sistemas de geomembrana reduzem o impacto ambiental em relação aos revestimentos tradicionais, pois combinam componentes leves e de baixo volume com instalação por ferramentas compactas e equipamentos leves. Essa configuração diminui a ocupação do canteiro, reduz o tráfego de obra e limita a pegada de carbono quando comparada a soluções em concreto ou concreto betuminoso, cujas emissões podem ser quatro a seis vezes maiores.

4. CONCLUSÃO

Revestimentos de geomembrana em reservatórios de UHR constituem uma técnica consolidada e sustentável, pois reduzem perdas de água, aumentam a estanqueidade do sistema e acomodam assentamentos e deslocamentos diferenciais. Essa configuração melhora a segurança e a eficiência dos projetos, além de reduzir prazos e custos de construção, antecipar o início da geração de energia e dispensar manutenção rotineira. Quando ocorrem danos localizados, o sistema permite reparos pontuais, inclusive subaquáticos, e apresenta menor impacto ambiental que revestimentos tradicionais. Nos projetos mais modernos de usinas reversíveis de ciclo fechado, os geocompósitos com geomembrana PVC-P representam o estado da arte para revestimento de reservatórios, pois combinam flexibilidade, capacidade de deformação, estabilidade dimensional e desempenho adequado frente aos ciclos rápidos de enchimento e esvaziamento.

5. PALAVRAS CHAVE

Usinas reversíveis, geomembrana, assentamentos, estanqueidade, segurança de barragens.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] MINISTRY OF ECONOMY, TRADE AND INDUSTRY, and ELECTRIC POWER DEVELOPMENT (2012) – “The upper pond for Okinawa: the world’s first pumped storage plant using seawater”, The International Journal on Hydropower & Dams, Vol. 19, issue 3, Wallington, UK.

[2] GIROUD, J.P. (2005) – “Quantification of geosynthetic behaviour”, Geosynthetics International, Volume 12, No. 1, Saint Paul, USA.

[3] GIROUD, J.P. and Soderman, K.L. (1995) – “Comparison of Geomembranes Subjected to Differential Settlement”, Geosynthetics International, Volume 2, No. 6, Saint Paul, USA.

[4] SEEGER, S. and MÜLLER, W. (1996) – “Requirement and Testing of Protective Layer Systems for Geomembranes”, Geotextiles and Geomembranes, Volume 14, Amsterdam, The Netherlands.

[5] PEGGS, I. D. (2005) – “Maximum Allowable Strains in PEAD, LLDPE, and PP Geomembranes”, GeoFrontiers Conference, Austin, USA.

[6] GIROUD, J.P., PELTE, T. and Bathurst R.J. (1995) – “Uplift of geomembranes by wind”, Geosynthetics International, Volume 2, No. 6, Saint Paul, USA.

	**Gabriella VASCHETTI** Possui mestrado em Engenharia Civil, é engenheira civil certificada com 20 anos de experiência acadêmica e profissional, seguida de 34 anos na Carpi, um grupo privado que provê projeto, fornecimento e instalação de geomembranas impermeabilizantes em estruturas hidráulicas, onde é Diretora Científica e de Marketing. Secretária do Grupo de Trabalho que preparou o Boletim ICOLD 135 sobre Sistemas de Vedação de Geomembrana para Barragens, ela publicou mais de 290 artigos técnicos.
	**Allan JACKSON** Possui Especialização em Estudos da Construção, um bacharelado em Gestão da Construção e um mestrado em Construção Sustentável. Possui 36 anos de experiência profissional (20 em construção civil pesada, 6 em aplicação de geossintéticos e 10 em fabricação, desenvolvimento de produtos e aplicações para geossintéticos). Desde 2023, é Diretor Comercial na Carpi, um grupo privado que provê projeto, fornecimento e instalação de geomembranas impermeabilizantes em estruturas hidráulicas.
	**Alejandro BLANCO** Possui diploma em Engenharia Civil pela Universidad Nueva Esparta, Venezuela. Como estudante e depois como engenheiro, trabalhou para a HARZA Engineering Company International e para a Montgomery Watson Harza Global em vários projetos civis e hidráulicos, incluindo a reabilitação de grandes barragens. Em 2011, ingressou na Carpi, um grupo privado que provê projeto, fornecimento e instalação de geomembranas impermeabilizantes em estruturas hidráulicas. Ele foi Gerente de Projetos em grandes projetos da Carpi ao redor do mundo e atualmente é Gerente Geral da Iberoamérica.
	**Bruno NEVES** Possui bacharelado em engenharia civil pela Universidade da Marília, especialização em Segurança de Barragens pela UFBA e Mestrado em Engenharia Civil pela PUC-Rio. Sua carreira se concentra em projetos alta complexidade, incluindo barragens, túneis, canais e usinas de energia. Presta serviços especializados de consultoria em engenharia e representa a Carpi no Brasil e no Cone Sul, conectando soluções globais de estanqueidade à segurança e desempenho de ativos para infraestrutura.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.1
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

USINAS REVERSÍVEIS: A BATERIA RENOVÁVEL DA TRANSIÇÃO ENERGÉTICA

Fernando WENTE CAVALCANTI
Gerente de Vendas - Andritz Hydro

Lucas BASSO PÁTARO
Gerente de Propostas - Andritz Hydro

Sérgio GOMES
Diretor de Vendas e Marketing - Andritz Hydro

RESUMO

As usinas hidrelétricas reversíveis, também denominadas "Sistemas de Armazenamento por Bombeamento" ou "Sistemas de Armazenamento Hidráulico - SAH", representam a tecnologia de armazenamento de energia em larga escala mais consolidada em operação no mundo, desempenhando papel análogo ao de uma "bateria de água" nos sistemas elétricos. Seu princípio de funcionamento baseia-se no armazenamento de excedentes de energia elétrica sob a forma de energia potencial gravitacional, por meio do bombeamento de água entre reservatórios em diferentes níveis, permitindo a posterior restituição dessa energia ao sistema em períodos de maior demanda. No contexto da transição energética, caracterizado pela crescente participação de fontes renováveis intermitentes e não despacháveis, como a eólica e a solar fotovoltaica, essas usinas assumem papel estratégico ao mitigar a variabilidade da geração, ampliar a flexibilidade operativa e contribuir para o equilíbrio entre oferta e consumo. Além disso, as usinas reversíveis prestam serviços sistêmicos essenciais, como controle de frequência, reserva de potência e resposta rápida a contingências, fortalecendo a estabilidade e a confiabilidade dos sistemas elétricos. Sua longa vida útil, elevada confiabilidade e capacidade de armazenamento de longa duração reforçam sua relevância como infraestrutura estruturante para a sustentabilidade das matrizes energéticas e para a viabilização de sistemas elétricos com alta penetração de fontes renováveis.

ABSTRACT

Pumped storage hydropower plants, also referred to as "pumped storage energy systems" or " Hydraulic Storage Systems - SAH", represent the most established large-scale energy storage technology currently in operation worldwide, playing a role analogous to that of a "water battery" within power systems. Their operating principle is based on storing surplus electrical energy in the form of gravitational

potential energy through the pumping of water between reservoirs at different elevations, enabling the subsequent release of this energy back into the system during periods of higher demand. In the context of the energy transition, characterized by the increasing participation of intermittent renewable sources and non-dispatching sources such as wind and solar photovoltaics, these plants assume a strategic role in mitigating generation variability, enhancing operational flexibility, and contributing to the balance between supply and demand. In addition, pumped storage plants provide essential system services, including frequency control, capacity reserves, and rapid response to contingencies, thereby strengthening the stability and reliability of power systems. Their long operational lifetime, high reliability, and capability for long-duration energy storage further reinforce their relevance as key infrastructure for the sustainability of energy matrices and for enabling electricity grids with high penetration of renewable sources.

.

1. INTRODUÇÃO

A transição energética constitui um dos principais desafios técnicos, econômicos e ambientais enfrentados pelos sistemas elétricos contemporâneos. Em escala global, observa-se uma reconfiguração progressiva das matrizes energéticas, impulsionada pela necessidade e por compromissos de redução das emissões de gases de efeito estufa, pela redução da dependência de combustíveis fósseis e pela crescente incorporação de fontes renováveis de baixo carbono.

Entretanto, a expansão acelerada de fontes renováveis intermitentes não despacháveis — em especial a eólica e a solar fotovoltaica — impõe desafios relevantes à operação dos sistemas elétricos, uma vez que sua produção está condicionada à variabilidade climática e não necessariamente correlacionada aos perfis de consumo. Com isso, a elevada participação de geração não despachável impõe novos requisitos operativos, demandando maior flexibilidade do sistema, capacidade de resposta rápida a contingências e soluções de armazenamento de energia capazes de equilibrar oferta e demanda em diferentes horizontes temporais. Vale ressaltar que, em sistemas elétricos com elevada participação de fontes renováveis variáveis, observa-se a ocorrência de "*curtailment*", decorrente da incapacidade de absorção dos excedentes de geração.

Nesse contexto, as usinas hidrelétricas reversíveis, também conhecidas como sistemas de armazenamento por bombeamento (*pumped storage*), destacam-se como uma das alternativas tecnicamente mais consolidadas para atender a essas demandas. Ao operarem de forma análoga a uma grande “bateria de água”, essas usinas permitem o armazenamento de excedentes de energia elétrica sob a forma de energia potencial gravitacional, viabilizando sua restituição ao sistema nos períodos de maior necessidade, além de contribuírem para a segurança operativa por meio de serviços sistêmicos, como reserva de potência e resposta rápida.

Do ponto de vista histórico, as usinas reversíveis não constituem uma tecnologia recente. Um marco no desenvolvimento desses sistemas foi o *Pumpspeicherkraftwerk Niederwartha*, na Alemanha (1927–1930), reconhecido como um dos primeiros empreendimentos de grande porte a aplicar armazenamento por bombeamento em escala comercial. A tecnológica de fabricantes pioneiros, como a Escher Wyss & Cie. que participou deste fornecimento, integra-se hoje à ANDRITZ Hydropower.

Da mesma forma como em outros países, a transição energética também é observada no Brasil. A matriz elétrica brasileira vem passando por significativa diversificação, com aumento da participação de eólica e solar ao longo das últimas décadas, reforçando a necessidade de soluções de flexibilidade e armazenamento no Sistema Interligado Nacional (SIN).

2. USINAS REVERSÍVEIS – ASPECTOS GERAIS

2.1 Princípios de funcionamento das usinas hidrelétricas reversíveis

As usinas hidrelétricas reversíveis (UHR) baseiam-se no armazenamento de energia elétrica sob a forma de energia potencial gravitacional. Seu funcionamento pressupõe a existência de dois reservatórios em diferentes cotas altimétricas, interligados por um circuito hidráulico que permite o escoamento controlado de água entre os níveis superior e inferior.

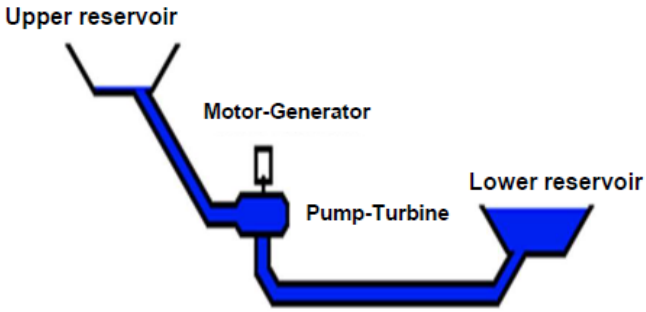


Figura 1 – Representação geral de uma usina reversível

Fonte: Andritz Hydro

O ciclo operacional de uma UHR compreende dois modos principais: bombeamento e geração. No modo de bombeamento, a energia excedente do *grid* é utilizada para acionar os conjuntos motor-bomba, elevando a água ao reservatório superior. No modo de geração, o escoamento ocorre no sentido inverso, acionando turbinas hidráulicas acopladas a geradores. Em síntese, no modo de bombeamento, a energia excedente do sistema é utilizada para elevar a água ao reservatório superior, enquanto no modo de geração essa água retorna ao reservatório inferior, convertendo a energia potencial armazenada novamente em energia elétrica.

A eficiência global do ciclo completo (*round-trip efficiency*) resulta da composição dos rendimentos das máquinas hidráulicas, do motor-gerador e dos sistemas auxiliares. Do ponto de vista sistêmico, mesmo sendo consumidora líquida de energia ao longo do ciclo, a UHR agrega valor por deslocar energia no tempo e prover flexibilidade operativa.

Observa-se ainda a evolução para configurações integradas a fontes renováveis intermitentes, nas quais o bombeamento pode ser coordenado com a disponibilidade local de geração solar e eólica, ampliando o aproveitamento de excedentes renováveis e elevando a previsibilidade do suprimento.

2.2 Arranjos Técnicos e configurações de projeto

Os arranjos técnicos das UHR variam conforme condições topográficas, hidrológicas e objetivos operativos. No contexto brasileiro, destaca-se a classificação por circuitos semiabertos e fechados, bem como a crescente relevância de arranjos híbridos e de diferentes configurações eletromecânicas.

2.2.1 Arranjos hidráulicos: circuitos semiabertos e circuitos fechados

Nos circuitos semiabertos, ao menos um dos reservatórios mantém conexão direta com um rio, lago ou reservatório existente, havendo troca parcial de água com o meio

ambiente. Esse arranjo favorece o aproveitamento de infraestruturas existentes, porém pode impor restrições associadas ao regime hidrológico.

Os circuitos fechados caracterizam-se pela utilização de dois reservatórios isolados do escoamento contínuo de cursos d'água naturais, entre os quais a água é predominantemente recirculada. Na maioria dos casos, esses reservatórios são estruturas artificialmente construídas; contudo, dependendo das condições locais, é tecnicamente possível empregar reservatórios existentes, desde que não haja troca hidráulica permanente com rios ativos.

A escolha entre circuitos semiabertos e fechados depende das condições locais, dos objetivos operativos e das restrições socioambientais, sendo os circuitos fechados particularmente atrativos por ampliarem alternativas locacionais e reduzirem interferências hidrológicas diretas.

2.2.2 Arranjos híbridos e integração com fontes renováveis

A evolução recente das UHR incorpora arranjos híbridos, caracterizados pela integração funcional entre o armazenamento por bombeamento e fontes renováveis intermitentes, especialmente solar fotovoltaica e eólica. Nesses arranjos, excedentes de geração são direcionados ao bombeamento, com restituição posterior por geração hidráulica em períodos de maior necessidade. Os projetos híbridos têm por objetivo integrar diferentes fontes de geração, aumentando a confiabilidade do fornecimento e contribuindo para a entrega de energia com maior grau de confiabilidade energética ao sistema.

Um exemplo emblemático dessa abordagem, além do projeto de Pinnapuram citado na introdução, é o projeto de Gandhi Sagar, na Índia, associado a uma usina reversível de grande porte concebida para prover armazenamento energético e flexibilidade operativa em sistemas com elevada participação de renováveis.

Do ponto de vista do planejamento, arranjos híbridos reforçam o papel das UHR como infraestrutura estratégica de armazenamento, capaz de operar de forma análoga a uma bateria de grande escala para a geração proveniente de fontes intermitentes.

2.2.3 Configurações eletromecânicas e implicações no arranjo do projeto

As configurações eletromecânicas das usinas hidrelétricas reversíveis podem ser classificadas, de forma geral, em dois grandes grupos, definidos pela característica da rotação dos conjuntos geradores em relação à rede elétrica: usinas de rotação fixa e usinas de rotação variável. Essa distinção está diretamente associada à tecnologia adotada no motor-gerador e influência de maneira significativa a flexibilidade operacional, o desempenho dinâmico e o valor sistêmico do empreendimento.

Nas usinas de rotação fixa, os conjuntos operam rigidamente sincronizados com a frequência do sistema elétrico, implicando uma velocidade de rotação constante ao longo da operação. Essa configuração emprega, tipicamente, geradores síncronos diretamente conectados à rede, sendo considerada a solução mais tradicional e amplamente difundida em projetos de armazenamento por bombeamento. Dentro

desse grupo, distinguem-se duas configurações principais: os conjuntos binários e os conjuntos ternários.

Nos conjuntos binários, utiliza-se uma única máquina hidráulica reversível — geralmente uma turbina-bomba tipo Francis — acoplada a um motor-gerador síncrono. Nessa concepção, a mesma máquina desempenha as funções de bombeamento e geração, resultando em um arranjo mais compacto e com menor complexidade mecânica. Em função dessa simplicidade relativa, os conjuntos binários apresentam elevada robustez, ampla maturidade tecnológica e menor custo de implantação. Entretanto, essa configuração impõe algumas limitações operacionais, sobretudo relacionadas à necessidade de interrupção para reversão de modo entre bombeamento e geração, além da operação em faixas discretas de potência no modo de bombeamento, o que reduz sua capacidade de modulação.

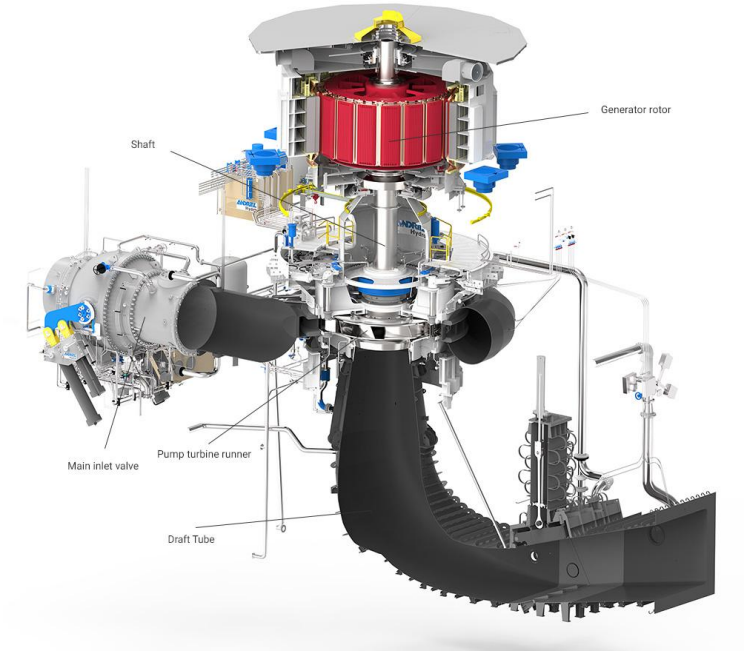


Figura 2 – Representação típica de um conjunto binário

Fonte: Andritz Hydro

Por sua vez, os conjuntos ternários são compostos por três equipamentos principais — uma turbina hidráulica, uma bomba e um motor-gerador — acoplados por um eixo comum. Nessa configuração, as máquinas de geração e bombeamento operam de forma independente, o que permite maior flexibilidade operacional. Essa característica possibilita transições mais rápidas entre os regimes de operação, além da possibilidade de operação simultânea de bomba e turbina, em um modo conhecido como *hydraulic short-circuit*, que permite controle mais fino da potência absorvida ou fornecida ao sistema. Em contrapartida, os conjuntos ternários apresentam maior complexidade construtiva, maior custo de investimento e maior exigência de espaço físico na casa de força.

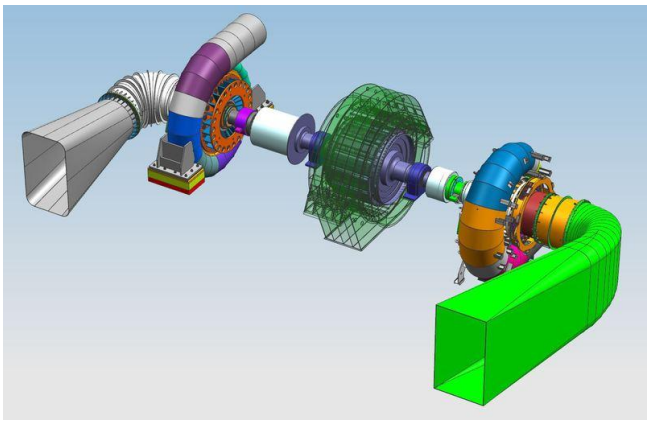


Figura 3 – Exemplo de arranjo ternário

Fonte: Andritz Hydro

Em contraste com os sistemas de rotação fixa, as usinas de rotação variável permitem o desacoplamento entre a velocidade de rotação do conjunto eletromecânico e a frequência da rede elétrica, por meio da utilização de sistemas de conversão eletrônica de potência. Essa tecnologia possibilita a variação da velocidade de operação da máquina, resultando em ganhos significativos de flexibilidade operacional. Em particular, a rotação variável permite a modulação contínua da potência no modo de bombeamento, o que representa uma vantagem importante em sistemas com elevada penetração de fontes renováveis intermitentes, como eólica e solar fotovoltaica.

A adoção de rotação variável também contribui para o aumento da eficiência do sistema em diferentes condições hidráulicas, além de melhorar a resposta dinâmica da usina frente a variações de carga e exigências do operador do sistema. Nesse contexto, tecnologias como geradores assíncronos duplamente alimentados ou sistemas baseados em conversores de frequência completos têm sido progressivamente incorporadas a projetos mais modernos. Como contrapartida, tais soluções implicam maior complexidade elétrica, maior custo inicial e maior dependência de sistemas de controle e proteção mais sofisticados.

A escolha entre essas diferentes configurações possui implicações diretas no projeto e no desempenho sistêmico da usina. Essa decisão impacta aspectos como a flexibilidade operacional, a capacidade de resposta a variações de carga, a participação em mercados de serviços ancilares e, de forma mais ampla, o valor econômico da usina ao longo de sua vida útil. Em particular, configurações mais flexíveis tendem a apresentar maior capacidade de captura de receitas associadas à prestação de serviços ao sistema elétrico, aspecto que se torna ainda mais relevante quando analisado sob a ótica de métricas como o VALCOE (*value-adjusted LCOE*), que será melhor descrito no capítulo 4.

		Fixed speed		Variable speed	
	worse medium almost best best	Reverisble Pump Turbine	Ternary unit	DFIM (doubly fed induction MG, asynchronous)	FSC (salient pole MG with a full size converter)
	system efficiency		T:  P: 	T:  P: 	T:  P: 
	control range (Power +/- 100% output)				
	mode change times				
Grid stability	reaction time on failure (frequency changes)				
Grid stability	power factor adoption (voltage changes in the grid)				
Grid stability	synchronous condenser mode	rotating hydraulic machine	rotating hydraulic machine	rotating hydraulic machine	in standstill
	space requirements (Volume)	100%	150%-200%	115%-125%	125% - 150%
	world wide references	>300	only a few	>10	less
	costs of the E&M equipment	$	$$$	$$	$$$

Figura 4: Quadro Comparativo das diferentes tecnologias

Fonte: Andritz Hydro

Observa-se, nesse sentido, uma necessidade do sistema de se obter um aumento da flexibilidade operacional, com maior adoção de soluções de rotação variável quando viáveis, e configurações capazes de responder de forma mais eficiente às demandas de sistemas elétricos em transformação. Isso reflete uma mudança estrutural no papel das usinas hidrelétricas reversíveis, que deixam de ser apenas ativos de armazenamento de energia e passam a atuar como elementos centrais na provisão de flexibilidade, estabilidade e segurança operacional em sistemas com elevada participação de fontes renováveis.

2.3 Serviços prestados ao sistema elétrico pelas usinas hidrelétricas reversíveis

As UHR oferecem um conjunto abrangente de serviços ao sistema elétrico. Em sistemas com elevada participação de fontes renováveis intermitentes, esses serviços tornam-se estratégicos para confiabilidade, estabilidade e eficiência operativa.

Entre os serviços destacam-se: regulação de frequência, provisão de reserva de potência, suporte às rampas de carga, controle de tensão e fornecimento de potência reativa, além da capacidade de partida em black start para recomposição do sistema após grandes perturbações.

Em conjunto, esses atributos evidenciam que as UHR operam como baterias de grande escala integradas ao sistema elétrico, capazes de armazenar energia e fornecer suporte dinâmico essencial à operação segura do sistema.

2.3 Comparação entre usinas hidrelétricas reversíveis e baterias eletroquímicas

A crescente necessidade de armazenamento impulsionou tanto as UHR quanto as baterias eletroquímicas. Embora ambas armazenem energia elétrica e a restituam ao

sistema, possuem características técnicas e sistêmicas distintas, resultando em aplicações complementares.

As UHR destacam-se pelo armazenamento em larga escala e longa duração, podendo ser dimensionadas de horas até dias e mesmo meses, conforme objetivos operativos. Por outro lado, as baterias tendem a atender aplicações de curta duração com elevada flexibilidade locacional.

No que se refere à prestação de serviços ao sistema elétrico, as UHR oferecem vantagens adicionais associadas a máquinas síncronas (potência reativa, suporte de tensão) e capacidade de partida em *black start*. Assim, as tecnologias devem ser vistas como complementares no portfólio de flexibilidade do sistema.

3. CONTEXTO BRASILEIRO

O sistema elétrico brasileiro apresenta características singulares, historicamente baseadas na predominância hidrelétrica e na operação integrada do Sistema Interligado Nacional (SIN). Nas últimas décadas, a expansão significativa das fontes eólica e solar alterou o perfil de geração, introduzindo maior variabilidade e elevando a necessidade de recursos estruturais de flexibilidade.

Nesse contexto, as usinas hidrelétricas reversíveis (UHR) emergem como solução tecnicamente consistente para recompor a flexibilidade do sistema, permitindo o deslocamento temporal da energia e contribuindo para o equilíbrio entre oferta e demanda.

A recente Resolução CNPE nº 8/2026 estabelece diretrizes para a inserção dos Sistemas de Armazenamento Hidráulico no planejamento e na contratação do setor elétrico brasileiro, reconhecendo explicitamente seu papel na oferta de potência, flexibilidade e serviços sistêmicos. Entre suas contribuições destacam-se o suporte à integração de fontes renováveis variáveis, o aumento da resiliência operativa do sistema e a ampliação da segurança e confiabilidade do SIN.

Nesse cenário, as UHRs passam a assumir papel estratégico no planejamento energético de médio e longo prazo, especialmente em sistemas com elevada penetração de fontes não controláveis, nos quais a flexibilidade e a capacidade de resposta tornam-se atributos essenciais.

4. ASPECTOS TÉCNICO-ECONÔMICOS E REGULATÓRIOS

4.1 Características de custo e investimento

Do ponto de vista econômico, as UHR/PSH apresentam custos de capital fortemente dependentes das características do local do empreendimento, como: topografia, geologia, acessos, soluções civis e grau de aproveitamento de estruturas existentes. Em termos práticos, os investimentos podem ser expressos em função da capacidade (R$/kW) e da energia armazenável (R$/kWh), sendo a duração nominal (E/P) determinante para o custo específico por unidade de energia.

Em referências técnico-econômicas como o "*Energy Storage Technology and Cost Characterization Report*", valores típicos de CAPEX total para projetos de usinas reversíveis situam-se na faixa de US$ 1.700 a US$ 3.200/kW (estimativa central ~ US$ 2.638/kW). Considerando E/P ≈ 16 h, o custo total típico situa-se em US$ 106 a US$ 200/kWh (estimativa central ~ US$ 165/kWh). Para baterias Li-Ion (E/P ≈ 4 h), os valores típicos situam-se em US$ 1.231 a US$ 1.676/kW (média ~ US$ 1.446/kW, considerando os dados previstos para 2025) e US$ 308 a US$ 419/kWh (média ~ US$ 362/kWh).

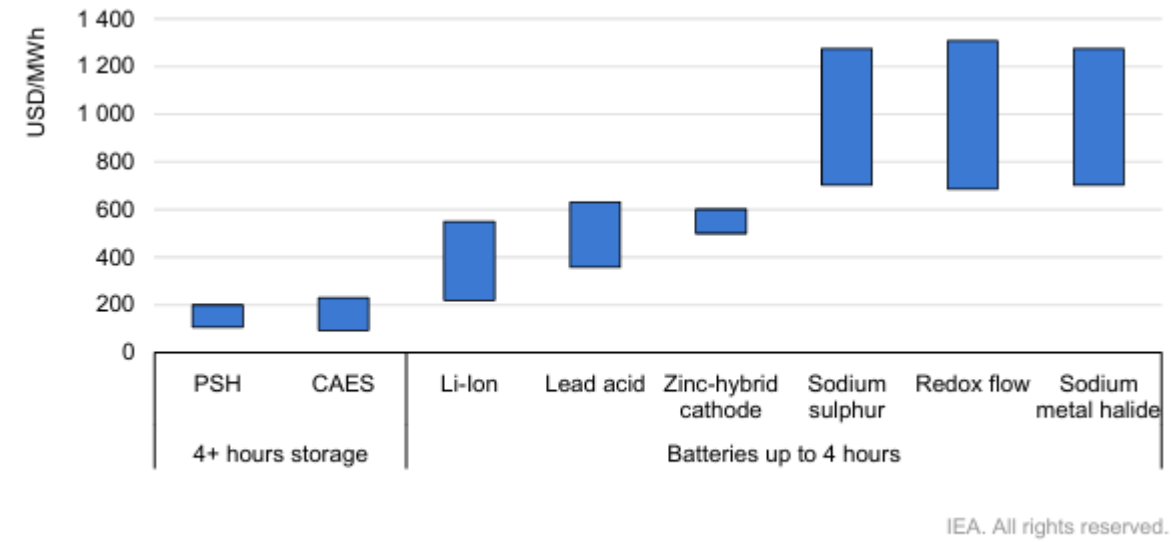
Observação: os valores apresentados devem ser interpretados como ordens de grandeza, dada a dependência das estimativas de custo das condições específicas de cada projeto (sítio, arranjo hidráulico, obras civis, duração E/P e requisitos de conexão/serviços ao sistema).

Em sistemas elétricos de baixa emissão e com elevada participação de fontes renováveis intermitentes, a comparação de fonte exclusivamente por indicadores de custo em nível da usina pode levar a conclusões incompletas. A IEA/OECD-NEA (*International Energy Agency*) destaca que o LCOE (*Levelized Cost of Electricity*) constituí uma métrica de custo da usina/empreendimento, mas que por definição não incorpora os efeitos e custos sistêmicos decorrentes da interação entre tecnologias e das exigências de confiabilidade do sistema elétrico.

Com objetivo de colocar o LCOE em perspectiva de sistema, o relatório "*Projected Costs of Generating Electricity*" destaca o conceito de VALCOE (*value-adjusted LCOE*), que evidencia como a competitividade econômica pode se alterar quando se consideram aspectos associados à integração das diferentes fontes, principalmente no que se remete ao perfil temporal de geração, despacho do sistema e necessidade de recursos de flexibilidade.

Tendo isso em vista, a IEA/OECD-NEA demonstra que o valor sistêmico de renováveis variáveis, como eólica e solar, tende a diminuir à medida que participação de que a referida fonte aumenta, reforçando assim a importância de ativos capazes de prover flexibilidade e armazenamento.

Tecnologias como as usinas hidrelétricas reversíveis, caracterizadas por elevada controlabilidade operativa e capacidade de armazenamento de longa duração assumem papel estratégico ao mitigar custos sistêmicos, de maneira a reduzir o *curtailment*, e sustentar o valor econômico da energia renovável.



Notes: PSH = pumped-storage hydropower. CAES = compressed-air energy storage. Costs for relevant technologies are for one cycle per day.

Figura 5 - Comparação do USD/MWh entre as diferentes fontes

Fonte: Hydropower Special Market Report

Como pode ser observado, a consideração de métricas ajustadas ao valor sistêmico altera de forma significativa a comparação entre as fontes de geração. Sendo assim, a posição relativa das fontes varia quando incorporadas as condições reais de operação do sistema.

Observa-se que fontes despacháveis e com maior contribuição à flexibilidade como hidrelétricas com reservatórios e sistemas de armazenamento por bombeamento tendem a apresentar melhor desempenho relativo quando avaliadas sob a ótica do valor econômico efetivo ao sistema, em contraste com fontes intermitentes, cujo valor pode ser reduzir em cenários de alta penetração.

Essa evidência reforça que a avaliação econômica das usinas hidrelétricas reversíveis deve transcender métricas baseadas exclusivamente em custos direto, incorporando o papel funcional dessas usinas na operação do sistema elétrico.

4.2 Formas de remuneração ao redor do mundo

A viabilidade econômica das UHR depende dos mecanismos de remuneração disponíveis. Em mercados mais maduros, a remuneração de ativos de armazenamento e flexibilidade ocorre por meio de estruturas que refletem energia, potência e serviços ao sistema.

Entre as principais formas de remuneração observadas incluem-se: mercados de energia ("arbitragem"), mercados de capacidade (disponibilidade de potência), mercados de serviços ancilares (regulação de frequência, reservas, controle de tensão) e mecanismos de confiabilidade. A participação simultânea em múltiplos produtos tende a maximizar a receita.

A perspectiva do VALCOE reforça que o valor econômico efetivo depende da contribuição sistêmica. Assim, ativos de armazenamento ganham relevância em sistemas com alta penetração renovável, ao reduzir custos sistêmicos e preservar o valor da geração.

4.2 Desafios regulatórios no contexto brasileiro e perspectivas futuras

No Brasil, o arcabouço regulatório foi historicamente estruturado para geração, transmissão e distribuição, ainda incorporando de forma limitada o armazenamento. Persistem desafios como enquadramento regulatório das UHR, tratamento da energia consumida no bombeamento, incidência de encargos e ausência de mercados de serviços ancilares plenamente estruturados.

A evolução regulatória é condição necessária para viabilizar investimentos, de modo a reconhecer explicitamente o valor de flexibilidade e serviços ao sistema elétrico.

Além disso, a transformação estrutural do setor elétrico reforça a demanda por soluções de flexibilidade e armazenamento. As UHR tendem a ganhar importância como elemento estruturante para integração de renováveis, segurança operativa e otimização econômica.

No Brasil, o desenvolvimento das UHR dependerá da convergência entre evolução regulatória, planejamento energético estruturado e condições adequadas de financiamento. Métricas baseadas em valor sistêmico (VALCOE) são relevantes para capturar benefícios indiretos e orientar decisões de expansão.

Sendo assim, as UHR consolidam-se como solução completa para os desafios da transição energética, combinando armazenamento de longa duração, confiabilidade e capacidade de prestação de serviços ao sistema elétrico.

5. CONCLUSÕES

As usinas hidrelétricas reversíveis consolidam-se como uma das soluções mais completas e maduras para armazenamento de energia em larga escala, combinando elevada capacidade de armazenamento, longa vida útil e ampla gama de serviços ao sistema elétrico.

Mais do que ativos de armazenamento, essas usinas configuram-se como infraestrutura crítica para sistemas elétricos com alta penetração de fontes renováveis variáveis, desempenhando papel fundamental na provisão de flexibilidade, estabilidade e segurança operativa.

A viabilidade econômica desses empreendimentos depende da implementação de mecanismos de remuneração que reconheçam explicitamente seu valor sistêmico, incluindo a prestação de serviços ancilares, a disponibilidade de potência e a contribuição à flexibilidade do sistema.

No contexto brasileiro, a evolução regulatória recente, com destaque para a Resolução CNPE nº 8/2026, estabelece bases relevantes para sua inserção, ao

reconhecer formalmente os atributos operativos dos sistemas de armazenamento hidráulico e sinalizar a necessidade de instrumentos de contratação adequados.

Dessa forma, a consolidação das usinas reversíveis no Brasil dependerá da convergência entre planejamento energético estruturado, evolução regulatória e mecanismos de remuneração que garantam previsibilidade de receitas, viabilizando investimentos de longo prazo alinhados aos desafios da transição energética.

6. PALAVRAS-CHAVE

Reversíveis, Armazenamento, Renováveis, Bateria, Bombeamento

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MONGIRD, K. et al. (2019) – “Energy Storage Technology and Cost Characterization Report”, U.S. Department of Energy.

INTERNATIONAL FORUM ON PUMPED STORAGE HYDROPOWER (IFPSH) (2021) – “Pumped Storage Hydropower Capabilities and Costs”, International Hydropower Association / U.S. DOE.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA); OECD NUCLEAR ENERGY AGENCY (NEA) (2020) – “Projected Costs of Generating Electricity 2020”, Paris.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA) (2021) – “Hydropower Special Market Report: Analysis and forecast to 2030”, Paris

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE) (2025) – “Balanço Energético Nacional 2025: Ano base 2024 (Relatório Síntese e Séries Históricas)”, Rio de Janeiro

ANDRITZ HYDRO. History (2026) – ANDRITZ Hydro. Disponível em: https://www.andritz.com/hydro-en/about-andritz-hydro/history

ANDRITZ. (2020) – “Newsroom: ANDRITZ to supply electro-mechanical equipment for the 1,200-MW Pinnapuram pumped storage plant. 2020.” Disponível em: https://www.andritz.com/newsroom-en/hydro/2020-10-05-pinnapuram-hydro

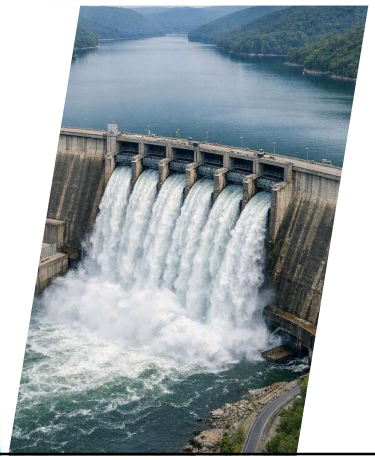
U.S. DEPARTMENT OF ENERGY (2024) – “Pumped Storage Hydropower”. Disponível em: https://www.energy.gov/cmei/water/pumped-storage-hydropower

	**Fernando WENTE CAVALCANTI** Responsável pelas vendas de projetos e produtos de Automação da Andritz – reguladores de tensão e velocidade, sincronismo, proteção e controle e supervisão, além de auxiliares elétricos - para Usinas Hidrelétricas e para Compensadores Síncronos de Subestações do Brasil e da América Latina. Engenheiro Eletricista pela Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" - UNESP.
	**Lucas BASSO PÁTARO** Profissional responsável pela Gestão de Propostas na Andritz Hydro Brasil, atuando no setor de geração e transmissão de energia. Engenheiro Mecânico pela USP, com pós-graduação no curso "*Certificate in Business Administration*" pelo Insper. Ao longo de sua carreira, acumulou experiência na elaboração, coordenação e gestão de propostas técnicas e comerciais de diferentes níveis de complexidade.
	**Sérgio GOMES** Profissional com mais de 40 anos no setor de energia, com ampla experiência em engenharia aplicada a usinas hidrelétricas. Atua em modernização, repotenciação e novos projetos, com domínio em especificações, integração de sistemas e análise técnico-comercial. Especialista em avaliação de ativos, riscos e soluções para aumento de desempenho e vida útil, com foco em otimização de custos e viabilidade de projetos.

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

SEMANA DE BARRAGENS 2026 · DAMSWEEK

Belém-PA | 21 de Setembro de 2026



RELATO DO

TEMA MR.2

Estudos Hidrológicos e Hidráulicos Aplicados à Modernização, Ampliação e Reversibilidade de Usinas Hidrelétricas e Barragens

Diego Baptista e Anaximandro Muller

Relator | CBDB — Comitê Brasileiro de Barragens

Nova Engevix | Setembro 2026

MODERNIZAÇÃO | AMPLIAÇÃO | REVERSIBILIDADE

O QUE VEREMOS NESTA APRESENTAÇÃO

1. **Por que Agora? A Urgência da Modernização, Ampliação e Reversibilidade**
   Envelhecimento do parque, PDE 2035 (EPE), LRCAP 2026, marco regulatório 2026
2. **Os Três Eixos com Foco nos Aspectos Hidrológicos e Hidráulicos**
   Modernização (inc. vertedouros), Ampliação (CF nova vs CF existente), Reversibilidade (UHRs)
3. **Highlights dos Artigos Submetidos ao MR.2**
   Piraqué-Açu (ES): modernização e vertedouro | UHR Sapucaí-Itajubá (MG): H&H de ciclo fechado

ONDE O MR.2 SE ENQUADRA

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

O TEMA MR.2 — DAMSWEEK 2026

MR.1

Aspectos Gerais das Usinas Reversíveis (UHRs / PSH)

Abrangência RESTRITA — apenas Usinas Reversíveis (UHRs)

Conteúdo AMPLO — qualquer aspecto das UHRs: mercado, eletromecânica, regulação, financiamento, leilões.

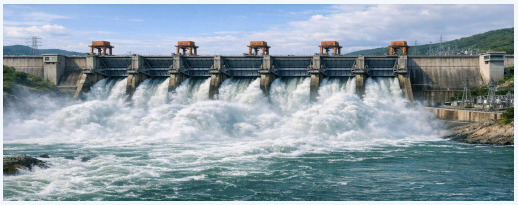


MR.2

Aspectos Hidrológicos e Hidráulicos do MRR

Abrangência AMPLA — Modernização + Ampliação + Reversibilidade

Conteúdo RESTRITO — apenas H&H: hidrologia de projeto, hidráulica estrutural, transientes, sedimentação, modelagem.



POR QUE AGORA? — A URGÊNCIA DA AGENDA MRR NO BRASIL

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

TRÊS FORÇAS QUE TORNAM MODERNIZAÇÃO, AMPLIAÇÃO/REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE INADIÁVEIS

PARQUE ENVELHECENDO

Capacidade de UHEs por época de entrada (SIN: ~110 GW)

1950–1970 (Furnas, Três Marias...)

~11 GW

1970–1995 (Itaipu, Tucuruí, Ilha Solteira...)

~56 GW

1995–2010 (Xingó, Machadinho...)

~22 GW

2010–2025 (Belo Monte, Jirau, S. Antônio...)

~21 GW

Mais de 60% da capacidade das UHEs foi instalada HÁ MAIS DE 30 ANOS. (Soma de ~67 GW comissionados antes de 1996 demandando repotenciação e modernização tecnológica).

POTENCIAL ECONÔMICO (EPE)

Estudos de Planejamento da Expansão e Segurança do SIN

18,2 GW
potencial técnico total mapeado no parque existente (EPE 2024): sendo ~11 GW em repotenciação + 7,2 GW em poços vazios.

2,8 GW
programados no decênio (PDE 2035) exclusivamente via repotenciação de UHEs existentes (vs. apenas 768 MW em novas usinas).

> 40 GW
déficit total de potência do SIN até 2035 (EPE/ONS): requisito decenal para cobrir a rampa solar vespertina e aposentadoria de térmicas.

Oportunidade MRR: o potencial de UHEs (18,2 GW) e reversíveis tem escala para suprir quase todo o déficit remanescente (>20 GW) com potência limpa.

SINAL DO MERCADO 2026

Contratação de Potência, Regulação e Armazenamento

R$ 64 bi
LRCAP 2026 — volume econômico estimado para reserva de capacidade e remuneração de flexibilidade/potência de ponta.

19 GW
capacidade contratada no leilão recente (majoritariamente térmica fóssil) — restando mais de 20 GW a licitar nos próximos certames.

5 proj.
UHEs com ampliação viabilizada/contratada (destaque para Segredo e Foz do Areia agregando +2 GW e R$ 5 bi pela Copel).

Próximos passos: novos LRCAPs anuais, leilão de Baterias (BESS), diretrizes de UHRs pelo CNPE e Resoluções ANEEL 1.161/1.162.

01



MODERNIZAÇÃO

Recuperação da eficiência e extensão da vida útil

Inclui: revisão hidrológica, hidráulica de máquinas, transientes, sedimentação e modernização de vertedouros.

MODERNIZAÇÃO DE UHEs — O QUE É E ONDE ACONTECE NO BRASIL

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

Substituição ou reabilitação de componentes eletromecânicos (turbinas, geradores, reguladores) e obras civis para RECUPERAR a capacidade original, elevar a confiabilidade e AUMENTAR a eficiência operativa, sem necessidade de nova outorga/concessão.

2.806 MW
PDE 2035 — expansão decenal via modernização/repotenciação

~11 GW
potencial em UHEs existentes (EPE 2024) — repotenciação e modernização (exclui poços vazios)

50+ anos
tempo de operação dos ativos pioneiros (vida útil de projeto: 30–40 anos)

EXEMPLOS BRASILEIROS EM DESTAQUE

UHE ITAIPU | 14.000 MW — 20 unidades

Plano de Atualização Tecnológica (PAT — US$ 649 mi): parada da 1ª unidade geradora prevista para início de 2027 (~1 a 2 und./ano). Sistemas de supervisão e controle (SCADA/SPCS) já modernizados. Maior programa de modernização em andamento no hemisfério.

UHE PARIGOT DE SOUZA (COPEL) | XX MW —

Modernização integral da maior usina subterrânea do Sul (4 unidades Pelton). O portfólio de modernização da Copel inclui ainda as hidrelétricas do Rio Iguaçu: UHE Foz do Areia (+860 MW ampliação), UHE Segredo (+1.260 MW ampliação) e UHE Salto Caxias

UHE TUCURUÍ (AXIA) | 8.535 MW — R$ 1,5 bi

Contrato de R$ 1,5 bi para modernização de 25 unidades (até 2029). Maior contrato de modernização da história do setor elétrico brasileiro.

AXIA — PORTFOLIO MODZ. | Portfólio consolidado

R$ 8,3 bi em investimentos de modernização (2024–2030): maior programa corporativo do setor hidrelétrico no país, incluindo grandes intervenções em Apolônio Sales, Marimbondo, Funil, Mascarenhas de Moraes, Sobradinho e Paulo Afonso.

ASPECTOS Hidráulica e Hidrologia - MODERNIZAÇÃO

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

*A modernização exige **REVISÃO COMPLETA** dos parâmetros hidrológicos e hidráulicos originais — definidos décadas atrás.*

Revisão Hidrológica

Séries históricas +90 anos, detecção de não-estacionariedade, recálculo da PMF e da cheia de projeto (Q1.000-10.000 anos / CMP).

Estruturas de descarga de cheias

A capacidade de descarga de Vertedouros e outras estruturas deve ser reavaliadas em função de novos dados de vazão, riscos associados às mudanças climáticas, que podem inclusive tornar os dados históricos defasados em função de não-estacionaridade ou novas condições atmosféricas

Sedimentação e Assoreamento

Redução do volume útil, alteração da curva-chave jusante e da curva CAV do reservatório. Dragagem, bypass de sedimentos ou adaptação das tomadas d'água.

Eficiência Hidráulica das Máquinas

Novos runners 3D recuperam 3-8% de eficiência. Análise CFD do tubo de sucção e da caixa espiral. Operação no best efficiency point (BEP) e ampliação da faixa de operação.

Disponibilidade Hídrica

Mudanças de regime pluviométrico afetam a garantia física. Mudanças climáticas podem reduzir a disponibilidade hídrica no Norte/Nordeste do país

Níveis de operação

As curvas de descarga naturais dos rios e os níveis de água de segurança dos reservatórios devem ser revistos em função de mudanças morfológicas nos rios ou alterações nas vazões

MODERNIZAÇÃO DE VERTEDOUROS — PONTO DE ATENÇÃO

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

ALERTA: Mudanças climáticas e séries estendidas intensificam cheias extremas em diversas bacias. Vertedouros projetados há décadas podem estar subdimensionados frente aos novos cenários hidrológicos.

POR QUE MODERNIZAR VERTEDOUROS?

Hidrologia não estacionária

Cheias de projeto recalculadas com séries históricas longas (90+ anos) e quebra de estacionariedade superam as descargas de dimensionamento original (com destaque para bacias do Sul do Brasil).

PNSB e ANEEL — obrigação legal

A Lei 12.334/2010 (atualizada pela 14.066/2020) e as resoluções ANEEL/ANA exigem a reavaliação periódica das cheias de projeto via RPSB e atualização contínua do PAE para barramentos de Alto Dano Potencial Associado (DPA).

Erosão e degradação das estruturas

Calhas, dentes dissipadores e bacias de dissipação/ressalto sofrem desgaste severo por abrasão hidrodinâmica, cavitação em alta velocidade e envelhecimento de comportas e vedações.

Ampliar capacidade de armazenamento

Novos vertedouros com comportas fusíveis (*fusegate*) aumentam a capacidade de armazenamento dos reservatórios

ASPECTOS H&H E SOLUÇÕES

PMP e CMP

Cheia Máxima Provável — referência para barragens de alto risco – devem também ser recalculadas

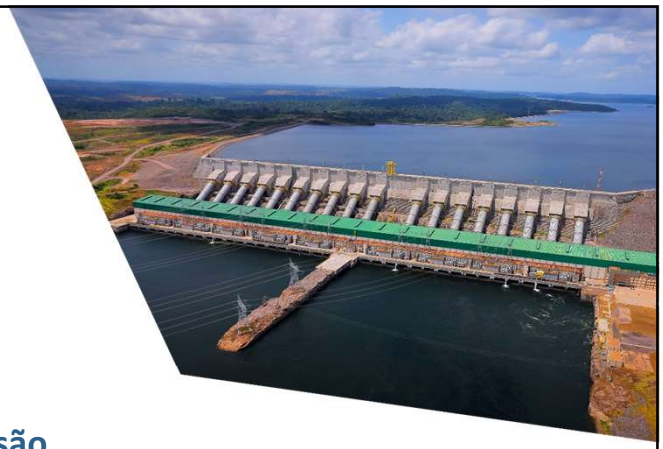
CFD 2d e 3d

Modelagem 2D e 3D na aproximação e restituição de vertedouros

INTERVENÇÕES TÍPICAS

- Adoção de soleiras tipo Labirinto ou Piano Key Weirs (PKW) para aumentar a vazão específica;
- Alargamento da crista ou abertura de vãos adicionais;
- Implantação de comportas fusíveis (fusegates);
- Alteração do perfil Creager para uma solução com mais capacidade de descarga e maior pressão negativa, com respectivo sistema de aeração
- Rebaixamento da crista e aumento da carga

02



AMPLIAÇÃO

Nova capacidade sem nova concessão

Utilização de poços vazios – sucesso LRCAP 2026.

AMPLIAÇÃO — NOVAS CASAS DE FORÇA OU UTILIZAÇÃO DE POÇOS EXISTENTES

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

LRCAP 2026 (18/mar/2026): R$ 64,5 bi — 19 GW contratados — 5 projetos de ampliação hidroelétrica, 2,5 GW no total)

MODALIDADE A — CASA DE FORÇA NOVA

UHE SEGREDO — COPEL (Paraná, rio Iguaçu)

1.260 → 2.526 MW

Nova Casa de Força
Construída ao lado da existente, aproveitando túneis de desvio de 1987. Ótima solução de arranjo hidráulico. Mínima interferência na geração atual.

2 novas turbinas Francis de 633 MW cada
Configuração com 2 unidades geradoras (uma para cada túnel de desvio).

R$ 3,6 bilhões
Investimento para as obras, já iniciadas.

MODALIDADE B — POÇO VAZIO / CF EXISTENTE

UHE FOZ DO AREIA — COPEL (Paraná, rio Iguaçu)

1.676 → 2.536 MW

Poço Vazio
CF existente projetada com espaço reservado para 2 unidades adicionais. Obras civis mínimas: apenas equipamentos eletromecânicos. Menor CAPEX/MW do certame.

2 novas turbinas Francis de 430 MW cada
Obras civis de preparação iniciadas jul/2026. Menor capex por MW adicionado. R$ 1,3 bilhão de investimento.

Revisão H&H obrigatória
Aumento na vazão turbinada máxima altera a curva cota-vazão de jusante (canal de fuga), impacta temporariamente a queda líquida e exige conformidade estrita com as rampas de defluência do Rio Iguaçu.

H&H NA AMPLIAÇÃO — DESAFIOS DIFERENCIADOS POR MODALIDADE

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

Cada modalidade de ampliação impõe desafios hidrológicos e hidráulicos específicos.

COMUNS A AMBAS AS MODALIDADES

Disponibilidade Hídrica

A ampliação não altera a vazão média anual, mas exige garantia de volume útil para sustentar o despacho a plena carga nas horas de ponta e compatibilização contratual (energia na base vs. potência de reserva).

Curva-Colina e BEP

Novas máquinas projetadas para o nível médio do reservatório, não para uma ampla faixa de operação, além de ciclagem severa e rampa rápida.

Vertedouro e Rebaixamento

Verificar novo remanso para a nova vazão turbinada total, e a influência deste na dissipação de energia dos dispositivos de descarga.
Verificação de problemas erosivos por rebaixamento mais rápido do reservatório

Influência na Aproximação e Restituição

Necessário verificar a influência hidráulica da aproximação e da restituição considerando as novas unidades geradoras (CFD) – vórtices, correntes de circulação, erosão, etc.

ESPECÍFICO — CASA DE FORÇA NOVA

- Transientes e perdas de carga em túneis de desvio reaproveitados como adutoras.
- Impacto de escavações nas estruturas existentes.
- Coordenação entre a CF existente e a nova — manobras e carga compartilhada.

ESPECÍFICO — CASA DE FORÇA EXISTENTE (POÇO)

- Verificação dos condutos forçados existentes para suportar as novas unidades sem reabilitação estrutural. Verificação estanqueidade e necessidade de reparos.
- Revisão do controle operativo: a maior capacidade turbinada altera as curvas de restrição (NA mín/máx).

03



REVERSIBILIDADE

Usinas Hidroelétricas Reversíveis (UHRs)

CNPE abr/2026 + ANEEL Res. 1.161/1.162 (jun/2026)

UHRs NO BRASIL — MARCO REGULATÓRIO 2026 E POTENCIAL

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

MAPEAMENTOS DE POTENCIAL E ESTUDOS RECENTES

Inventários da EPE, iniciativas acadêmicas e projetos de P&D estratégico

Semi-Aberto: EPE / MME / GIZ (20+ GW em 40+ Sítios)
Mapeamento focado exclusivamente em circuito semi-aberto: conecta 1 reservatório existente do SIN (inferior) a novos reservatórios superiores em escarpas com grande desnível (ΔH > 200 a 500 m). Menor Capex e proximidade com a rede básica.

Circuito Fechado Puro (Off-River): Atlas Global ANU (>1.000 GW)
Estudo da Australian National University (ANU) identificou mais de 1.000 GW de potencial teórico off-river no relevo brasileiro (Serra do Mar, Mantiqueira e Nordeste), em pares de reservatórios fora de rios contínuos (quedas de 300 a 900 m).

Mapeamento de sítios / EPE chamada de projetos

Diversas consultorias do Brasil (PSR, Nova Engevix) já possuem sistemas próprios baseados em GIS para identificação de potenciais sítios de circuitos fechados. Solução muito interessante para Nordeste para compensar geração renovável intermitente.
Diversos players já possuem usinas mapeadas em seus reservatórios, além de usinas de ciclo fechado mapeadas.

EPE anunciou no última dia 15/09 chamada pública de projetos para formação de carteira para futuro leilão (subsídio MME)

MARCO REGULATÓRIO 2026 E GARGALOS LEGAIS

Avanços do CNPE/ANEEL e as lacunas conceituais ainda não resolvidas

CNPE e ANEEL (Res. Normativas 1.161 e 1.162/2026)
CNPE: autorizou a retomada de estudos de viabilidade e contratação de projetos-piloto de UHRs. ANEEL: RENs 1.161 e 1.162 reconhecem armazenamento por bombeamento como ativo e definem diretrizes de remuneração de flexibilidade.

Lacuna: O Conceito Legal de 'Circuito Fechado' (Off-River)
UHRs em circuito fechado puro operam entre reservatórios sem barramento de cursos d'água naturais (água recirculada com reposição mínima por evaporação). Necessário esclarecer qual seria o grau de influência permitido em cursos d'água naturais

Gargalos Críticos: Outorga ANA, Licenciamento e Bitributação
- ANA: ausência de regime de outorga para uso não-consumtivo fechado.
- Licenciamento: falta rito simplificado ou termos de referência unificados entre os órgaõs
- Tarifas: risco de bitributação impostos federais (ICMS)
- Sinal locacional: haverá? Como foi com BESS?

HIDRÁULICA E HIDROLOGIA EM USINAS REVERSÍVEIS

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

Dimensionamento Vertedouro

Dimensionado pela PMP local sobre os reservatório (+operação); em geral, apenas extravasor de emergência.

Água de Reposição

Evaporação, infiltração e precipitação nos dois reservatórios determinam a perda líquida a ser reposta. Reposição hídrica: outorga, impacto ambiental, tempo de enchimento, captação. Reservatório (principalmente superior) com face impermeável

Seleção de Sítios

Disponibilidade hídrica, queda disponível, comprimento do circuito de geração, entre outros fatores hidráulicos e hidrológicos são fundamentais para escolha dos melhores sítios.

Hidrologia Regional — Descarga Inicial

O enchimento inicial requer captação de um corpo hídrico, drenagens superficiais, ou mesmo poços.

Modelagem de Qualidade da Água

Infiltração /percolação do reservatório superior pelo maciço enseja cuidados adicionais com a qualidade da água. Necessário sistema robusto de drenagem para captação da água de percolação.

Dimensionamento dos Condutos Forçados

300-600 m de extensão, queda de 200-600 m. Cálculo de celeridade e proteção contra golpe de aríete (válvulas de ar, volante, chaminé de equilíbrio).

EXEMPLO ÁGUA DE REPOSIÇÃO - POWERCHINA

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS



1.200 MW | 4 × 300 MW | Queda 453 m | Henan, China

ESTUDO DE CASO · REPOSIÇÃO HÍDRICA

UHR de circuito fechado operada em ciclo diário. A reposição hídrica externa cobre apenas as perdas por evaporação e percolação

▶ **SISTEMA DE DUAS FONTES**

Fonte principal: Reservatório Wuluo — captação local, DN800
Contingência: Reservatório Luhun — transferência interbacias, contrato 2026–2031
Regularização: Reservatório Housihe amortece variações e garante reserva emergencial

▶ **ADUÇÃO PRESSURIZADA EM ESTÁGIOS**

Captação Wuluo → elevatória → adutora principal DN450 PN25 (5,59 km)
Vazão de projeto: 900 m³/h (250l/s); destino: reservatório inferior (ombreira esquerda)
Rede de captação independente para as frentes de construção

Circuito fechado · Duas fontes independentes (contingência)

04



ARTIGOS

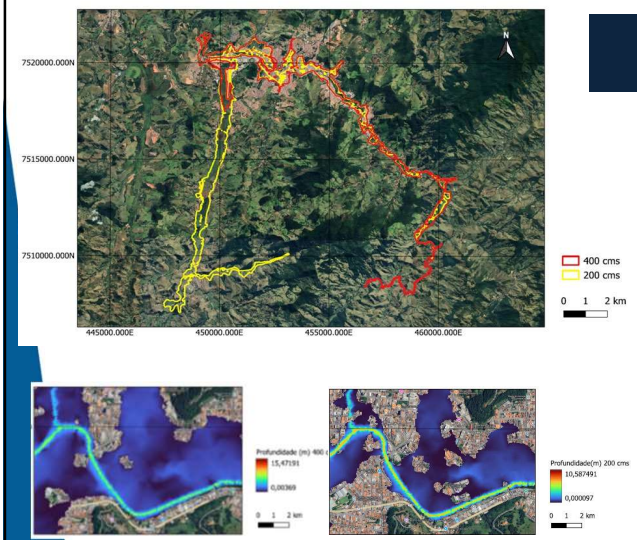
Relatos de Caso Apresentados ao MR.2

A1 UHE Piraqué-Açu (ES) — Modernização, vertedouro labirinto e disponibilidade hídrica

A2 UHR Sapucaí-Itajubá (MG) — Estudo de viabilidade H&H de ciclo fechado + proteção civil

A1 — UHR Pouso Frio como Instrumento de Proteção Civil (Westin et al.)

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS



REVERSIBILIDADE e CONTROLE DE CHEIAS

400 m³/s
Pico de cheia natural no Rio Sapucaí (TR ≈ 18 anos, jan/2000)

200 m³/s
Derivação pela UHR Pouso Frio → reduz pico à metade durante cheias

R$ 121 mi
Dano econômico evitado por único evento extremo (atualizado IPCA 2026)

680 m
Queda bruta disponível — UHR Pouso Frio 1.000 MW · 20 h armazenamento

Modelagem bidimensional RiverFlow2D (~290 mil células, 7,5–25 m)
UHR atua como bacia de detenção dinâmica: deriva 50% da cheia para o ribeirão Piranguçu, a jusante da área urbana de Itajubá

UHR como solução energética + amortecimento de cheia

A2 — Atualização de Curvas CAV em Reservatórios (Faleiros et al.)

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

MODERNIZAÇÃO · TOPOBATIMETRIA · ASSOREAMENTO · SEGURANÇA HIDROLÓGICA DE BARRAGENS

Reservatório A

+63%
diferença na ÁREA inundada na cota mínima normal

+41%
incremento no VOLUME ÚTIL (Cota máx. normal: +30,7%)

Projeto subestimou levantamento batimétrico original

Reservatório B

+17,5%
incremento no volume na cota máxima normal

+3,3%
variação no VOLUME ÚTIL (diferença homogênea em todas as cotas)

Viés altimétrico combinado com expansão lateral

Reservatório C

–2,7%
redução no VOLUME ÚTIL (assoreamento confirmado)

–4,8%
redução na ÁREA inundada na cota máxima maximorum

Assoreamento dominante: perdeu volume útil

Curvas CAV desatualizadas comprometem: dimensionamento de vertedouros · borda livre operacional · PAE · outorgas de uso da 'água

A2 — Atualização de Curvas CAV em Reservatórios (Faleiros et al.)

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

MODERNIZAÇÃO · TOPOBATIMETRIA · ASSOREAMENTO · SEGURANÇA HIDROLÓGICA DE BARRAGENS

Reservatório A	Reservatório B	Reservatório C
+63%	**+17,5%**	**–2,7%**
diferença na ÁREA inundada na cota mínima normal	incremento no volume na cota máxima normal	redução no VOLUME ÚTIL (assoreamento confirmado)
+41%	**+3,3%**	**–4,8%**
incremento no VOLUME ÚTIL (Cota máx. normal: +30,7%)	variação no VOLUME ÚTIL (diferença homogênea em todas as cotas)	redução na ÁREA inundada na cota máxima maximorum
Projeto subestimou levantamento batimétrico original	Viés altimétrico combinado com expansão lateral	Assoreamento dominante: perdeu volume útil

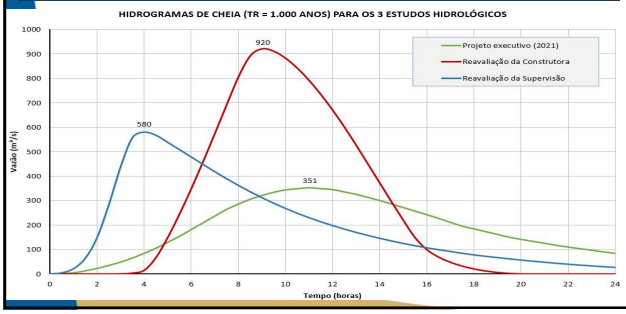
Curvas CAV desatualizadas comprometem: dimensionamento de vertedouros · borda livre operacional · PAE · outorgas de uso da ‘água

A3 — Barragem Piraquê-Açu — Vertedouro Labirinto (Rebuli et al.)

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS



Vista aérea — 4 módulos labirinto concluídos (jun/2026) · Hidrogramas comparativos TR=1.000 anos



MODERNIZAÇÃO – AMPLIAÇÃO ESTRUTURA VERTENTE

351 m³/s	**580 m³/s**
Q TR=1.000 no projeto original (2021)	Q revisado pela supervisão (HEC-HMS, 5 sub-bacias)

▲ 920 m³/s: reavaliação da construtora (IPHS1, CN=68, Tc=6,81 h) — 2,6× o valor de projeto

357,5 m³/s	**717,8 m³/s**
Capacidade original · 3 módulos · H=1,40 m	Capacidade final · 4 módulos · H=1,90 m

Sensibilidade crítica: Tc = 13,22 h (projeto) → 7,45 h (supervisão)
Bacia 188 km² · Menor Tc → chuva mais intensa → pico maior
H/P = 0,63 < 0,9: operação na faixa eficiente do labirinto

Vertedouro labirinto: flexibilidade adaptativa — amplia capacidade sem demolir a estrutura

Evento real set/2025 (84,5 mm/48h, TR ≈ 1,2 ano!) afogou galeria de desvio dimensionada para ~39 m³/s — evidência empírica de subestimação.
Fase de execução como oportunidade de validação das hipóteses de projeto.

A4 — Revisão de Cheias Extremas nas RPSBs (Almeida et. al)

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

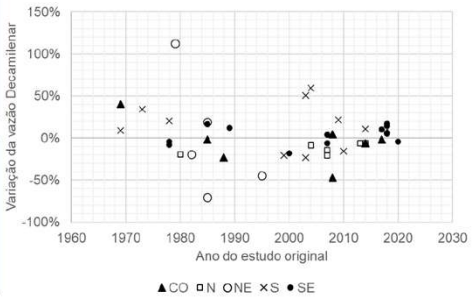
MODERNIZAÇÃO · SEGURANÇA HIDROLÓGICA · RPSB · AMPLIAÇÃO DE VERTEDOUROS

>100
barragens analisadas em RPSBs

70%
das UHEs com variação ≤ 10% na cheia decamilenar (TR=10.000 anos)

18
barragens com ISVC > 1 (variação excede IC 95%): Sul e Sudeste

~30%
dos casos sem registro da vazão original de projeto (>30 anos)



Maiores variações: região Sul (eventos 1983 bacia Paraná / 2024 bacia Uruguai)
~70% das barragens projetadas com Q TR=10.000 anos — mas critério atual (Eletrobrás grandes UHEs) exige CMP → recomendações por mudança de critério, não por aumento real de vazão
Estudo de caso Sul: Δ Q decanilenar +40% — risco incremental de ruptura desprezível (barragem de baixa queda)

Normas baseadas em risco — não apenas determinísticas — são necessárias para RPSBs de barragens existentes

CONSIDERAÇÕES FINAIS — MR.2

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

SÍNTESE DO TEMA MR.2

01 Agenda inadiável
Parque gerador antigo + cheias revisadas + meta climática = MRR é prioridade nacional AGORA.

02 H&H é a base
Revisão série de vazões, cheias, sedimentação, simulações — o ponto de entrada essencial de qualquer projeto MRR.

03 Vertedouros: risco subestimado
Mudanças climáticas tornam a modernização de vertedouros um imperativo de segurança (PNSB) – risco de não estacionaridade de séries históricas

04 CF Nova vs Poço Vazio
Segredo (+100%) e Foz do Areia (+51%) mostram as duas rotas de ampliação, com desafios H&H distintos.

05 UHRs: janela aberta
CNPE abr/2026 + ANEEL 1.161/1.162 + LRCAP + EPE Roadmap = condições regulatórias e de mercado criadas.

OBRIGADO

Diego Baptista Anaximandro Muller

Nova PARTICIPAÇÕES

Relator do Tema MR.2
CBDB Damsweek 2026
Belém, 21/Set/2026

Dúvidas, pergunte.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.2
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

ANÁLISE DAS CURVAS COTA X ÁREA X VOLUME PRIMITIVA E ATUALIZADA DE TRÊS RESERVATÓRIOS DE ÁGUA

Sarah Crivellaro Maciel FALEIROS
Engenheira Geóloga e Mestranda em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental - Engenharia CF

Priscila Maria KIPPER
Engenheira Hídrica e MSc. em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental - Engenharia CF

Felipe Alves de ARAÚJO
Engenheiro Agrimensor e Cartógrafo - Engenharia CF

Gabriel Fonseca FALEIROS
Engenheiro de Controle e Automação - Engenharia CF

Frederico Jales GONÇALVES
Engenheiro Agrimensor e Cartógrafo - Engenharia CF

RESUMO

As curvas Cota x Área x Volume (CAV) constituem ferramentas essenciais para a gestão e operação de reservatórios, sendo utilizadas na definição da capacidade de armazenamento, da faixa operacional e de parâmetros de segurança. Sua elaboração depende diretamente da qualidade dos levantamentos topográficos e batimétricos empregados na geração dos Modelos Digitais de Terreno (MDT). Limitações nos levantamentos originais, associadas a erros altimétricos, baixa densidade de pontos e restrições tecnológicas da época, podem comprometer a estimativa das áreas inundadas e dos volumes acumulados para determinadas cotas. Nesse contexto, este artigo compara curvas primitivas, elaboradas durante a implantação dos empreendimentos, com curvas atualizadas obtidas a partir de levantamentos topobatimétricos recentes em três reservatórios. A análise foi baseada na comparação das relações cota x área e cota x volume, buscando identificar diferenças associadas tanto ao assoreamento quanto às incertezas inerentes aos levantamentos históricos. Os resultados evidenciam discrepâncias relevantes entre as curvas analisadas, indicando a necessidade de atualização periódica das curvas CAV e da adoção de diretrizes técnicas consistentes para levantamentos aplicados à gestão de reservatórios.

ABSTRACT

The Cota x Area x Volume (CAV) curves are essential tools for the management and operation of reservoirs, used to define storage capacity, operating range, and safety

parameters. Their preparation depends directly on the quality of the topographic and bathymetric surveys used to generate Digital Terrain Models (DTM). Limitations in the original surveys, associated with altimetric errors, low point density, and technological constraints of the time, can compromise the estimation of flooded areas and accumulated volumes at given elevations. In this context, this article compares primitive curves, prepared during project implementation, with updated curves obtained from recent topobathymetric surveys in three reservoirs. The analysis was based on the comparison of elevation x area and elevation x volume relationships, seeking to identify differences associated with both sedimentation and uncertainties inherent to historical surveys. The results show relevant discrepancies between the analyzed curves, indicating the need for periodic updates of CAV curves and the adoption of consistent technical guidelines for surveys applied to reservoir management.

1. INTRODUÇÃO

Os reservatórios artificiais representam infraestruturas estratégicas para o desenvolvimento socioeconômico, desempenhando funções essenciais como o abastecimento de água para consumo humano e irrigação, a geração de energia elétrica, o controle de cheias e a regularização de vazões [1]. A operação segura e eficiente dessas estruturas está diretamente relacionada ao conhecimento preciso de sua geometria interna e da relação entre a cota d'água, a área superficial inundada e o volume armazenado, relação esta sintetizada pelas denominadas Curvas Cota x Área x Volume (CAV).

As curvas CAV constituem instrumentos fundamentais para a gestão de reservatórios, sendo amplamente empregadas em diferentes etapas de planejamento, operação e segurança dessas estruturas. Suas aplicações abrangem desde a estimativa da capacidade total, útil e morta do reservatório até a definição de regras operacionais de abertura de comportas, o dimensionamento de vertedouros e a análise de risco associado a eventos hidrológicos extremos [2]. No âmbito da segurança de barragens, as curvas CAV desempenham papel essencial na definição do volume de espera para amortecimento de cheias e no dimensionamento de borda livre, sendo elementos indispensáveis nos Planos de Ação de Emergência (PAE) e nos relatórios de inspeção periódica exigidos pela legislação brasileira, em especial pela Lei nº 12.334/2010 [3] e pela Resolução ANA nº 236/2017 [4].

A qualidade das curvas CAV está diretamente relacionada à precisão dos dados topográficos e batimétricos empregados na geração dos Modelos Digitais de Terreno (MDT) responsáveis por representar o fundo e as margens do reservatório [5]. Levantamentos executados em períodos anteriores à consolidação das tecnologias modernas de posicionamento e sensoriamento remoto apresentavam limitações significativas, tais como baixa densidade de pontos cotados, erros de posicionamento planimétrico e altimétrico, dificuldades na integração entre dados terrestres e submersos e dependência de referenciais altimétricos de menor precisão. Essas limitações comprometem a representação geométrica do reservatório e, consequentemente, a confiabilidade das curvas CAV derivadas desses dados.

Erros altimétricos, mesmo de pequena magnitude, propagam-se de forma não linear nos cálculos de área e volume. Assim, imprecisões de poucos decímetros em cotas críticas podem resultar em diferenças volumétricas expressivas, comprometendo a estimativa dos volumes útil e morto, introduzindo vieses nas análises hidrológicas, estudos de regularização de vazões e avaliações de segurança [6]. Além disso, inconsistências no MDT prejudicam a representação de taludes, zonas rasas e margens irregulares, elementos que influenciam diretamente a forma das curvas CAV e os ajustes polinomiais empregados em sua modelagem matemática.

Paralelamente às limitações inerentes aos levantamentos históricos, os reservatórios estão sujeitos a processos naturais e antrópicos de modificação morfológica ao longo do tempo [7]. Dentre esses processos, destaca-se o assoreamento, decorrente do transporte e da deposição de sedimentos provenientes da bacia hidrográfica, que promove a redução progressiva da capacidade de armazenamento e altera o perfil batimétrico do reservatório. A intensidade desse processo é influenciada pelas características da bacia contribuinte, como declividade, cobertura vegetal, uso e

ocupação do solo, as propriedades hidrossedimentológicas do curso d'água e as condições operacionais do reservatório. Além disso, intervenções antrópicas na bacia, como desmatamento, expansão agrícola e urbanização, tendem a intensificar a produção e o transporte de sedimentos, acelerando o processo de assoreamento e potencializando seus impactos sobre a capacidade operacional do reservatório.

Diante desse contexto, a atualização periódica das curvas CAV assume elevada relevância técnica e operacional, sendo recomendada pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) e pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), conforme estabelecido na Resolução Conjunta n° 127/2022 [8]. Levantamentos topobatimétricos modernos, apoiados em tecnologias como receptores GNSS (Sistema Global de Navegação por Satélite) de dupla frequência, ecobatímetros monofeixe ou multifeixe, sensores LiDAR (Light Detection And Ranging) além de softwares avançados de processamento e modelagem espacial, possibilitam a obtenção de dados com acurácia significativamente superior àquela observada em levantamentos históricos. Essas tecnologias permitem identificar e quantificar, com maior confiabilidade, as alterações morfológicas ocorridas nos reservatórios desde a implantação dos empreendimentos.

Nesse cenário, o presente artigo tem por objetivo comparar as curvas CAV primitivas, elaboradas durante a implantação dos empreendimentos, com curvas atualizadas obtidas a partir de levantamentos topobatimétricos recentes realizados em três reservatórios de água. A análise busca identificar e quantificar as discrepâncias entre as curvas cota-área e cota-volume, avaliando a influência tanto das limitações tecnológicas associadas aos levantamentos originais quanto dos processos de assoreamento atuantes ao longo do tempo. Os resultados são discutidos sob a perspectiva de suas implicações para a gestão operacional, a segurança de barragens e os estudos hidrológicos, reforçando a importância da atualização periódica das curvas CAV e da adoção de diretrizes técnicas consistentes para levantamentos topobatimétricos aplicados à gestão de reservatórios.

2. ÁREAS DE ESTUDO

2.1 Caracterização dos reservatórios

Para este artigo foram selecionadas três Usinas Hidrelétricas (UHEs) localizadas no Brasil, designadas como Reservatório A, Reservatório B e Reservatório C a fim de preservar a confidencialidade das informações operacionais de cada empreendimento. A seleção dos reservatórios baseou-se na disponibilidade de curvas CAV primitivas e atualizadas no Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH/ANA), o que permitiu comparar sistematicamente as condições originais de projeto com a morfologia atual de cada reservatório.

Todos os empreendimentos selecionados têm como finalidade principal a geração de energia hidrelétrica, conforme estabelecido nos respectivos atos de outorga e concessão. Suas operações são regulamentadas por outorgas de direito de uso de recursos hídricos, expedidas pela ANA ou pelos órgãos gestores estaduais competentes, conforme a dominialidade do corpo hídrico. As barragens são estruturas

de tipologia variada, podendo compreender barramentos em concreto, enrocamento com face de concreto ou aterro compacto, com alturas variáveis, e estão submetidas ao marco regulatório de segurança de barragens vigente no Brasil [3].

Os três reservatórios apresentam variabilidade significativa de dimensões: as áreas superficiais máximas variam de dezenas a centenas de hectares, e os volumes totais, medidos ao nível do coroamento ou da cota máxima operacional, situam-se entre alguns milhões e dezenas de milhões de metros cúbicos. Essa diversidade de portes e contextos hidrológicos confere representatividade ao conjunto analisado e enriquece a discussão sobre as variações observadas nas curvas CAV. Embora as características individuais de cada reservatório sejam omitidas por razões de sigilo, todos os dados utilizados nas comparações são de acesso público no SNIRH e derivam de levantamentos oficiais conduzidos por equipes técnicas especializadas.

Quanto ao nível de criticidade em relação ao assoreamento, os três reservatórios foram avaliados segundo a metodologia estabelecida nas Orientações para Atualização das Curvas Cota x Área x Volume da ANA [9], que classifica os empreendimentos com base em cinco parâmetros: Potencial de Produção de Sedimentos da Bacia Hidrográfica (PSS), Posição do Reservatório na Cascata (Prc), Índice de Regularização (IR), Regime de Operação do Reservatório (Ror) e Magnitude e Importância dos Efeitos do Assoreamento (MI). Os quatro primeiros parâmetros são avaliados de forma independente e subdivididos em três níveis de suscetibilidade, sendo o MI avaliado em sequência, com sua relevância condicionada à intensidade dos parâmetros anteriores. Os reservatórios analisados ocupam posições variadas na cascata hidrográfica, apresentam diferentes índices de regularização e operam sob distintos regimes, condições que, combinadas, determinam diferentes graus de suscetibilidade ao processo de assoreamento. Apesar dessa variabilidade, todos os três reservatórios foram classificados com alta suscetibilidade quanto à Magnitude e Importância dos Efeitos do Assoreamento (MI), indicando que as perdas de volume e as alterações morfológicas decorrentes do assoreamento têm potencial significativo de comprometer a operação e a segurança dos empreendimentos. Essa classificação reforça a relevância da atualização periódica das curvas CAV como instrumento de monitoramento e gestão, e justifica a escolha desses reservatórios como casos de estudo para a análise comparativa aqui apresentada [9], [10].

2.2 Histórico dos levantamentos

Um aspecto relevante na análise dos três reservatórios é a dificuldade de se estabelecer com precisão a data de elaboração das curvas CAV primitivas. Em nenhum dos casos foi possível identificar, nos registros do SNIRH, o ano de realização dos levantamentos topobatimétricos originais ou a data de geração das curvas. Essa lacuna documental não é um detalhe menor: ela reflete as limitações que cercavam a produção técnica de projetos de reservatórios em períodos anteriores à consolidação de sistemas de gestão documental, arquivamento digital e padrões normativos de rastreabilidade de dados.

As curvas primitivas disponíveis no SNIRH foram extraídas dos documentos de projeto originais dos empreendimentos, geralmente tabelas ou gráficos constantes nos projetos executivos ou relatórios de comissionamento. A metodologia de levantamento

empregada não está explicitamente documentada em nenhum dos casos. Embora os três empreendimentos tenham sido implantados em um período em que o GNSS geodésico e os ecobatímetros digitais já estavam tecnicamente disponíveis, presume-se que os levantamentos originais tenham sido realizados com equipamentos e protocolos compatíveis com os padrões então vigentes, anteriores à consolidação das especificações técnicas mínimas estabelecidas pela Resolução Conjunta ANA/ANEEL nº 3/2010 [10] e pelas Orientações da ANA [9]. A ausência de requisitos normativos específicos para acurácia posicional e altimétrica, densidade mínima de pontos e controle de qualidade sistemático pode ter resultado em levantamentos de menor precisão e rastreabilidade em comparação aos padrões hoje exigidos [11].

As limitações associadas a esse contexto eram expressivas. Mesmo com equipamentos digitais disponíveis, sua utilização sem protocolos padronizados resultava em levantamentos com menor acurácia posicional, forte dependência da experiência dos operadores e ausência de procedimentos sistemáticos de controle de qualidade. Equipamentos como estações totais sem rastreamento automático e ecobatímetros de menor precisão eram comuns em levantamentos dessa natureza. Conforme discutido por [12], a representação contínua da batimetria fluvial depende da interpolação de dados discretos e da integração entre diferentes conjuntos topográficos. Na ausência de protocolos padronizados de georreferenciamento e modelagem digital, essa integração frequentemente demandava etapas manuais de ajuste entre dados terrestres e submersos, podendo introduzir inconsistências nas zonas de transição. Além disso, os referenciais altimétricos utilizados frequentemente se restringiam a Referências de Nível (RRNN) locais, sem conexão com a Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP) do IBGE, o que pode ter introduzido desvios sistemáticos de difícil correção [13].

Agrava esse quadro a ausência de documentação sobre os referenciais planimétricos e altimétricos adotados nos levantamentos primitivos. Em nenhum dos três reservatórios analisados foi possível identificar, nos registros disponíveis, o datum planimétrico ou altimétrico utilizado nas campanhas originais. Levantamentos realizados antes da adoção do SIRGAS 2000 como referencial geodésico oficial do Brasil, que ocorreu de forma gradual entre 2005 e 2015, podem ter sido executados em sistemas distintos, como o SAD69 ou o Córrego Alegre, cujas diferenças de coordenadas em relação ao SIRGAS 2000 podem atingir dezenas de metros em planimetria [14]. Da mesma forma, a ausência de vinculação altimétrica à RAAP impede a rastreabilidade das cotas originais e dificulta a detecção de eventuais desvios sistemáticos. Essas incompatibilidades de referencial comprometem diretamente a amarração entre os dados primitivos e os levantamentos atuais, inviabilizando ou introduzindo incertezas significativas na determinação de correlações espaciais entre as duas épocas de levantamento. As orientações técnicas da ANA [9] já reconhecem essa limitação ao recomendar explicitamente que os referenciais planialtimétricos de levantamentos preexistentes sejam compatibilizados com os levantamentos atuais mediante a utilização dos parâmetros oficiais de transformação estabelecidos pelo IBGE.

As curvas CAV atualizadas disponíveis no SNIRH, por sua vez, foram produzidas a partir de campanhas recentes de levantamento topobatimétrico realizadas com equipamentos e protocolos modernos. O uso de receptores GNSS de dupla

frequência, ecobatímetros calibrados e softwares especializados de processamento garantiu acurácia posicional e altimétrica compatível com as exigências atuais para levantamentos aplicados à segurança de barragens e à gestão de reservatórios, em conformidade com as diretrizes da ANA e as normas técnicas vigentes [9], [10].

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Dados utilizados

Os dados empregados neste estudo foram integralmente obtidos do SNIRH, plataforma pública mantida pela ANA. O conjunto de dados compreende dois grupos distintos: as curvas CAV primitivas, extraídas de relatórios ou banco de dados disponibilizados no SNIRH, e as curvas CAV atualizadas, geradas a partir de levantamentos topobatimétricos recentes cujos resultados constam da mesma plataforma. A obrigatoriedade de atualização dessas curvas para UHEs despachadas centralizadamente pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS) está estabelecida na Resolução Conjunta ANA/ANEEL nº 3/2010 [10].

As curvas primitivas consistem em tabelas de valores discretos de cota, área inundada e volume acumulado, digitalizadas ou tabuladas a partir dos projetos originais dos empreendimentos. Em alguns casos, foram extraídas de representações gráficas, com posterior conversão para formato numérico. Nenhuma correção ou ajuste foi aplicado a esses dados, preservando a representação original do reservatório conforme concebida em projeto.

As curvas atualizadas foram geradas a partir de levantamentos topográficos e batimétricos recentes. Os dados das áreas emersas foram obtidos por métodos distintos conforme o reservatório: para o reservatório A, o levantamento foi realizado com receptores GNSS, seguindo as seções batimétricas; para os reservatórios B e C, as áreas emersas foram determinadas a partir de aerolevantamentos, com geração de MDTs de alta resolução. Os dados batimétricos foram coletados com ecobatímetro monofeixe, com posicionamento planimétrico por GNSS em tempo real. A integração entre os conjuntos de dados terrestres e submersos foi realizada com base em referencial altimétrico comum, garantindo a consistência das superfícies geradas. Os dados foram acessados pelo portal público do SNIRH (https://snirh.ana.gov.br), onde estão disponíveis as informações de outorga, o cadastro de reservatórios e os respectivos relatórios de levantamento topobatimétrico.

3.2 Geração dos Modelos Digitais de Terreno

A geração dos MDTs passou por significativa evolução tecnológica entre os projetos originais dos reservatórios e os levantamentos recentes que embasam as curvas atualizadas disponíveis no SNIRH. Nos levantamentos históricos, a interpolação das superfícies era realizada manualmente ou por métodos matemáticos simples, a partir de conjuntos esparsos de pontos, resultando em superfícies de baixa resolução e fidelidade geométrica limitada. A geração de isolinhas e a integração com dados

submersos eram processos trabalhosos e sujeitos a erros de interpolação, especialmente nas zonas de menor densidade de pontos [12].

Nos levantamentos recentes, o processamento foi conduzido em ambiente de Sistema de Informações Geográficas (SIG), com ferramentas de interpolação espacial robustas, como TIN (Triangulated Irregular Network), krigagem e IDW (Inverse Distance Weighting), aplicadas sobre nuvens de pontos densas e bem distribuídas [9]. As superfícies geradas foram submetidas a verificações de consistência com base em pontos de controle independentes, e os erros altimétricos residuais foram quantificados pelo Erro Médio Quadrático (EMQ). O controle de qualidade incluiu a inspeção visual das superfícies interpoladas e a verificação da ausência de artefatos nas zonas de transição entre dados terrestres e batimétricos.

O MDT atual de cada reservatório foi gerado a partir da integração conjunta dos dados terrestres e batimétricos em ambiente SIG, tratando a superfície emersa e submersa como um único conjunto de pontos referenciados a um datum altimétrico comum. A interpolação foi conduzida com ferramentas de interpolação espacial disponíveis no ambiente SIG utilizado, selecionadas conforme a distribuição espacial dos pontos e a natureza da feição interpolada, com atenção especial às zonas de transição entre os ambientes terrestre e aquático. O resultado foi um MDT contínuo e consistente, a partir do qual foram extraídas as curvas cota-área-volume utilizadas na caracterização atual dos reservatórios.

3.3 Elaboração das curvas Cota x Área x Volume

As curvas CAV atualizadas foram geradas a partir dos MDTs produzidos com base nos levantamentos recentes. O método de cálculo consistiu na integração planimétrica do MDT por faixas de cota, com quantificação das áreas inundadas para cada nível considerado e cálculo dos volumes incrementais pelo método da média das áreas de seções (regra dos trapézios), acumulados progressivamente ao longo da faixa de cotas analisada [9].

O intervalo entre cotas sucessivas adotado nas curvas atualizadas é compatível com as especificações técnicas estabelecidas pelas Orientações da ANA [9], proporcionando resolução adequada para a identificação de variações nas relações cota-área e cota-volume ao longo de toda a faixa operacional dos reservatórios. Esse nível de detalhamento atende às exigências atuais para estudos de regularização de vazões e análises de segurança de barragens [9], [10], e possivelmente representa avanço em relação às curvas primitivas, que se presume tenham sido definidas com intervalos menos refinados, dado o contexto tecnológico e normativo à época de sua elaboração. As relações entre cota x área e cota x volume foram tabuladas e representadas graficamente para os três reservatórios, permitindo a comparação direta entre as curvas primitivas e atualizadas.

3.4 Comparação entre curvas primitivas e atualizadas

A comparação entre as curvas primitivas e atualizadas foi realizada com base em critérios quantitativos e qualitativos. Para cada reservatório, foram calculadas as diferenças absolutas e percentuais entre os valores de área e volume

correspondentes a cada cota, ao longo de toda a faixa de operação, permitindo identificar as cotas com discrepâncias mais expressivas e avaliar a tendência geral de variação ao longo do perfil de inundação [15].

A análise das diferenças de área buscou identificar zonas onde a curva atualizada apresenta área inundada superior ou inferior a primitiva, o que pode indicar tanto erros nos levantamentos históricos quanto alterações morfológicas por assoreamento ou erosão. Já a análise das diferenças volumétricas quantificou o impacto acumulado dessas variações sobre o volume armazenado nas cotas operacionais, incluindo o volume morto, o volume útil e o volume total. A análise por faixa de cota permitiu distinguir alterações associadas ao fundo do reservatório, mais sensíveis ao assoreamento, daquelas concentradas nas margens ou nas zonas mais profundas, onde as limitações dos levantamentos históricos tendem a ser mais influentes [11]. A comparação percentual foi utilizada para relativizar as diferenças em função do porte de cada reservatório, facilitando a análise comparativa entre os três casos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Comparação das curvas Cota x Área

A comparação entre as curvas cota x área primitivas e atualizadas revelou padrões distintos nos três reservatórios, com direção e magnitude das diferenças variando significativamente conforme as características morfológicas e o histórico de uso de cada empreendimento. A Tabela 1 apresenta os valores comparativos de área nas cotas características dos três reservatórios.

Tabela 1 – Comparação das áreas inundadas nas cotas características dos três reservatórios.

Parâmetro	Reservatório A	Reservatório B	Reservatório C
Cota Máx. Maximorum (m)	397,50	625,50	553,27
Cota Máx. Normal (m)	396,00	624,00	549,00
Cota Mín. Normal (m)	393,00	623,30	544,00
ÁREA INUNDADA (km²)			
N.A. Máximo Maximorum			
Original	16,976	19,730	6,727
Atualizado	18,753	20,293	6,405
Diferença (%)	*+10,5%*	*+2,9%*	*-4,8%*
N.A. Máximo Normal			
Original	15,179	18,660	5,600
Atualizado	16,089	18,977	5,543
Diferença (%)	*+6,0%*	*+1,7%*	*-1,0%*
N.A. Mínimo Normal			
Original	7,085	18,150	4,630
Atualizado	11,547	18,406	4,435
Diferença (%)	*+63,0%*	*+1,4%*	*-4,2%*

No Reservatório A, a curva atualizada apresenta áreas inundadas sistematicamente superiores às primitivas em toda a faixa de cotas analisada. Na cota mínima normal (393 m), a área atualizada (11,547 km²) supera a original (7,085 km²) em 63,0%, diferença que apresenta redução acentuada até a cota máxima normal (396 m), onde atinge 6,0%, seguida de novo aumento para 10,5% na cota máxima maximorum (397,5 m). Esse padrão, com diferenças mais acentuadas nas cotas inferiores, não é típico do assoreamento (que reduziria as áreas rasas), mas sugere que o levantamento primitivo apresentava subestimação expressiva das áreas inundadas nas zonas de menor profundidade, provavelmente em razão da baixa densidade de pontos e das dificuldades de interpolação nas margens e zonas rasas [12].

O Reservatório B apresenta diferenças de menor magnitude, com a curva atualizada exibindo áreas ligeiramente superiores às primitivas em todos os níveis característicos: +2,9% na cota máxima maximorum, +1,7% na máxima normal e +1,4% na mínima normal (Tabela 1). A distribuição homogênea das diferenças ao longo das cotas indica possível viés altimétrico nos levantamentos originais ou expansão lateral do espelho d'água por processos erosivos nas margens. Esse comportamento é consistente com uma área superficial já extensa nas cotas de mínima operacional, o que limita o impacto relativo de eventuais depósitos de sedimentos no fundo.

O Reservatório C exibe comportamento oposto: a curva atualizada apresenta áreas inundadas inferiores às primitivas em todos os níveis característicos (-1,0% na máxima normal, -4,8% na máxima maximorum e -4,2% na mínima normal). Esse é o padrão classicamente esperado em reservatórios com histórico de assoreamento significativo, no qual a deposição de sedimentos eleva o fundo e reduz as áreas molhadas. A consistência da tendência negativa em todas as faixas de cota reforça o diagnóstico de assoreamento ativo como principal causa das diferenças observadas neste reservatório.

4.2 Comparação das curvas Cota x Volume

As diferenças volumétricas entre as curvas primitivas e atualizadas seguem, em linhas gerais, as tendências identificadas na comparação das curvas cota x área, mas com caráter acumulativo que amplifica seu impacto nas cotas operacionais. A Tabela 2 apresenta os valores comparativos de volume nas cotas características dos três reservatórios.

Tabela 2 – Comparação dos volumes acumulados nas cotas características dos três reservatórios.

Parâmetro	Reservatório A	Reservatório B	Reservatório C
Cota Máx. Maximorum (m)	397,50	625,50	553,27
Cota Máx. Normal (m)	396,00	624,00	549,00
Cota Mín. Normal (m)	393,00	623,30	544,00
VOLUME ACUMULADO (hm³)			
N.A. Máximo Maximorum			
Original	110,12	270,03	162,87
Atualizado	138,85	313,31	164,76
Diferença (%)	+26,1%	+16,0%	+1,2%
N.A. Máximo Normal			
Original	86,00	241,65	136,71
Atualizado	112,41	283,97	139,26
Diferença (%)	+30,7%	+17,5%	+1,9%
N.A. Mínimo Normal			
Original	56,37	229,09	111,19
Atualizado	70,63	271,00	114,44
Diferença (%)	+25,3%	+18,3%	+2,9%
VOLUME ÚTIL (hm³)			
Original	29,62	12,56	25,52
Atualizado	41,78	12,97	24,82
Diferença (%)	+41,0%	+3,3%	-2,7%

O Reservatório A apresenta as maiores discrepâncias volumétricas relativas. O volume acumulado na cota máxima normal aumentou de 86,00 hm³ (original) para 112,41 hm³ (atualizado), diferença de +30,7%. O volume útil, obtido pela diferença entre os volumes nas cotas máxima e mínima normais, passou de 29,62 hm³ para 41,78 hm³, incremento de 41,0%. A magnitude dessas diferenças, particularmente nas cotas inferiores, é dificilmente explicável apenas pelo assoreamento, que tenderia a reduzir os volumes, sendo fortemente indicativa de subestimações sistemáticas nos levantamentos históricos, possivelmente decorrentes de sondagens batimétricas com densidade insuficiente nas zonas de maior profundidade.

O Reservatório B apresenta diferenças volumétricas expressivas em termos absolutos, mas explicáveis pelo seu maior porte. O volume na cota máxima normal aumentou de 241,65 hm³ para 283,97 hm³ (+17,5%), e o volume útil variou de 12,56 hm³ para 12,97 hm³ (+3,3%). As diferenças volumétricas distribuídas homogeneamente ao longo das cotas sugerem a combinação de imprecisões nos levantamentos históricos com possível expansão de margens por erosão.

O Reservatório C é o único em que o volume útil atualizado é inferior ao original: 24,82 hm³ frente a 25,52 hm³, representando redução de 2,7%. Embora a diferença absoluta seja de apenas 0,70 hm³, ela é indicativa de redução real da capacidade de regularização por assoreamento. As diferenças percentuais nas cotas maximorum (+1,2%) e máxima normal (+1,9%) são as menores entre os três reservatórios, sugerindo que os levantamentos históricos deste empreendimento apresentavam

melhor qualidade relativa, ou que parte das imprecisões originais e dos efeitos do assoreamento se compensaram neste caso.

4.3 Influência das limitações dos levantamentos primitivos

A análise comparativa permite inferir que uma parcela das discrepâncias observadas não decorre de alterações morfológicas reais, mas das incertezas inerentes aos levantamentos históricos. Essa distinção é fundamental para a correta interpretação dos resultados e para o planejamento das ações de gestão [15].

O padrão de diferenças do Reservatório A é o mais revelador nesse sentido. O fato de a curva atualizada indicar áreas e volumes sistematicamente superiores aos primitivos em toda a faixa de cotas, inclusive nas cotas mais elevadas, menos susceptíveis ao assoreamento, aponta para subestimações sistemáticas nos levantamentos originais. A diferença de 63,0% na área da cota mínima normal é particularmente expressiva e dificilmente atribuível a processos físicos de modificação do reservatório. Em contrapartida, no Reservatório C, onde a curva atualizada apresenta áreas e volumes inferiores, o assoreamento é o fator dominante.

A baixa densidade de pontos nos projetos originais constitui uma das principais fontes de incerteza. Em reservatórios com geometria irregular, a interpolação entre pontos espaçados produz superfícies que suavizam irregularidades do terreno, podendo superestimar ou subestimar áreas e volumes [12]. Os instrumentos de levantamento disponíveis à época, como teodolitos, estações totais sem rastreamento automático e ecobatímetros analógicos, apresentavam menor acurácia posicional e maior dependência da experiência dos operadores [16]. A ausência de posicionamento por satélite e a dependência de referenciais altimétricos locais sem conexão com a RAAP/IBGE podem ter introduzido desvios sistemáticos de difícil correção [13].

Os reflexos dessas limitações manifestam-se nas curvas primitivas na forma de variações abruptas ou incoerentes em determinadas faixas de cota, inflexões não físicas e inconsistências entre valores tabelados e representações gráficas originais. Tais irregularidades corroboram a hipótese de que as curvas primitivas refletem, em parte, imprecisões dos levantamentos de origem, e não exclusivamente a morfologia real dos reservatórios à época de sua implantação [11].

4.4 Influência do assoreamento

O assoreamento é um processo natural e inevitável em reservatórios artificiais, resultante do transporte e deposição de sedimentos provenientes da bacia hidrográfica, com consequências imediatas de elevação do fundo, redução da capacidade de armazenamento e modificação das relações cota x área e cota x volume ao longo do tempo [7], [11].

Dentre os três reservatórios, o Reservatório C é aquele em que o assoreamento se manifesta de forma mais clara e inequívoca: a redução de áreas inundadas e de volumes em todas as cotas características, culminando na diminuição de 2,7% no volume útil, é consistente com a deposição progressiva de sedimentos no fundo e nas zonas rasas. Esse padrão é típico de reservatórios localizados em bacias com produção sedimentar ativa [17]. No Reservatório B, as pequenas diferenças positivas

em áreas e volumes podem refletir a combinação de erros históricos e de processos erosivos laterais que compensam parcialmente o assoreamento de fundo.

Cabe ressaltar que, pela indisponibilidade de dados sedimentométricos sistemáticos para os reservatórios estudados, não é possível estabelecer taxas de assoreamento precisas nem separar quantitativamente, para cada caso, a parcela das diferenças atribuível ao assoreamento daquela atribuível às imprecisões históricas [15]. A adoção de levantamentos periódicos com intervalos regulares, associados a monitoramento sedimentométrico contínuo nos tributários principais, permitiria essa distinção com maior precisão [7].

4.5 Implicações para a gestão de reservatórios

As discrepâncias identificadas têm implicações práticas diretas para a gestão dos reservatórios estudados. No Reservatório A, a subestimação de 41,0% no volume útil original significa que o empreendimento opera com base em uma capacidade de regularização significativamente inferior à real, o que pode resultar em restrições operacionais desnecessárias ou em outorgas aquém do potencial efetivo do reservatório. No Reservatório C, a redução de 2,7% no volume útil indica perda real de capacidade de regularização, com implicações para os balanços hídricos e estudos de garantia de abastecimento.

No âmbito da segurança de barragens, a adoção de curvas CAV desatualizadas pode comprometer a definição do volume de espera para amortecimento de cheias e o dimensionamento da borda livre operacional. Diferenças volumétricas da ordem de 16% a 31%, como as observadas nos Reservatórios A e B, são suficientes para alterar significativamente os hidrogramas de saída em simulações de cheias, comprometendo a confiabilidade das análises de risco e dos Planos de Ação de Emergência (PAE) [3], [18].

Do ponto de vista regulatório, os resultados reforçam a pertinência da Resolução Conjunta ANA/ANEEL nº 3/2010, que estabelece periodicidade mínima de dez anos para a atualização das curvas CAV de UHEs despachadas pelo ONS [10]. Recomenda-se adicionalmente a realização de campanhas intermediárias em reservatórios com histórico de assoreamento intenso e a disponibilização sistemática dos resultados no SNIRH, garantindo transparência e rastreabilidade dos dados para estudos hidrológicos e análises de segurança.

4.6 Influência da correlação entre referenciais altimétricos

A comparação direta entre curvas cota-área-volume de levantamentos realizados em épocas distintas pressupõe que ambos os conjuntos de dados estejam referenciados a um mesmo datum altimétrico. Entretanto, essa condição frequentemente não é atendida nos levantamentos históricos, nos quais o referencial altimétrico utilizado nem sempre foi documentado com rigor ou estava vinculado à rede altimétrica oficial. Diferentes superfícies de referência vertical podem ser empregadas nos levantamentos geodésicos e topográficos, sejam elas superfícies matemáticas como o elipsoide de revolução, ou superfícies físicas derivadas do campo de gravidade terrestre, sendo que a separação entre essas superfícies varia de um local para outro

[19]. Quando essa variação não é devidamente considerada na integração entre levantamentos de épocas distintas, introduz-se um deslocamento sistemático nas cotas, que se propaga diretamente para as curvas cota-área e cota-volume.

Um erro de correlação entre referenciais altimétricos equivale, na prática, a um deslocamento vertical de toda a superfície levantada. Dependendo do sinal e da magnitude desse deslocamento, os valores de área e volume correspondentes a uma mesma cota nominal podem ser sistematicamente subestimados ou superestimados em relação ao levantamento de referência. Esse tipo de erro é particularmente sutil porque não se manifesta como ruído aleatório, mas como uma tendência uniforme ao longo de toda a curva, dificultando sua identificação sem a comparação com dados independentes. As informações de geometria dos reservatórios, expressas pelas curvas cota-área-volume, encontram-se frequentemente desatualizadas ou inconsistentes, seja por imprecisões nos levantamentos originais ou por processos de assoreamento [20].

As orientações técnicas da ANA estabelecem que o levantamento da área seca deve empregar o mesmo referencial altimétrico utilizado no levantamento batimétrico, e que a cota das réguas limnimétricas deve estar obrigatoriamente atrelada ao referencial altimétrico que definiu o nível operacional normal do empreendimento [9]. O não cumprimento desse requisito nos levantamentos primitivos, somado à ausência de documentação adequada sobre o referencial adotado, representa uma fonte de incerteza que pode comprometer a comparabilidade dos dados históricos com os levantamentos recentes, mesmo quando os procedimentos atuais são executados com rigor. A altitude ortométrica deve ser referenciada ao datum Imbituba, com coordenadas expressas no sistema SIRGAS 2000 [9], padrão que passou a ser exigido apenas nos levantamentos mais recentes e que nem sempre foi seguido nos projetos originais dos reservatórios aqui analisados.

Portanto, ao se interpretarem as diferenças observadas entre as curvas primitivas e atuais, é necessário considerar que parte dessas diferenças pode não refletir alterações morfológicas reais do reservatório, como o assoreamento, mas sim inconsistências na correlação entre os referenciais altimétricos dos dois levantamentos. A distinção entre esses efeitos é essencial para uma análise correta da evolução do reservatório e para evitar interpretações equivocadas sobre a disponibilidade hídrica e o grau de assoreamento.

5. CONCLUSÕES

O presente artigo comparou as curvas CAV primitivas e atualizadas de três reservatórios hidrelétricos a partir de dados públicos disponibilizados pelo SNIRH/ANA, evidenciando discrepâncias relevantes entre as curvas analisadas. Os resultados demonstraram que as diferenças observadas resultam de dois conjuntos de fatores com intensidades variáveis entre os reservatórios: as limitações tecnológicas dos levantamentos históricos e as modificações morfológicas decorrentes do assoreamento.

As principais diferenças encontradas manifestam-se tanto nas curvas cota-área quanto nas curvas cota-volume, com impactos expressivos nas cotas operacionais. O Reservatório A apresentou as maiores discrepâncias relativas, com aumento de 41,0% no volume útil e de até 63,0% na área inundada na cota mínima normal, o que indica subestimação sistemática nos levantamentos primitivos. O Reservatório B exibiu diferenças volumétricas de 16% a 18% nos níveis característicos, distribuídas homogeneamente ao longo das cotas, sugerindo viés altimétrico combinado com leve expansão lateral. O Reservatório C, único com volume útil atualizado inferior ao original (-2,7%), evidencia a predominância do assoreamento como fator modificador de sua morfologia [7], [11].

A importância dos levantamentos atualizados ficou evidenciada pela maior acurácia posicional e altimétrica dos dados recentes, aliada à maior densidade de pontos e à consistência das superfícies interpoladas. A utilização de receptores GNSS de dupla frequência, ecobatímetros digitais calibrados, sensores LiDAR e processamento em ambiente SIG com controle de qualidade rigoroso reduz significativamente as incertezas associadas aos levantamentos, proporcionando curvas CAV mais representativas da morfologia real dos reservatórios [15], [16].

A influência das limitações históricas (baixa densidade de pontos, instrumentos de menor acurácia, ausência de posicionamento por satélite e dificuldades de integração entre dados terrestres e submersos) foi identificada como fonte relevante de incerteza nas curvas primitivas, contribuindo para as discrepâncias observadas de forma independente das alterações morfológicas reais. Esse aspecto ressalta que a atualização das curvas CAV não serve apenas para registrar modificações morfológicas progressivas, mas também para corrigir imprecisões inerentes às técnicas de levantamento disponíveis à época de implantação dos empreendimentos.

A relevância das atualizações periódicas é, portanto, dupla: por um lado, permite o acompanhamento das modificações morfológicas progressivas, em especial o assoreamento [17]; por outro, possibilita a substituição de curvas baseadas em levantamentos históricos de menor acurácia por representações mais precisas da geometria atual. Ambas as dimensões têm impacto direto sobre a segurança e a eficiência operacional dos empreendimentos hídricos [18]. A disponibilização pública dessas informações no SNIRH representa avanço significativo para a transparência e a qualidade da gestão de recursos hídricos no Brasil.

Com base nos resultados obtidos, são formuladas as seguintes recomendações técnicas: (i) realização de levantamentos topobatimétricos periódicos, com frequência mínima de cinco a dez anos em conformidade com a Resolução Conjunta ANA/ANEEL nº 3/2010 [10], ou sempre que houver indícios de assoreamento significativo ou eventos hidrológicos extremos; (ii) adoção de protocolos técnicos padronizados com requisitos mínimos de acurácia posicional e altimétrica, densidade de pontos e controle de qualidade [9], [16]; (iii) vinculação obrigatória dos levantamentos à RAAP/IBGE, garantindo rastreabilidade e comparabilidade dos dados ao longo do tempo [13]; (iv) sistematização do arquivamento de dados brutos e documentos técnicos no SNIRH, com registro das datas e metodologias dos levantamentos; e (v) incorporação das curvas CAV atualizadas nos sistemas de gestão operacional e segurança de barragens, com revisão dos parâmetros e regras operacionais vigentes [3], [18].

Espera-se que os resultados e recomendações deste trabalho contribuam para o aprimoramento das práticas de gestão e monitoramento de reservatórios no Brasil, subsidiando a elaboração de diretrizes técnicas específicas e fortalecendo a base técnica para a tomada de decisões no setor hídrico.

6. PALAVRAS-CHAVE

CAV, Modelo Digital de Terreno, Topobatimetria, Assoreamento, Gestão de Reservatórios.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD (2024) – “Role of Dams”, ICOLD CIGB – International Commission on Large Dams, disponível em página institucional da comissão, Paris, França.

[2] TUCCI, C. E. M. (2004) – “Hidrologia: Ciência e Aplicação”, 4ª ed., Editora UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

[3] BRASIL. Presidência da República. (2010) – “Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 – Política Nacional de Segurança de Barragens”, Diário Oficial da União, Brasília, Brasil.

[4] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA. (2017) – “Resolução ANA nº 236, de 30 de janeiro de 2017”, Brasília, Brasil.

[5] FRANÇA, P. H. P. (2019) – Avaliação Comparativa de Métodos e Técnicas Batimétricas na Obtenção das Curvas Cota X Área X Volume de Reservatórios em Usinas Hidrelétricas. Dissertação (Mestrado em Geociências Aplicadas e Geodinâmica) – Universidade de Brasília, Instituto de Geociências, Brasília, Brasil.

[6] MATOS, A. J. S. (2012) – “Melhorias qualitativas na modelagem de levantamentos batimétricos em reservatórios por meio da ferramenta computacional CAV-NH”, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, Brasil.

[7] CARVALHO, N.O.; FILIZOLA JÚNIOR, N.P.; SANTOS, P.M.C.; LIMA, J.E.F.W. (2000) – “Guia de Avaliação de Assoreamento de Reservatórios”, Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL / Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas – SIH, Brasília, Brasil.

[8] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA; AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL. (2022) – “Resolução Conjunta ANA/ANEEL nº 127, de 26 de julho de 2022 – Estabelece condições e procedimentos para monitoramento hidrológico, sedimentométrico e acompanhamento do assoreamento de reservatórios”, Brasília, Brasil.

[9] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA. (2013) –

“Orientações para Atualização das Curvas Cota x Área x Volume”, Superintendência de Gestão da Rede Hidrometeorológica – SGH, Brasília – DF, Brasil.

[10] AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL; AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA. (2010) – “Resolução Conjunta nº 3, de 10 de agosto de 2010 – Estabelece condições e procedimentos para monitoramento hidrométrico, sedimentométrico e atualização das curvas cota-área-volume de aproveitamentos hidrelétricos”, Brasília, Brasil.

[11] MORRIS, G. L.; FAN, J. (1998) – “Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use”, McGraw-Hill Book Co., New York, Estados Unidos.

[12] MERWADE, V. (2009) – “Effect of Spatial Trends on Interpolation of River Bathymetry”, Journal of Hydrology, v. 371, p. 169–181, Estados Unidos.

[13] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE (2018) – “Reajustamento da Rede Altimétrica com Números Geopotenciais – REALT 2018”, Diretoria de Geociências, Coordenação de Geodésia, Rio de Janeiro, Brasil.

[14] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE (2005) – “Resolução do Presidente R.PR nº 1/2005 – Altera a Caracterização do Sistema Geodésico Brasileiro”, Rio de Janeiro, Brasil.

[15] ANDRADE, L. C.; FERREIRA, I. O.; SANTOS, F. C. M.; TEIXEIRA, V. G. (2020) – “Estimativa do grau de assoreamento de reservatórios de captação de água – estudo de caso: reservatório da hidráulica, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais”, Revista Brasileira de Geomática, v. 8, n. 1, Curitiba, Brasil

[16] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA; SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL – CPRM (2021) – “Levantamentos Topobatimétricos e Geodésicos aplicados na Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN)”, Brasília – DF, Brasil.

[17] KONDOLF, G. M.; GAO, Y.; ANNANDALE, G. W.; MORRIS, G. L.; JIANG, E.; ZHANG, J.; CAO, Y.; CARLING, P.; FU, K.; GUO, Q.; HOTCHKISS, R.; PETEUIL, C.; SUMI, T.; WANG, H.; WANG, Z.; WEI, Z.; WU, B.; WU, C.; YANG, C. T. (2014) – “Sustainable Sediment Management in Reservoirs and Regulated Rivers: Experiences from Five Continents”, *Earth’s Future*, v. 2, Estados Unidos.

[18] SILVA, E. L.; SILVA, M. A. (2020) – “Segurança de Barragens e os Riscos Potenciais à Saúde Pública”, *Saúde em Debate*, v. 44, número especial 2, Rio de Janeiro, Brasil.

[19] NASCIMENTO, D. S.; KRUEGER, C. P.; MIRANDA, T. L. G. (2022) – “Determinação de Referencial Vertical em Reservatórios para Posicionamento da Batimetria”, Brazilian Journal of Development, v. 8, n. 12, Curitiba, Brasil.

[20] SALGUEIRO, J. H. P. B.; MONTENEGRO, S. M. G. L.; PINTO, E. J. A.; SILVA, B. B.; SOUZA, W. M.; OLIVEIRA, L. M. M. (2016) – “Influence of Oceanic-Atmospheric Interactions on Extreme Events of Daily Rainfall in the Sub-basin 39 Located in Northeastern Brazil”, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 21, n. 4, Porto Alegre, Brasil.



Sarah Crivellaro Maciel FALEIROS

Engenheira Geóloga pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e mestranda em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS). Sócia da empresa Engenharia CF. Possui experiência profissional com elaboração de projetos relacionados a serviços de batimetria, topografia e aerolevantamento.



Priscila Maria KIPPER

Engenheira Hídrica e Mestra em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (IPH/UFRGS). Atua como Engenheira na empresa Engenharia CF. Possui experiência acadêmica em pesquisas com ênfase em segurança de barragens e experiência profissional em consultoria de projetos.



Felipe Alves de ARAÚJO

Engenheiro Agrimensor e Cartógrafo pela Universidade Federal de Viçosa (UFV). Atua como Engenheiro na empresa Engenharia CF. Possui experiências acadêmica e profissional nas áreas de batimetria, topografia e aerolevantamento.



Gabriel Fonseca FALEIROS

Engenheiro de Controle e Automação pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). Sócio-Administrador da empresa Engenharia CF. Possui experiência profissional com elaboração de projetos e serviços de batimetria, topografia e aerolevantamento.



Frederico Jales GONÇALVES

Engenheiro Agrimensor e Cartógrafo pela Universidade Federal de Viçosa (UFV). Atua como Engenheiro na empresa Engenharia CF. Possui experiência profissional na área de elaboração de projetos topográficos em ambiente CAD.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.2
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

EXPERIÊNCIAS E DESAFIOS NA REVISÃO DE CHEIAS EXTREMAS NO CONTEXTO DE REVISÕES PERIÓDICAS DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

José Rodolfo Machado de ALMEIDA
Engenheiro Civil - Intertechne Consultores

Roberto Eugenio BERTOL
Engenheiro Mecânico - Intertechne Consultores

Otávio Maruyama Wogel
Engenheiro Civil - Intertechne Consultores

Renato GRUBE
Engenheiro Civil - Intertechne Consultores

RESUMO

Este artigo analisa a evolução das estimativas de cheias extremas e dos critérios de projeto de vertedouros no Brasil no contexto das Revisões Periódicas de Segurança de Barragens. Com base na experiência acumulada em dezenas de revisões de segurança e na análise de dados de mais de uma centena de barragens, o estudo discute em que medida as reavaliações hidrológicas recentes têm indicado alterações efetivas nas vazões extremas. Os resultados mostram que, na maior parte dos casos, as variações observadas nas estimativas de cheia foram pequenas quando comparadas às incertezas estatísticas associadas aos estudos originais. Por fim, destaca-se a necessidade de desenvolvimento de normas técnicas específicas para a avaliação da segurança hidrológica de barragens existentes no Brasil, incorporando explicitamente as incertezas das estimativas de cheia e abordagens baseadas em risco para apoiar decisões mais consistentes e eficazes.

ABSTRACT

This article analyzes the evolution of extreme flood estimates and spillway design criteria in Brazil within the context of Periodic Dam Safety Reviews. Drawing on the experience accumulated through dozens of dam safety reviews and the analysis of data from more than one hundred dams, the study discusses the extent to which recent hydrological reassessments have indicated actual changes in extreme discharges. The results show that, in most cases, the variations observed in flood estimates were small when compared with the statistical uncertainties associated with the original studies. Finally, the paper highlights the need to develop specific technical standards for the hydrological safety assessment of existing dams in Brazil, explicitly incorporating flood-estimate uncertainties and risk-based approaches to support more consistent and effective decision-making.

1. INTRODUÇÃO

Não existem obras de engenharia sem risco. As barragens, em particular, são estruturas complexos projetadas para operar com segurança sob uma ampla gama de condições hidráulicas, estruturais e operacionais, incluindo eventos hidrológicos extremos. Garantir sua segurança requer não apenas um projeto original adequado, mas também reavaliações contínuas ao longo de sua vida útil, à medida que novos dados, metodologias aprimoradas e marcos regulatórios em evolução se tornam disponíveis.

No Brasil, a maioria das grandes barragens foi projetada e construída há várias décadas, com base em informações hidrológicas e critérios de projeto que refletiam o conhecimento, a disponibilidade de dados e a percepção de risco de sua época. Desde então, ocorreram avanços substanciais no monitoramento hidrológico, na análise estatística de extremos e na compreensão da variabilidade climática. Em paralelo, a governança da segurança de barragens evoluiu significativamente, especialmente após o estabelecimento da Política Nacional de Segurança de Barragens, em 2010, que tornou obrigatórias as Revisões Periódicas de Segurança de Barragens (RPSBs) e colocou a reavaliação hidrológica como componente central da gestão da segurança de barragens.

Nesse contexto, a reavaliação das estimativas de cheias extremas e dos critérios de projeto de vertedouros tornou-se um aspecto crítico e desafiador das avaliações de segurança de barragens. Embora estudos hidrológicos atualizados possam indicar mudanças nas magnitudes das cheias, essas variações devem ser interpretadas considerando-se as incertezas inerentes à análise de valores extremos, as limitações dos conjuntos de dados disponíveis e as consequências reais associadas a potenciais mecanismos de ruptura de barragens. Basear-se exclusivamente em critérios determinísticos de projeto — muitas vezes desenvolvidos para novos empreendimentos — pode levar a conclusões conservadoras ou até mesmo enganosas quando aplicados a barragens existentes.

Este artigo apresenta uma visão geral de como os critérios de projeto de vertedouros e as estimativas de cheias extremas evoluíram no Brasil, com base na experiência da Intertechne adquirida por meio de dezenas de Revisões Periódicas de Segurança de Barragens realizadas ao longo da última década. Ao analisar dados hidrológicos de mais de uma centena de barragens brasileiras, o estudo explora tendências de variação de cheias extremas, avalia sua significância estatística e discute os desafios regulatórios e técnicos enfrentados na prática atual. Os resultados buscam contribuir para a discussão em curso sobre a necessidade de critérios mais consistentes, orientados ao risco e sensíveis às incertezas para as avaliações de segurança hidrológica de barragens existentes no Brasil.

2. PANORAMA GERAL DAS CHEIAS NO BRASIL NO AMBITO DAS AVALIAÇÕES DE SEGURANÇA

Atualmente, de acordo com cadastros federais, o Brasil possuiu cerca de 25 mil barragens, que atendem à sociedade no abastecimento de água para consumo humano, geração de energia elétrica, lazer, contenção de enchentes e entre outros.

Desse total, as barragens mais importantes em termos de volume, altura e vazão são aquelas associadas a geração hidroelétrica, abastecimento urbano, e regularização, compondo um universo de aproximadamente 6 mil barragens.

A Figura 1 abaixo mostra que a construção de barragens no Brasil teve um pico entre as décadas de 1960 e 1970, o que está associado ao ciclo de grandes obras de infraestrutura, expansão do setor elétrico e políticas de desenvolvimento nacional. Observa-se também uma participação ainda significativa das barragens construídas nos anos 1980 e 1990, seguida por uma redução progressiva a partir dos anos 2000, com queda acentuada após 2010. Essa extensa tradição faz da engenharia de barragens brasileiras uma das mais relevantes no mundo em temas relacionados à projetos, construção e operação de barragens, incluindo a elaboração de estudos hidrológicos e hidráulicos relacionados a cheias extremas.

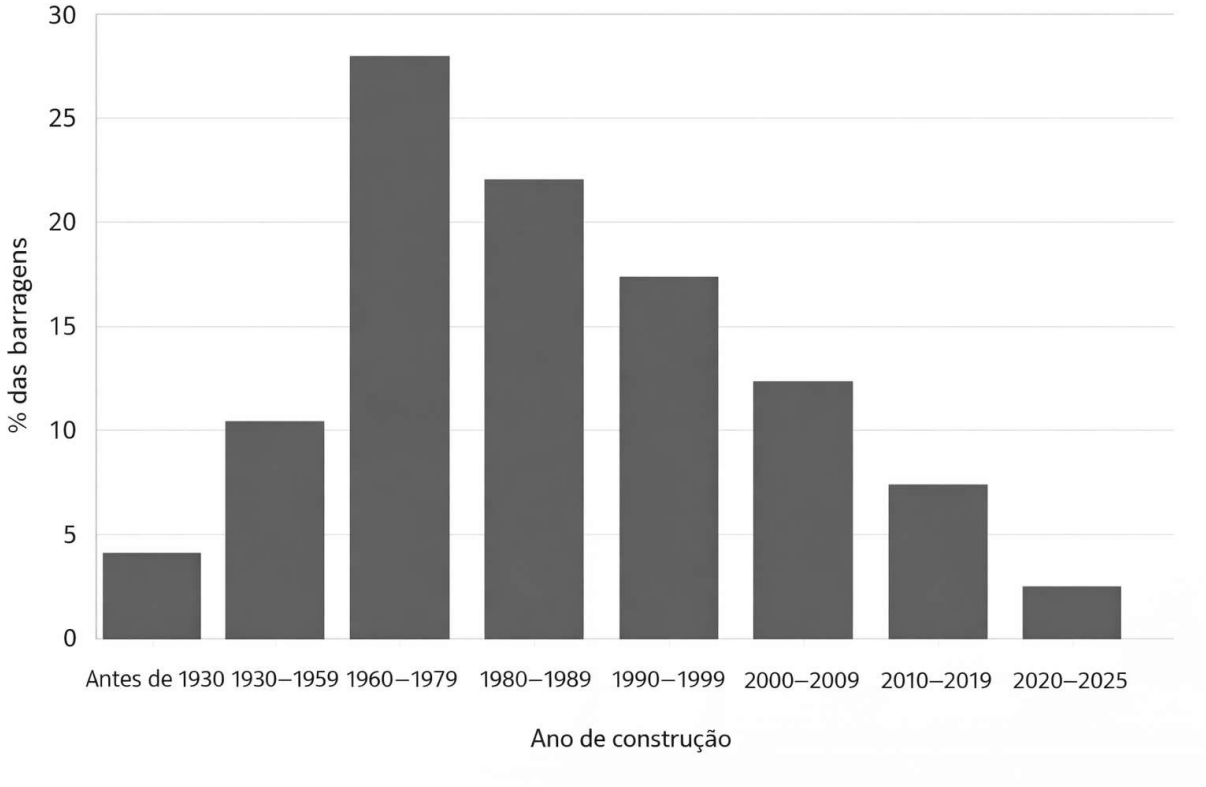


Figura 1 – Distribuição das barragens brasileira em função do ano de construção
fonte: ANA [1]

Conforme pode-se verificar, a maioria das barragens brasileiras foi projetada há décadas, o que significa que utilizaram critérios de dimensionamento do sistema extravasor distintos dos atuais e considerando um banco de dados hidrológicos menor em relação ao existente atualmente. Adicionalmente, foram construídas em um cenário de percepção de risco distinto do atual e anterior às discussões relevantes a respeito de ocorrências de mudanças climáticas. Apesar disso, em sua grande maioria, essas estruturas operam de forma estável, sem registros de eventos que indiquem risco hidrológico relevante.

Neste contexto, ao longo das últimas décadas as agências nacionais têm se esforçado para elaborar um banco de dados hidrológicos público e atualizado para subsidiar

estudos de engenharia com destaque às iniciativas da Agência Nacional de Águas (ANA) e Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

De acordo com dados da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) [2], no Brasil hoje existem em operação 1352 usinas hidrelétricas, totalizando 110 GW de potência instalada o que representa aproximadamente 50% da matriz energética do país. Além disso, sendo 215 de grande porte, 430 de pequeno porte e as demais sendo micro centrais. A agência possuiu uma base de dados com séries de vazões médias diárias atualizada para os 161 empreendimentos mais relevantes.

É importante destacar que esta base de dados é mantida para fins de simulações energéticas do sistema elétrico brasileiro a fim de subsidiar o despacho das usinas operadas pelo Operador Nacional do Sistema (ONS). Logo, essas séries são obtidas com base no histórico de operação dos empreendimentos, que são compilados diariamente pelo ONS, complementados com análises históricas baseadas em postos hidrológicos representativos para cada usina. Apesar de não serem desenvolvidas com o objetivo de definição de estudos estatísticos de cheias, estas séries são, via de regra, uma fonte confiável de informações hidrológicas e, por isso, são comumente utilizadas com um ponto de partida para avaliações da condição atual de segurança hidrológica das barragens.

A partir dessa base de dados, foram selecionadas apenas as usinas hidrelétricas com pelo menos 10 anos de dados disponíveis anteriores ao início de operação. Esse critério foi adotado para excluir da análise séries temporais excessivamente curtas.

Foram construídos dois conjuntos de dados distintos para extrair a vazão máxima diária anual:

- **Série pré-operação**: incluindo os dados desde o início dos registros até o ano imediatamente anterior ao início da operação.
- **Série atualizada**: incluindo o registro completo estendido até 2024.

Para cada conjunto de dados, a vazão média diária associada ao período de retorno de 10.000 anos foi estimada a partir da distribuição de frequência de Gumbel ou Exponencial. A distribuição de Gumbel foi aplicada quando o coeficiente de assimetria da série de vazões máximas diárias anuais foi igual ou inferior a 1,5; caso contrário, utilizou-se a distribuição Exponencial. As estimativas resultantes foram então processadas de acordo com a Equação 1. Valores negativos indicam redução da vazão de 10.000 anos, enquanto valores positivos indicam aumento.

$$\Delta Q_{10,000}(\%) = \frac{Q_{10,000}^{\text{atual}} - Q_{10,000}^{\text{pre-op}}}{Q_{10,000}^{\text{pre-op}}} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

$Q_{10,000}^{\text{pre-op}}$: Cheia decamilenar obtida com a série pré-operação;

$Q_{10,000}^{\text{atual}}$: Cheia decamilenar obtida com a sério atualizada;

Cabe destacar que a séries temporais do ONS não corresponde à base de dados original de projeto de cada UHE, portanto, a vazão de projeto original pode não coincidir com aquela obtida pela metodologia descrita anteriormente.

Após o processamento, os dados foram agrupados de acordo com a década de início de operação de cada UHE, conforme ilustrado na Figura 2. Por exemplo, a Figura 2a apresenta apenas as UHEs que iniciaram operação entre 1930 e 1959. A escala de cores representa a variação de $\Delta Q_{10,000}$ (%).

As maiores variações de vazão foram observadas em usinas hidrelétricas localizadas nas regiões Sul e Sudeste que entraram em operação antes da década de 1980.

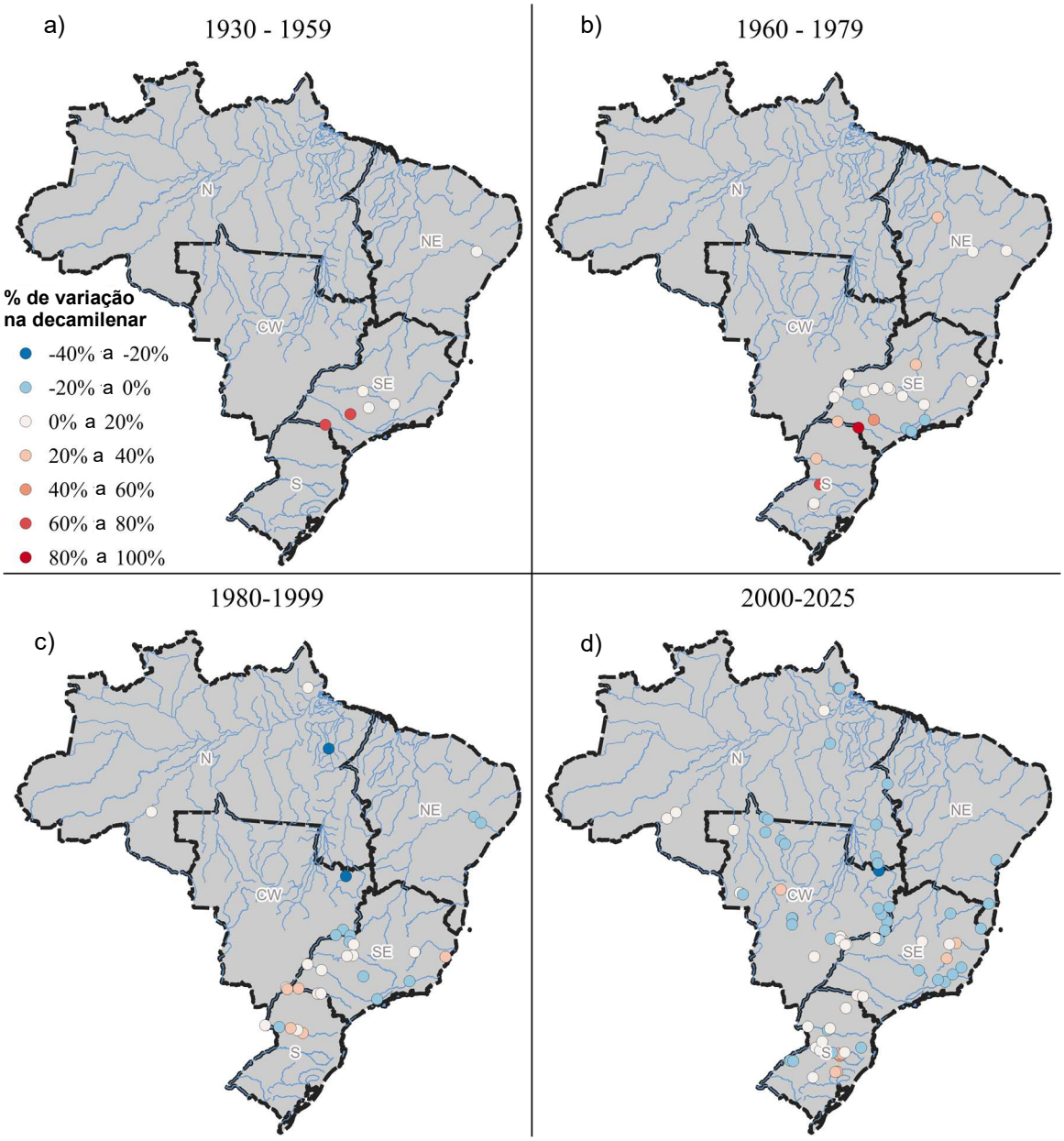


Figura 2 – Variação percentual da cheia decamilenar estimada a partir da série pré-operação e a série atualizada

A Figura 3 ilustra os mesmos resultados por meio de curvas de distribuição acumulada de frequência para cada região do Brasil. Metade das usinas hidrelétricas das regiões Sul e Sudeste apresentou variações iguais ou inferiores a 8% na vazão associada ao período de retorno de 10.000 anos. Nas regiões Nordeste e Centro-Oeste, metade das UHEs apresentou reduções na vazão de 10.000 anos. Na região Norte, a variação foi próxima de 0% para a maior parte das barragens.

De modo geral, observa-se que aproximadamente 70% das UHEs apresentaram variações menores ou iguais a 10%. A região com maior aumento de vazão foi a Sul, onde cerca de 65% das usinas apresentaram variações positivas. Padrão semelhante foi observado na região Sudeste. Em contraste, na região Centro-Oeste, mais de 60% das usinas apresentaram variações negativas, indicando redução da vazão associada ao período de retorno de 10.000 anos.

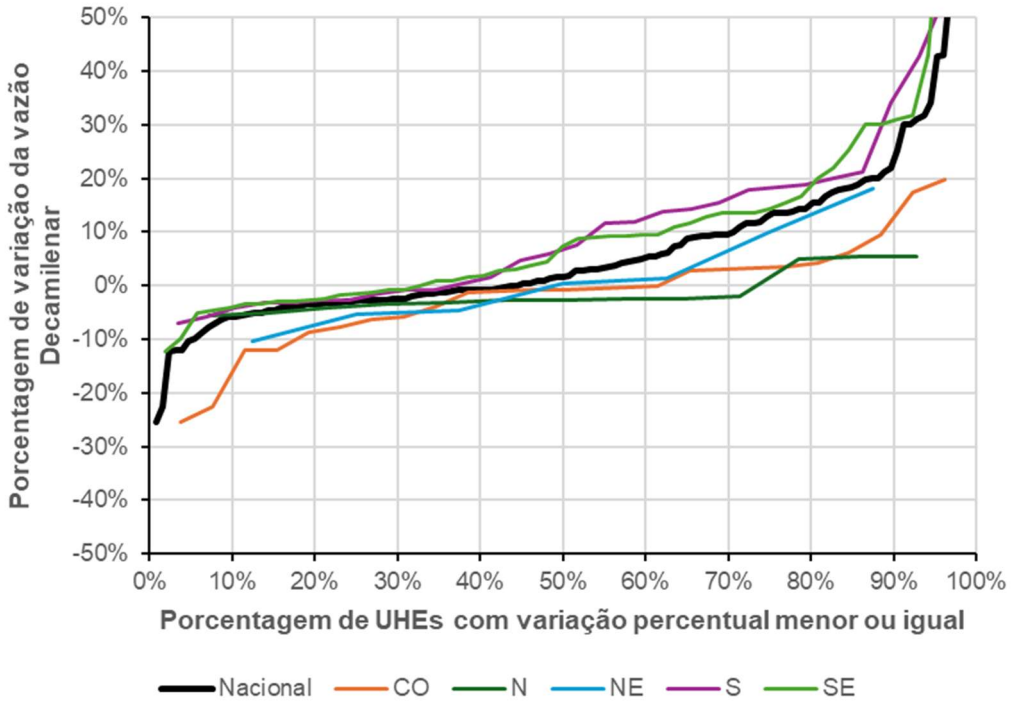


Figura 3 – Distribuição de frequência da variação percentual da vazão decamilenar para cada região do Brasil

Dadas as incertezas associadas à estimativa de vazões extremas a partir de séries históricas de extensão finita, a variação absoluta, isoladamente, pode ser insuficiente para avaliar adequadamente as variações observadas. Assim, para avaliar a magnitude da mudança em relação à incerteza estatística, foi estabelecido um Índice de Significância da Variação da Cheia ($ISVC$). Esse índice é definido como a razão entre a variação percentual da vazão média diária estimada para o período de retorno de 10.000 anos e o intervalo de confiança relativo (em porcentagem) da estimativa de pré-operação, conforme mostrado na Equação (2) a seguir.

$$\text{ISVC} = \frac{| \Delta Q_{10,000}(\%) |}{IC_{95\%}(\%)} \quad (2)$$

Onde:

$\Delta Q_{10,000}(\%)$: Variação percentual da cheia decamilenar;

$IC_{95\%}(\%)$: intervalo de confiança de 95%, expresso como porcentagem da decamilenar de pré-operação;

O $ISVC$ fornece uma medida adimensional da magnitude da variação da vazão decamilenar em comparação com a incerteza estatística da estimativa original. Um valor do índice superior a 1 indica que a variação percentual observada excede o intervalo de confiança, enquanto valores inferiores a 1 indicam que a magnitude da mudança é comparável ou inferior ao intervalo de incerteza.

A Figura 4 ilustra a distribuição espacial do índice. Observa-se que 18 barragens apresentaram valores de $ISVC$ superiores a 1. Esses empreendimentos concentram-se predominantemente nas regiões Sul e Sudeste. Entre eles, nove foram construídos antes de 1983 e estão localizados na bacia do rio Paraná, enquanto seis correspondem a usinas implantadas mais recentemente na bacia do rio Uruguai. Observa-se que, exceto nesses casos, as variações não foram significativas em relação ao intervalo de confiança da série de pré-operação.

O fato de as maiores variações terem sido observadas na região Sul do país pode ser explicado pelos eventos extremos ocorridos em 1983, na bacia do rio Paraná, e em 2024, na bacia do rio Uruguai. Para ilustrar a relevância desses eventos, a Figura 5 apresenta a variação da estimativa da cheia de 10.000 anos ao longo do tempo, incorporando progressivamente a vazão máxima anual registrada em cada ano. A figura também mostra a evolução correspondente do intervalo de confiança ao longo do tempo.

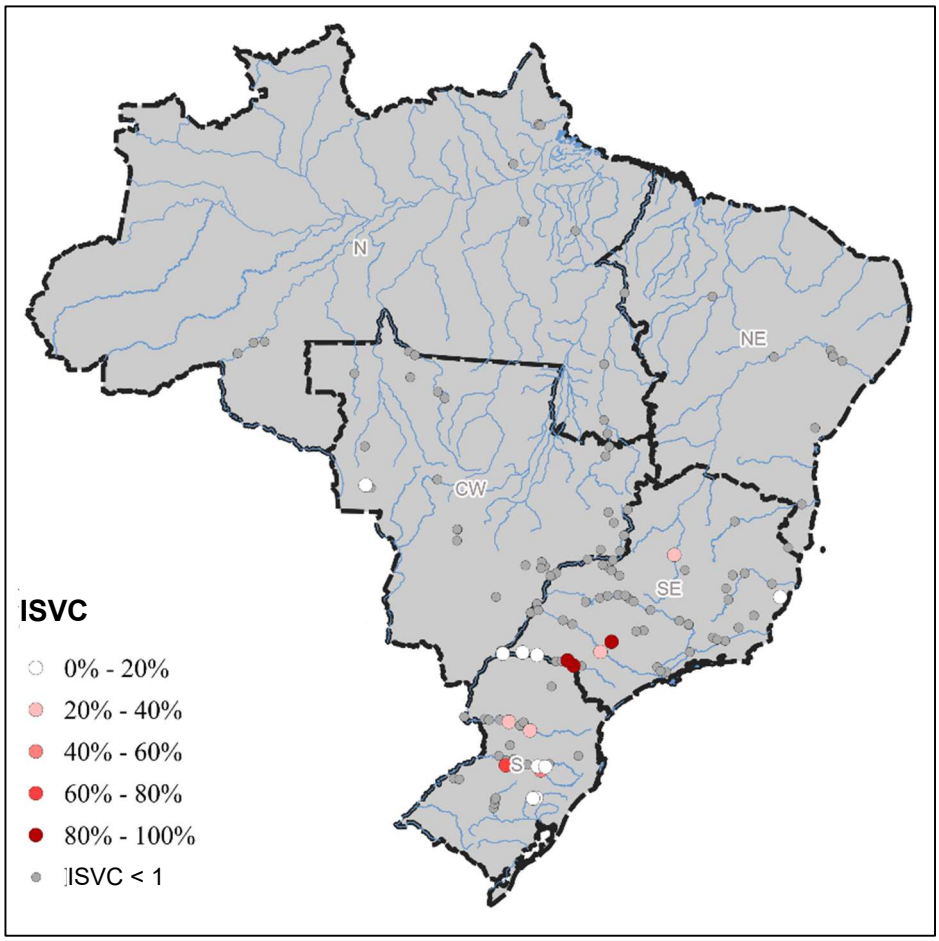


Figura 4 – Distribuição espacial do ISVC

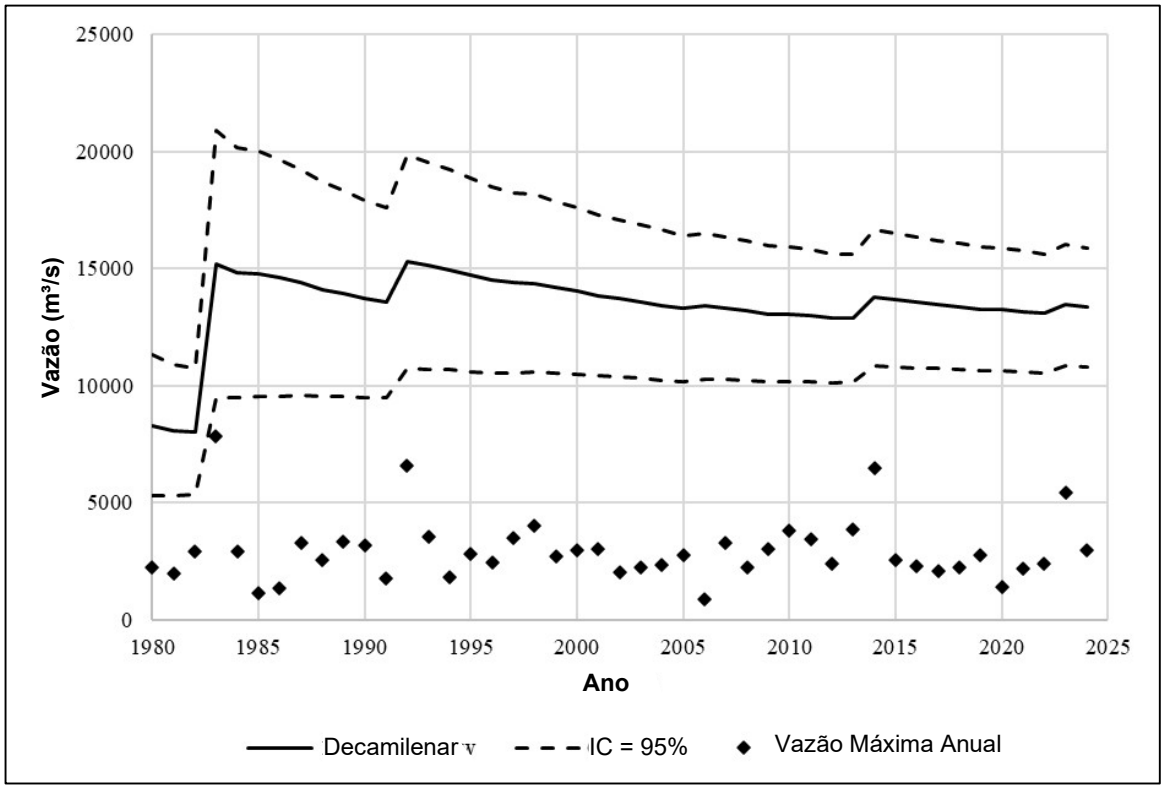


Figura 5 – Variação da vazão decamilenar ao longo do tempo para uma barragem na região Sul

3. ASPECTOS REGULATÓRIOS

Ao longo da última década, o arcabouço legal brasileiro relacionado à segurança de barragens apresentou grande avanço, sendo o marco inicial dessa regulamentação a Lei nº 12.334, de 2010, que institui a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Essa lei define os princípios gerais, os agentes responsáveis e os instrumentos de gestão da segurança, além de estabelecer que barragens devem operar e ser avaliadas de maneira a garantir sua integridade estrutural e operacional e a proteção da vida e do meio ambiente. Esta lei introduziu instrumentos formais de gestão da segurança, dentre os quais se destacam o Plano de Segurança de Barragem (PSB) e a Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB). O PSB passa a concentrar o conjunto de informações técnicas, operacionais e de monitoramento da barragem ao longo de sua vida útil. Já a RPSB assume o papel de avaliação periódica das condições de segurança da estrutura, considerando a evolução do conhecimento técnico, das condições de operação e avaliação do desempenho das estruturas, tendo como resultado uma lista de recomendações cujo atendimento torna-se obrigatório. Nesse processo, a revisão hidrológica consiste em um elemento fundamental da avaliação de segurança, ainda mais em um contexto de constantes aprofundamentos no monitoramento e consequentemente, no conhecimento dos fenômenos naturais associados a cheias extremas.

A partir da promulgação da PNSB em 2010 fez-se necessária a elaboração regulamentações setoriais específicas, as quais começaram a ser publicadas no final de 2015. Assim, considerando o prazo regulatório especificado pelas agencias, as primeiras RPSB foram finalizadas no início de 2020.

Conforme indicado, a PNSB atribuiu responsabilidade às agências reguladoras o detalhamento das normas a serem adotadas em cada setor. No setor elétrico, a Resolução Normativa ANEEL nº 1.064/2023 renovou e aprofundou as exigências relacionadas às Revisões Periódicas de Segurança de barragens hidrelétricas. Essa norma determina que as avaliações de segurança considerem a atualização das informações hidrológicas e o avanço tecnológico aplicável ao projeto da barragem, bem como as condições de uso e ocupação do solo a montante e a jusante. Ainda assim, a resolução não fixa critérios mínimos de vazões de projeto nem períodos de retorno específicos a serem atendidos. Mesma limitação se observa nas normativas associadas à barragens de usos múltiplos de água, regulamentadas pela Agência Nacional de Águas (ANA).

O contraste mais relevante surge no setor de mineração. Após os acidentes de Mariana (2015) e principalmente Brumadinho (2019), as normas técnicas e regulatórias voltadas às barragens de rejeitos tornaram-se significativamente mais prescritivas. Nesse contexto, a ABNT NBR 13028:2024 introduz critérios objetivos, incluindo períodos de retorno mínimos obrigatórios para o dimensionamento do sistema extravasor. Essa norma representa, até o momento, uma exceção na normativa técnica nacional, estabelecendo critérios hidrológicos objetivos a serem adotados no dimensionamento de novas estruturas ou verificação da capacidade de descarga de vertedouros.

Dada a lacuna normativa e regulatória, tem sido comum a adoção de critérios de projeto para subsidiar as recomendações feitas em RPSBs, sendo, os mais comumente utilizados o documento Critério de Projeto Civil de Usinas Hidroelétricas [3], o Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas [4] e o Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, Critério de Projeto Civil de Usinas Hidroelétricas [5].

É importante destacar que esses documentos não foram elaborados com o intuito de dar subsídios técnicos para a elaboração de RPSBs, uma vez que são anteriores à PNSB e aos primeiros RPSBs elaborados. Na realidade, uma vez que foram elaborados em um contexto em que muitas barragens estavam sendo construídas no país, seu objetivo foi o de orientar projetos de novos empreendimentos. Ainda assim, diferenças importantes nos critérios acima descritos tornam sua aplicação em reavaliações de segurança passível de interpretações significativamente distintas.

4. A EXPERIÊNCIA DA INTERCHENE E DISCUSSÕES

Os acidentes ocorridos na última década no Brasil, em especial em barragens de rejeito de mineração, elevaram a percepção de risco da sociedade em relação às barragens, levando à um esforço das autoridades para acelerar a implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), com foco nas Revisões Periódicas de Segurança de Barragens (RPSBs). Neste contexto, houve a necessidade de realização de estudos para atualização das cheias extremas em praticamente todos os barramentos existentes no país, dos quais 96 foram realizadas pela Intertechne Consultores S.A.

4.1. A experiência da Intertechne

A Figura 6 apresenta a distribuição geográfica dessas barragens em escala nacional. Os empreendimentos avaliados representam um amplo espectro de tipologias, incluindo barragens para geração hidrelétrica de pequeno, médio e grande porte, barragens de regularização de vazões para abastecimento, barragens de irrigação e barragens de rejeitos. Recomendações significativas relacionadas à insuficiência da capacidade de descarga do sistema extravasor foram emitidas em aproximadamente 5% dos casos.

A Figura 7 mostra a curva de permanência das variações percentuais da vazão decamilenar, classifica por região do Brasil obtida a partir de 50 das 96 análises realizadas. Conforme pode ser visto, em termos medianos, a vazão decamilenar não sofreu alteração significativa, da mesma forma como observado nas análises realizadas com as séries do ONS. Por outro lado, ao se comparar a vazão decamilenar atualizada com estudos originais e não com estudos realizados com a série “pré-operação” do ONS (ver Capítulo 2), pode-se observar que se tem uma maior quantidade de empreendimentos que tiveram variação negativa da cheia de projeto, principalmente na região Nordeste.

Para os casos em que houve aumento da vazão decamilenar, verifica-se uma tendencia de aumento semelhante ao observado com as séries do ONS, sendo as regiões Sul e Sudeste àquelas com maior aumento percentual das cheias.



Figura 6 – Revisões Periódicas de Segurança de Barragens desenvolvidas pela Intertechne

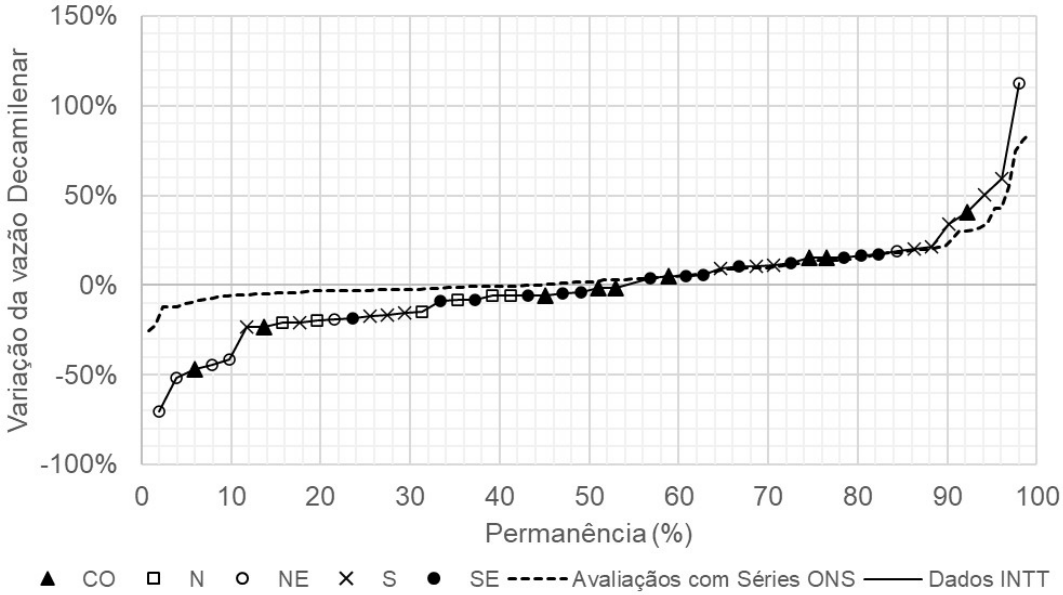


Figura 7 – Curva de permanência das variações percentuais da vazão decamilenar por região do Brasil

A Figura 8 mostra a variação percentual das cheias decamilenares em função do ano do estudo original (ou de referência) e o atualizado nas RPSBs conduzidas pela Intertechne. Observa-se que, salvo alguns empreendimentos localizados na região Sul, estudos após 1990 possuem uma tendencia de apresentar pouco aumento da vazão decamilenar. Outro aspecto interessante é que as maiores variações, tanto positivas quanto negativas, ocorreram em empreendimentos localizados na região Nordeste o que está associado à precariedade da base de dados disponível tanto para os estudos originais quanto para os estudos atualizados. Nesses casos em que houve maior variação, devido à falta de dados fluviométricos, optou-se por desenvolver modelos chuva x vazão, que, sabidamente, possuiu maior grau de incerteza quando comparados com estudos provenientes de análises estatísticas de postos fluviométricos bem monitorados.

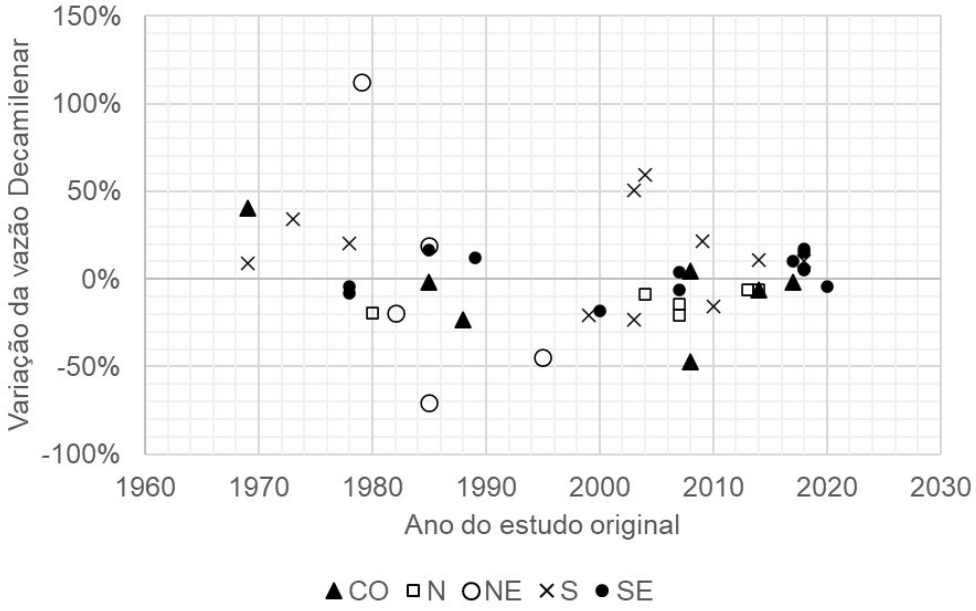


Figura 8 -Variação percentual da vazão decamilenar em função do ano do estudo de referência e da região do Brasil

Com base na experiência acumulada pela Intertechne, foram obtidos aprendizados relevantes sobre os desafios encontrados nessas avaliações de segurança hidrológica associados à RPSBs. Esses aspectos são detalhados nas seções a seguir.

4.1.1. Falta de documentação de projeto

A maioria das barragens brasileiras foi construída há mais de trinta anos, em um período no qual o país ainda não possuía uma cultura consolidada de preservação da documentação técnica original. Essa condição, associada à idade avançada de muitas estruturas, levou à perda generalizada dos registros de projeto. A ausência ou incompletude desses documentos técnicos dificulta as avaliações da segurança das

barragens em relação a eventos extremos de cheia, devido à indisponibilidade dos dados e parâmetros originalmente utilizados na fase de projeto.

A título de exemplo, das avaliações realizadas pela Intertechne, em aproximadamente 30% dos casos não se tem registro da vazão original de projeto, sendo que nos demais casos, normalmente se dispões apensa do valor da vazão, não havendo o estudo hidrológico original que a gerou.

4.1.2. Alteração no critério de projeto

É importante enfatizar que a conclusão de insuficiência do sistema extravasor nem sempre decorre de um aumento das vazões de cheia. Em muitos casos, essa recomendação esteve associada a uma alteração no tempo de recorrência a ser adotado.

Conforme destacado no Capítulo 3, a ausência de regulamentação específica para revisões de segurança hidrológica frequentemente leva à aplicação de critérios de projeto destinados a novos empreendimentos na avaliação de barragens existentes.

Por exemplo, Eletrobrás [1] estabelece que, para o projeto de novas usinas hidrelétricas, a Cheia Máxima Provável (CMP) deve ser considerada para barragens de maior porte. No entanto, de acordo com a Figura 1, cerca de 80% das barragens brasileiras foram construídas antes de 2003, quando o consenso técnico — ainda que não formalizado em norma — era o de adotar a cheia decamilenar.

Isso fica evidente ao se avaliar os dados das análises realizadas pela Intertechne, dos quais aproximadamente 70% daqueles possuem algum tipo de informação de projeto foram construídas considerando a vazão decamilenar, que, conforme visto, não é preconizada pela Eletrobrás [1]. Por outro lado, apenas 20% delas foram dimensionadas considerando a o critério de projeto da Eletrobrás para grandes barragens (CMP).

4.1.3. Aumento das vazões de cheia

Em alguns dos casos avaliados, observou-se aumento na frequência ou magnitude das cheias. Embora a metodologia e a base de dados não tenham sido necessariamente as mesmas, as conclusões dessas avaliações seguem a mesma tendência apresentada no Capítulo 2.

É importante destacar que o aumento da vazão afluente nem sempre exigiu capacidade adicional do sistema extravasor. Nessas revisões de segurança, avaliou-se o potencial de amortecimento das cheias pelo reservatório a montante, o que, em alguns casos, eliminou a necessidade de intervenções adicionais. Em outros casos, verificou-se que as barragens haviam sido originalmente construídas com borda livre adicional, permitindo acomodar vazões afluentes mais elevadas.

Ainda assim, em determinados casos, recomendou-se o aumento da capacidade do sistema extravasor quando as vazões de cheia reavaliadas excederam condições satisfatórias de segurança.

4.2. Limitações normativas e dificuldades resultantes

Conforme já discutido no Capítulo 3, a falta de normativa técnica específica tem feito com que critérios de projeto para obras novas sejam utilizados para a avaliação de obras existentes. Tais critérios partem de uma abordagem estatística/determinística e não incorporam dispositivos que possam levar em consideração a variabilidade e incerteza inerente a este tipo de análise. É importante sempre ressaltar que a hidrologia é uma disciplina incerta. O conhecimento pleno dos fenômenos naturais associados aos eventos hidrológicos extremos, principalmente aqueles associados à ciclos mais longos, ainda é precário, apesar do grande avanço das últimas décadas.

Em décadas anteriores, o julgamento a respeito da adequabilidade da capacidade vertente de uma barragem frente às incertezas existentes era subjetivo e ficava a critério dos engenheiros repoisáveis pela análise. O procedimento, normalmente, era o de atualizar os estudos hidrológicos utilizando a experiencia e o bom senso de engenharia para definir ser as condições atuais de segurança eram adequadas.

Mais recentemente, entretanto, com a implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, os estudos de engenharia desenvolvidos no âmbito de RPSBs assumiram um papel regulatório e, muitas vezes, jurídico, levando à necessidade de pareceres cada vez mais baseados em normas e critérios existentes e menos no julgamento do corpo técnico envolvido. Neste cenário e considerando ausência de normativa específica para avaliação hidrológica de barragens existentes, tem sido comum a utilização de critérios originalmente desenvolvidos para projetos de novas estruturas, predominantemente determinísticos. Essa prática, ao focar exclusivamente em valores numéricos, limita a consideração das incertezas hidrológicas, podendo resultar em recomendações técnicas que não refletem o real nível de risco das estruturas avaliadas.

Ao considerar apenas os números, ignora-se as incertezas da hidrologia podendo levar o responsável técnicas a realizar recomendações que não refletem a real condição de segurança das barragens.

Logo, a experiencia tem mostrado que evolução da legislação brasileira por um lado contribuiu para a consolidação de uma cultura de segurança de barragens, porém, a aplicação de critérios de projeto tradicionais em avaliações de obras existentes, sem análise crítica, pode gerar recomendações de intervenções inadequadas. É fundamental que as decisões técnicas sejam baseadas em avaliações específicas de cada estrutura, sendo necessário, para isso, a criação de normativas específicas para avaliação de estruturas existentes.

Uma abordagem possível seria a adoção de intervalos de confiança admissíveis para cada barragem de modo que variações dentro deste intervalo seriam consideradas pela normativa dentro do esperado, não necessitando, necessariamente de intervenções, mas apenas acompanhamento e monitoramento hidrológico mais intenso a fim de subsidiar estudos futuros.

Para casos que excedem os intervalos de confiança ainda seria possível adotar uma metodologia que considera curvas de risco x consequências, semelhante à sugerida pelo documento *Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis* [6]. O exemplo a seguir mostra como essa abordagem poderia alterar significativamente a conclusão da análise, mantendo coerência com a incerteza existente e considerando os

eventuais danos de uma eventual ruptura de barragem a eventual insuficiência do sistema extravasor.

4.2.1. Estudo de caso – Barragem na região sudeste do Brasil

Trata-se de uma barragem localizada na região sudeste do Brasil. Sua construção data da década de 50, sendo seu vertedouro dimensionado originalmente para a vazão decamilenar de 13.000 m³/s.

O estudo hidrológico conduzido em 2021 levou à conclusão de que a cheia decamilenar sofreu um aumento da ordem de 40%, muito acima do intervalo de confiança de 95%. Uma abordagem determinística e considerando os critérios de projeto atuais levaria a conclusão de que seria necessário aumento significativo da capacidade vertente.

Visando entender melhor as consequências de uma eventual ruptura da barragem em decorrência de insuficiência de órgão extravasor, foram desenvolvidos estudos em modelos hidrodinâmicos bidimensional. O objetivo foi o de mapear a mancha de inundação e o risco hidrodinâmico associado tanto para o evento de ruptura extrema (associada ao galgamento pela cheia decamilenar) quanto para a cheia natural em si.

A conclusão obtida, para o caso específico analisado foi que o risco incremental associado à ruptura da barragem durante um evento de cheia extrema é praticamente desprezível. Isso ocorre, pois, a barragem possuiu baixa queda o que significa dizer que a onda gerada pela ruptura é relativamente baixa quando comparada com a cheia em si. Em outras palavras, o aumento da capacidade vertente não aumentará a segurança das comunidades existentes a jusante da barragem.

Tal abordagem permitiu, apesar de não contida em normativas brasileiras vigentes, a conclusão de que o risco hidrológico associado à barragem permaneceu inalterado, apesar do aumento expressivo da vazão.

O estudo de caso apresentado tipifica claramente como a adoção de uma metodologia diferenciada para análise da segurança hidrológica de barragens existente pode levar a conclusões radicalmente diferentes das comumente adotadas. Neste sentido, a criação de uma normativa para tais casos permite tanto tirar a subjetividade da análise além de permitir considerar as incertezas inerentes ao processo de maneira transparente.

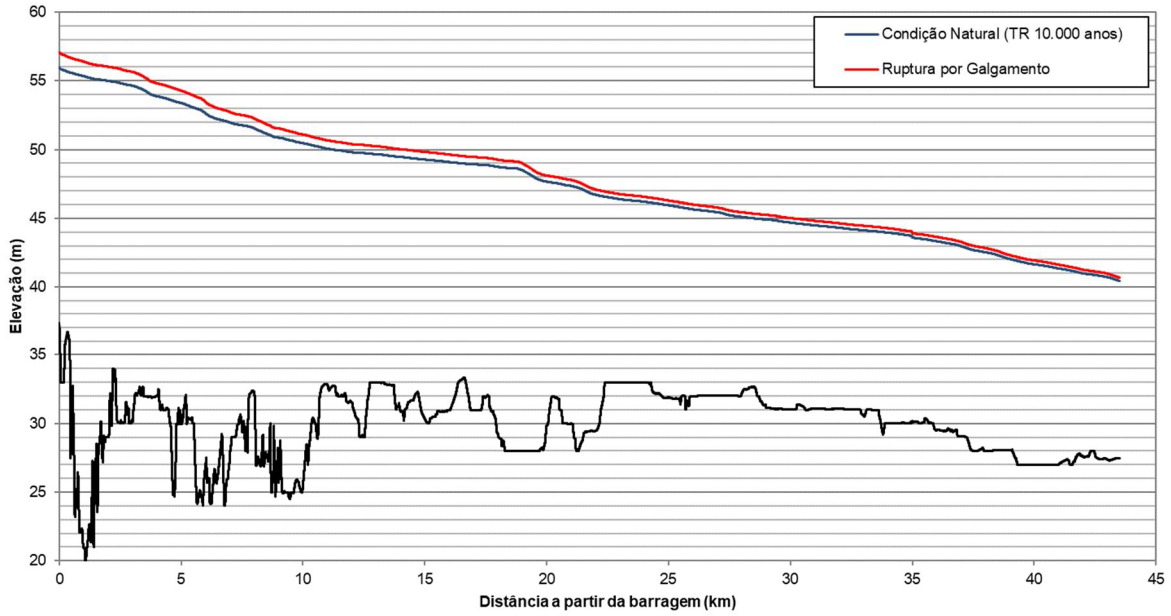


Figura 9 – Comparação do perfil de nível de água a jusante para condição da cheias decamilenar natural e de ruptura por galgamento

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo revisou como as estimativas de cheias extremas e os critérios de projeto de vertedouros evoluíram no Brasil, analisando dados de mais de uma centena de barragens no contexto das Revisões Periódicas de Segurança de Barragens. Verificou-se que a maior parte das alterações nas estimativas de cheias extremas foi pequena quando comparada à incerteza estatística dos valores originais.

Cerca de 70% das usinas hidrelétricas avaliadas apresentaram variação menor ou igual a 10% na estimativa da vazão associada ao período de retorno de 10.000 anos. Apenas alguns casos, principalmente vinculados a determinadas regiões e a eventos hidrológicos excepcionais, apresentaram mudanças que excederam o intervalo de confiança das estimativas de pré-operação.

As experiências revelaram que as recomendações para ampliação de vertedouros frequentemente decorreram mais de mudanças nos critérios de projeto do que de aumentos efetivos no risco de cheia. A aplicação de critérios concebidos para novas barragens a estruturas existentes pode levar a avaliações excessivamente conservadoras, que nem sempre refletem as reais condições de segurança e incerteza dos estudos.

O estudo de caso mostra que o uso exclusivo de critérios determinísticos pode levar a recomendações de aumento de capacidade de descarga que, na prática, produzem uma redução mínima do risco real do empreendimento. A consideração das incertezas e dos impactos potenciais a jusante conduz a decisões mais equilibradas e eficazes sobre intervenções.

De modo geral, o trabalho destaca a importância de desenvolver normas técnicas específicas para as avaliações de segurança hidrológica de barragens existentes no Brasil. Essas normas poderiam contemplar as incertezas na estimativa de cheias e

adotar uma abordagem baseada em risco para apoiar a tomada de decisão sobre a alocação de recursos e o aprimoramento da segurança de barragens.

6. PALAVRAS-CHAVE

Segurança de barragens, Cheias extremas, Revisões Periódicas de Segurança de Barragens, revisões hidrológicas.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ANA - AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. (2026). “Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens” (SNISB). Disponível em: https://www.snisb.gov.br (Acessado em: 26 de fevereiro 2026).

[2] ANEEL - AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. (2026). “Sistema de Informação de Geração da ANEEL” (SIGA). Disponível em: https://app.powerbi.com/view?r=eyJrIjoiNjc4OGYyYjQtYWM2ZC00YjllLWJlYmEtYzdkNTQ1MTc1NjM2IiwidCI6IjQwZDZmOWI4LWVjYTctNDZhMi05MmQ0LWVhNGU5YzAxNzBlMSIsImMiOjR9; (Acessado em: 26 de fevereiro 2026).

[3] ELETROBRÁS. (2003). “Critério de Projeto Civil de Usinas Hidroelétricas”.

[4] ANA - AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. (2016). “Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens”.

[5] ELETROBRÁS. (2000). “Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas”.

[6] US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (2015). “Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis”. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Washington, DC.

	**José Rodolfo Machado de ALMEIDA** Engenheiro Civil pela UFPR, com experiência em projetos de obras hidráulicas, modelagem numérica e estudos hidrológicos e hidráulicos. Atuou em projetos de UHEs no Brasil e exterior, incluindo Teles Pires, Baixo Iguaçu e Montegrande. Desenvolve estudos para segurança de barragens e coordena a equipe de Hidráulica e Hidrologia da Intertechne.
	**Otávio Maruyama WOGEL** Desde 2018 atua em recursos hídricos nos setores de hidroenergia, mineração e infraestrutura, com experiência em SIG, HEC-HMS, HEC-RAS, VBA e R. Participou de estudos hidrológicos, hidráulicos, dam-break, drenagem e segurança de barragens para clientes como VALE, EDP. CPFL, COPEL, BRK e outros.
	**Roberto BERTOL** Graduado em Engenharia Mecânica-Aeronáutica pelo ITA em 1993 e com especialização em materiais metálicos pela UFPR em 2002. Atualmente é Diretor Técnico da Unidade de Águas e Energia da Intertechne Consultores, atua há 32 anos em projetos de usinas hidrelétricas e usinas reversíveis no Brasil, América Latina e África.
	**Renato GRUBE** Com graduação em Engenharia Civil (1994) e Mestrado em Engenharia Hidráulica (2001). Atua a 32 anos como engenheiro hidráulico na Intertechne Consultores no desenvolvimento de projetos hidrelétricos e obras hidráulica.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.2
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

IMPACTOS DA REAVALIAÇÃO HIDROLÓGICA NO DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS LABIRINTO EM BARRAGENS DE CONCRETO

Vinícius REBULI
Engenheiro Civil, M. Sc. - Miletus Engenharia

Neemias DIAS
Engenheiro Civil, M. Sc. - Miletus Engenharia

João FASSARELLA
Engenheiro Civil - Miletus Engenharia

Rodrigo NÓBREGA
Engenheiro Civil, M. Sc. - Secretaria de Estado da Agricultura, Abastecimento, Aquicultura e Pesca

Patrick RIBEIRO
Engenheiro Eletricista, M. Sc. - Secretaria de Estado da Agricultura, Abastecimento, Aquicultura e Pesca

RESUMO

Durante a execução de uma barragem de concreto por gravidade com vertedouro tipo labirinto, dimensionado para uma vazão de projeto de 351 m³/s (TR=1.000 anos), um evento pluviométrico afogou a galeria de desvio e galgou as ensecadeiras provisórias, motivando a reavaliação dos estudos hidrológicos. Estudo independente contratado pela construtora indicou vazão de cheia de 920 m³/s (TR=1.000 anos), cerca de 2,6 vezes o valor de projeto. Em segunda reavaliação, a supervisão de obra dividiu a bacia em cinco sub-bacias contribuintes, refinou os coeficientes de escoamento e aplicou modelagem chuva-vazão em HEC-HMS, obtendo vazão crítica revisada de 580 m³/s. Confirmada a insuficiência do vertedouro original (capacidade de 357,5 m³/s), foi adotada solução adaptativa que preservou a concepção em labirinto: reorganização de três para quatro módulos e elevação da crista do barramento em 0,50 m, ampliando a capacidade para 717,8 m³/s. O caso ilustra a importância de revisões hidrológicas criteriosas durante a execução, da articulação entre projeto, supervisão, construção e gestão contratual, e da flexibilidade construtiva do vertedouro labirinto na adequação de barragens a hipóteses revisadas.

ABSTRACT

During construction of a concrete gravity dam with a labyrinth spillway, designed for a peak flow of 351 m³/s (TR=1,000 years), a rainfall event flooded the diversion gallery

and overtopped the temporary cofferdams, prompting a review of the hydrological studies. An independent assessment commissioned by the contractor estimated a peak flow of 920 m³/s (TR=1,000 years), about 2.6 times the design value. In a second reassessment, the construction supervision divided the catchment into five sub-basins, refined the runoff coefficients, and applied a HEC-HMS rainfall-runoff model, yielding a revised design flood of 580 m³/s. With the original spillway capacity (357.5 m³/s) confirmed as insufficient, an adaptive solution preserved the labyrinth design: reorganization from three to four modules and a 0.50 m increase in the dam crest, raising the discharge capacity to 717.8 m³/s. The case highlights the importance of thorough hydrological reviews during construction, the coordination among design, supervision, construction, and contract management teams, and the constructive flexibility of labyrinth spillways in adapting dams to revised hydrological assumptions.

1. INTRODUÇÃO

Os estudos hidrológicos ocupam posição central em projetos de barragens: deles decorre a vazão de projeto que dimensiona o vertedouro e, por consequência, a borda livre, a cota de coroamento e a verificação ao galgamento. No Brasil, a Política Nacional de Segurança de Barragens, instituída pela Lei n.º 12.334/2010 e atualizada pela Lei n.º 14.066/2020 [1], torna obrigatórios o Plano de Segurança da Barragem, a Revisão Periódica de Segurança e, para barragens de alto dano potencial associado, o Plano de Ação de Emergência.

As Diretrizes para Elaboração de Projetos de Barragens da Agência Nacional de Águas (ANA) [2] vinculam o tempo de retorno (TR) ao porte da estrutura: TR = 500 anos para h < 15 m e V < 3 hm³; TR = 1.000 anos na faixa intermediária (15 ≤ h < 30 m e 3 ≤ V < 50 hm³); e a Cheia Máxima Provável (CMP – aproximável por TR = 10.000 anos na ausência de dados para estimativa da Precipitação Máxima Provável) para h ≥ 30 m e V ≥ 50 hm³. Em bacias não monitoradas, situação predominante em pequenos e médios reservatórios brasileiros, a vazão de projeto é tipicamente estimada por transformação chuva-vazão, abordagem cujos resultados se mostram particularmente sensíveis a poucos parâmetros, sobretudo o tempo de concentração, o número de curva e a discretização espacial da bacia.

Em barragens de pequeno e médio porte, em que o sítio frequentemente impõe restrições topográficas e geotécnicas, o vertedouro do tipo labirinto vem ganhando relevância. Originalmente proposto por HAY e TAYLOR [3] e consolidado nos trabalhos experimentais de TULLIS et al. [4], FALVEY [5] e CROOKSTON e TULLIS [6], permite multiplicar o comprimento da crista para uma mesma largura útil, ampliando a capacidade de descarga sem aumento equivalente da lâmina d'água e oferecendo margem de adaptação quando os critérios hidrológicos precisam ser revistos após o início da obra.

Apesar da extensa literatura sobre o dimensionamento desse tipo de estrutura, são poucos os relatos publicados de casos brasileiros em que reavaliações hidrológicas conduzidas durante a execução motivaram a reconfiguração da estrutura extravasora. O problema de fundo – um vertedouro cuja capacidade se revela insuficiente frente a hipóteses hidrológicas revistas – é o mesmo que motiva as intervenções de

modernização e adequação de barragens e usinas em operação, nas quais a ampliação da capacidade de descarga sob restrições de arranjo e de continuidade operacional é objeto recorrente das revisões periódicas de segurança, escopo central do tema MR.2.

Este artigo documenta um caso dessa natureza, ocorrido durante a construção da Barragem do Rio Piraquê-Açu (Aracruz/ES). Em fase intermediária da obra, um evento pluviométrico provocou o afogamento da galeria de desvio e o galgamento das ensecadeiras provisórias, motivando a reavaliação das hipóteses hidrológicas adotadas no projeto executivo. A reavaliação foi conduzida em duas etapas independentes (uma pela construtora, outra pela supervisão) e resultou na revisão da vazão crítica e na reconfiguração do vertedouro labirinto, mantida sua concepção original. O artigo apresenta as hipóteses, os métodos e os resultados das três versões do estudo hidrológico (projeto, construtora e supervisão), descreve a solução de adequação adotada e discute três aprendizados de interesse para a prática profissional: a sensibilidade da vazão de projeto às hipóteses hidrológicas, o papel da observação de campo na validação dos estudos e a flexibilidade adaptativa do vertedouro labirinto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estudos hidrológicos para projeto de vertedouros

Os estudos hidrológicos devem fornecer, para a fase de projeto executivo, a vazão de pico e o hidrograma associados à classe da barragem. As Diretrizes da ANA [2] adotam classificação por porte da estrutura, conforme detalhado anteriormente. O U.S. Army Corps of Engineers [7] classifica por dano potencial associado: para barragens de alto dano potencial (Standard 1), a vazão de projeto adotada é a CMP, podendo reduzir-se a frações da própria CMP (tipicamente metade) nas classes de menor consequência.

Em bacias não monitoradas, a estimativa da vazão de projeto recorre tipicamente à transformação chuva-vazão pelo método do Hidrograma Unitário, frequentemente o do Soil Conservation Service (SCS), aplicado a chuvas de projeto obtidas a partir de equações de chuvas intensas locais (IDF) e desagregadas por métodos como o dos blocos alternados ou de Taborga. As perdas iniciais e por infiltração são, em geral, modeladas pelo método da Curva-Número (CN), cuja calibração depende fortemente do uso e cobertura do solo, da classe hidrológica do solo e da condição antecedente de umidade [8].

Pequenas variações nesses parâmetros, especialmente no tempo de concentração e no CN, produzem variações expressivas na vazão de pico, fenômeno empiricamente ilustrado pelo caso analisado neste artigo (item 4.3). As Diretrizes da ANA [2] recomendam, justamente para mitigar essa incerteza, que a cheia de projeto seja fixada com base em múltiplas vias de cálculo (estatística, modelos precipitação-escoamento e fórmulas empíricas), com análise crítica dos valores obtidos.

2.2 Vertedouros do tipo labirinto

O vertedouro labirinto é caracterizado por uma crista em planta com formato em ziguezague (tipicamente trapezoidal ou triangular), o que aumenta o comprimento total da crista (L) para uma mesma largura útil (W) do canal. Para baixas cargas relativas (H/P pequeno), a estrutura aproxima-se do comportamento de um vertedouro linear de comprimento L; para cargas elevadas, a interferência entre os jatos provenientes dos vértices reduz progressivamente sua eficiência [5].

A descarga é tipicamente expressa pela equação geral de vertedouros, com o comprimento característico igual ao comprimento total da linha central da crista:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1,5} \qquad (1)$$

em que Q é a capacidade de descarga (m³/s); Cd é o coeficiente de descarga adimensional, função do ângulo α das paredes laterais e da relação H/P; g é a aceleração da gravidade (m/s²); L é o comprimento total desenvolvido da crista (m); e H é a carga total a montante (m), incluindo o componente cinético [5].

HAY e TAYLOR [3] propuseram as primeiras curvas de projeto para vertedouros labirinto trapezoidais e triangulares. TULLIS et al. [4] consolidaram um procedimento de dimensionamento baseado em ensaios em modelo reduzido, adotando o perfil de crista em quarto de circunferência como geometria de referência e apresentando curvas para Cd para diversos valores do ângulo α (Figura 1). FALVEY [5] revisou e ampliou os métodos anteriores em um manual de referência.

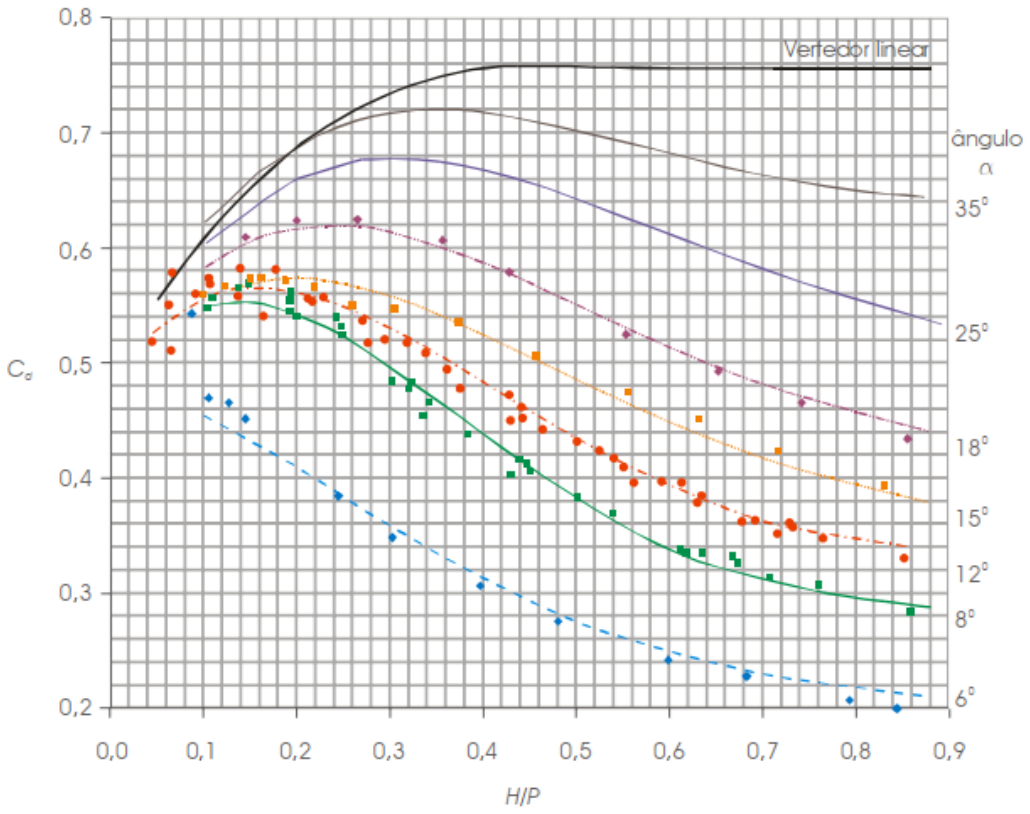


Figura 1 - Curvas de projeto apresentadas por TULLIS et al [4].

Mais recentemente, CROOKSTON e TULLIS [6] reexaminaram experimentalmente os perfis em quarto de circunferência (QR) e em meia circunferência (HR) e atualizaram as curvas de coeficiente de descarga, hoje consideradas estado-da-arte para fins de projeto.

As curvas para α = 25° e 35° apresentadas por TULLIS et al. [4] foram obtidas por interpolação linear sobre dados experimentais limitados a 6° ≤ α ≤ 18° e α = 90°; CROOKSTON e TULLIS [6] reportaram posteriormente medições experimentais nessa faixa, atualizando os valores de Cd.

As principais variáveis geométricas que governam o desempenho hidráulico, conforme sintetizado por KOHN [9], OLIVEIRA [10] e AVELINO [11], são:

- Número de ciclos (N);
- Ângulo α das paredes laterais (tipicamente entre 6° e 35°);
- Relação largura de ciclo / altura da crista (w/P);
- Relação carga/altura (H/P), que deve ser mantida em geral abaixo de 0,9 para preservar a eficiência hidráulica [4].

A grande vantagem do vertedouro labirinto é manifestada justamente em situações de adequação hidráulica de barramentos existentes ou de sítios com restrição de largura: ao multiplicar a crista, é possível ampliar a vazão de descarga sem aumentar a lâmina d'água - o que implica menor cota de coroamento, menor área inundada e estruturas mais econômicas [9] [10]. Esse comportamento, contudo, é progressivamente atenuado para cargas elevadas, em função da interferência entre os jatos das paredes adjacentes [5] [6].

A seguir, a Tabela 1 apresenta uma síntese das principais características técnicas de casos emblemáticos citados na literatura técnica, correlacionando a vazão de projeto com parâmetros estruturais como a altura da parede (P) e o número de ciclos (N).

Tabela 1 - Vertedouros do tipo labirinto citados na literatura. Adaptado de FALVEY [5].

Barragem	País	Vazão de Projeto (m³/s)	Altura da Parede (m)	Número de Ciclos (N)
Água Branca	Portugal	124	3,5	2
Avon	Austrália	1.420	3	10
Cimia	Itália	1.100	15,5	4
Juturnaíba	Brasil	862	4,6	4
Pacoti	Brasil	3.400	4	15
Ritschard	EUA	1.555	3,05	9
Ute	EUA	15.570	9,14	14

2.3 Marco normativo e contexto brasileiro

Para além das obrigações gerais introduzidas pela Política Nacional de Segurança de Barragens [1], o artigo 10 da Lei n.º 12.334/2010 prevê expressamente que a Revisão Periódica de Segurança contemple a "atualização dos dados hidrológicos" à luz do estado da arte vigente para os critérios de projeto, bem como alterações das condições a montante e a jusante da barragem.

A Resolução do CNRH n.º 144/2012 [12] complementa esse arranjo ao detalhar periodicidades e conteúdos mínimos das revisões em função do dano potencial associado e da categoria de risco.

Embora formulado para a fase de operação, esse dispositivo reconhece, na prática, que estudos hidrológicos elaborados em qualquer fase anterior (inclusive no projeto executivo) podem se mostrar insuficientes ou desatualizados ao longo do ciclo de vida da obra. As Diretrizes da ANA [2] estendem esse entendimento à fase de execução, indicando que o aparecimento de informações hidrológicas novas — séries de chuvas estendidas, eventos críticos observados, novas técnicas de modelagem — deve motivar a reavaliação dos estudos. O caso apresentado a seguir é uma materialização desse princípio.

3. ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DO RIO PIRAQUÊ-AÇU

3.1 Caracterização da obra

A Barragem do Rio Piraquê-Açu, localizada no município de Aracruz, estado do Espírito Santo, é uma barragem de concreto convencional massivo por gravidade com vertedouro do tipo labirinto incorporado ao corpo do barramento. A barragem possui altura máxima de 12,8 m e reservatório com volume da ordem de 1 hm³.

A obra é parte do Programa de Construção de Barragens conduzido pela Gerência de Obras de Infraestrutura Hídrica e Rural (GHR), parte da Subsecretaria de Infraestrutura Rural (SIR), da Secretaria de Estado da Agricultura, Abastecimento, Aquicultura e Pesca do Espírito Santo (SEAG-ES), tendo como construtora a AGService Engenharia, supervisão técnica de obra a cargo de empresa de engenharia contratada para esse fim e consultoria especializada da Miletus Engenharia. O empreendimento atende, entre outros usos, ao abastecimento humano e à regularização de vazões na bacia.

A bacia hidrográfica contribuinte ao barramento (Figura 2) possui cerca de 188 km², com talvegue de cerca de 50 km e desnível total da ordem de 840 m. A região apresenta clima tropical úmido, com precipitação média anual da ordem de 1.300 mm e máxima anual histórica de 2.140,4 mm, registrada em 1980 no posto Aracruz (01940021), evidenciando elevada variabilidade interanual e potencial para eventos extremos.

Pelo critério de porte das Diretrizes da ANA [2], o tempo de retorno de projeto requerido é TR = 500 anos (h < 15 m e V < 3 hm³); optou-se, no entanto, por adotar o TR = 1.000 anos da faixa imediatamente superior, como margem de segurança adicional, em razão da elevada variabilidade hidrológica da bacia, da ausência de monitoramento fluviométrico local e do possível uso para abastecimento humano, que agrava o dano potencial associado à estrutura.

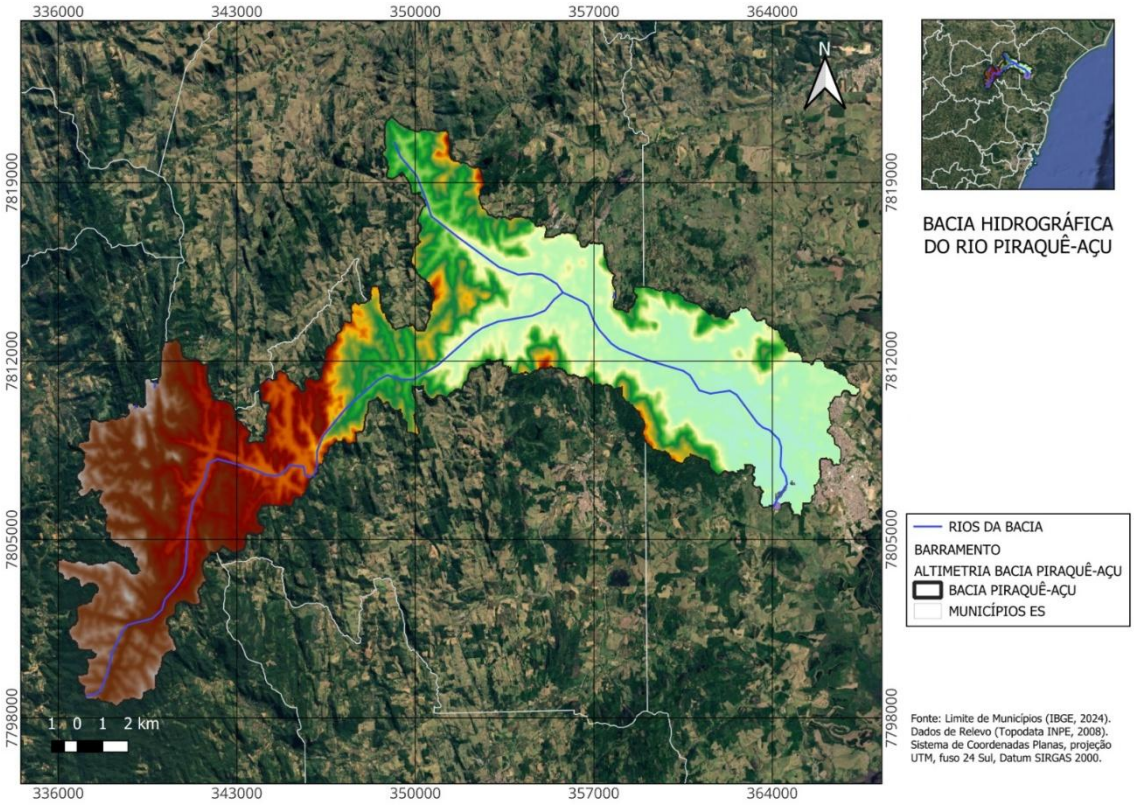


Figura 2 - Bacia hidrográfica: Rio Piraquê-Açu.

3.2 Projeto hidráulico original

O projeto executivo (2021) consolidou as vazões de projeto e o dimensionamento do vertedouro labirinto. As hipóteses e resultados do estudo hidrológico constam da Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros e resultados do estudo hidrológico do projeto executivo (2021).

Parâmetro	Valor
Área da bacia hidrográfica	188 km²
Comprimento do talvegue	49,89 km
Tempo de concentração	13,22 h
Curva-Número (CN)	62
Vazão de projeto Q (TR=500 anos)	308 m³/s
Vazão de projeto Q (TR=1.000 anos)	351 m³/s
Lâmina d'água máxima sobre a crista do labirinto	1,40 m
Borda livre mínima	0,50 m

O vertedouro labirinto previsto em projeto foi dimensionado de acordo com o procedimento de TULLIS et al. [4], com perfil de crista em quarto de circunferência e ângulo α = 35°. A configuração geométrica em planta, conforme o projeto executivo, é apresentada na Figura 3 e os parâmetros geométricos são resumidos na Tabela 3.

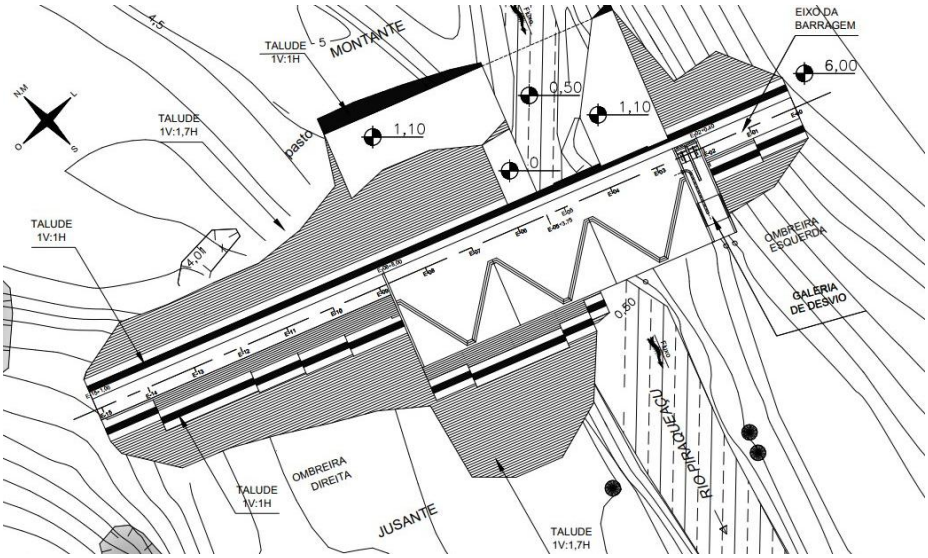


Figura 3 - Planta do vertedouro labirinto conforme o projeto executivo (2021).

Tabela 3 - Geometria do vertedouro labirinto previsto no projeto executivo.

Parâmetro geométrico	Valor
Número de módulos	3
Largura útil de cada módulo (w)	20,80 m
Largura útil total (W)	62,40 m
Comprimento total desenvolvido da crista (L)	102,60 m
Altura do labirinto (P)	3,00 m
Ângulo das paredes laterais (α)	35°
Largura interna do vértice (a)	1,40 m
Tipo de perfil da crista	Quarto de circunferência

Aplicando-se a equação (1) com Cd = 0,712 (obtido a partir da curva de TULLIS et al. [4] para α = 35° e H/P = 0,47, com H = 1,40 m e P = 3,00 m) e o comprimento de crista total L = 102,60 m, a capacidade de descarga do vertedouro resulta em 357,5 m³/s, atendendo à vazão de projeto de 351 m³/s (TR = 1.000 anos).

3.3 Evento crítico durante a execução

No início do mês de setembro de 2025, com a obra já em fase de execução do barramento (Figura 4), ocorreu na bacia uma sequência de eventos pluviométricos significativos. O conjunto das chuvas gerou vazões superiores à capacidade da galeria de desvio: além do seu afogamento e do galgamento das ensecadeiras de proteção, o escoamento excedente erodiu a ombreira esquerda, abrindo um canal que passou a conduzir parte da vazão e a operar como desvio não previsto do rio (Figura 5). O evento resultou na inundação temporária do sítio de obras e na interrupção das atividades de concretagem (Figura 6).



Figura 4 - Vista geral do sítio de obras em 31/08/2025, antes do evento pluviométrico.


Figura 5 - Galeria de desvio e erosão da ombreira esquerda.



Figura 6 - Vista do sítio de obras em 03/09/2025, após evento pluviométrico.

O episódio concentrou-se em 1 e 2 de setembro de 2025, com 32,0 mm e 52,5 mm diários registrados no posto de Aracruz (cód. 01940021), ou seja, chuvas de 84,5 mm em 48 h. O escoamento superou claramente a capacidade da galeria de desvio, composta por 2 módulos de 2×4 m, e que havia sido dimensionada para cerca de 39 m³/s (TR = 25 anos no período seco), e galgou as ensecadeiras de proteção, evidência direta de que as vazões reais da bacia eram substancialmente superiores às hipóteses do projeto executivo (2021).

Enquanto esse problema era estudado, a obra encontrava-se em fase intermediária de execução: fundações concluídas, galeria de desvio implantada e vários blocos do barramento em concretagem (Figura 7).



Figura 7 - Vista do sítio de obras em 11/11/2025, durante elaboração de estudos de reavaliação hidrológica.

A continuidade segura da obra dependia de verificar se a estrutura, tal como projetada, era capaz de absorver as vazões reais da bacia. Foi conduzida então uma reavaliação ampla dos estudos hidrológicos originais, em duas etapas independentes (pela construtora e pela supervisão) apresentadas a seguir.

4. REAVALIAÇÃO HIDROLÓGICA

A reavaliação hidrológica foi conduzida em duas etapas independentes: a primeira, no âmbito da construtora, com apoio de consultoria em hidrologia; a segunda, no âmbito da supervisão, pela Miletus Engenharia – consultoria da qual integram parte dos autores deste artigo. As subseções 4.1 e 4.2 apresentam separadamente as hipóteses, métodos e resultados de cada estudo; o item 4.3 traz a análise comparativa.

4.1 Estudo independente da construtora

O estudo contratado pela construtora (concluído em novembro de 2025) adotou abordagem por modelagem chuva–vazão concentrada, com transformação por hidrograma unitário e perdas pelo método da Curva-Número, processado em ambiente IPHS1. A Curva-Número CN = 68 foi adotado a partir da composição entre pasto não tratado (35% da bacia, CN = 66) e mato/bosque com infiltração pobre (65% da bacia, CN = 69).

As chuvas de projeto foram obtidas a partir do posto pluviométrico de Aracruz (código 01940021), com distribuição estatística por Gumbel e desagregação pelo método de Taborga. Os principais parâmetros e resultados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros e resultados do estudo independente da construtora.

Parâmetro	Valor
Área de drenagem	182,2 km²
Comprimento do talvegue	52,79 km
Tempo de concentração	6,81 h
Curva-Número (CN)	68
Posto pluviométrico	Aracruz (cód. 01940021)
Distribuição estatística	Gumbel
Desagregação da chuva	Método de Taborga
Software de modelagem	IPHS1
Vazão de projeto Q (TR=500 anos)	821,4 m³/s
Vazão de projeto Q (TR=1.000 anos)	920,2 m³/s
Vazão de projeto Q (TR=10.000 anos)	1.261,4 m³/s
Amortecimento de cheia no reservatório	inferior a 2%

O estudo da construtora recomendou a adoção de Q (TR = 1.000 anos) = 920 m³/s para verificação do vertedouro, com possível elevação da cota de coroamento da barragem. O resultado é aproximadamente 2,6 vezes superior ao valor de 351 m³/s adotado no projeto executivo.

4.2 Reavaliação hidrológica da supervisão

A reavaliação hidrológica conduzida pela supervisão técnica (concluída em dezembro de 2025) adotou três métodos complementares: (i) Kokei Uehara, como método sintético de referência; (ii) regionalização de vazões, para verificação da ordem de grandeza; e (iii) modelagem hidrológica distribuída em HEC-HMS, com transformação chuva-vazão pelo Hidrograma Unitário Triangular do SCS.

A principal diferença metodológica em relação aos estudos anteriores foi a divisão da bacia em cinco sub-bacias contribuintes, cada uma com sua área, talvegue, declividade média e tempo de concentração próprios. Os tempos de concentração

foram estimados pela média entre os métodos de Kirpich, Ven Te Chow e Corps of Engineers, três entre as fórmulas avaliadas por SILVEIRA [13] como de melhor desempenho relativo em bacias rurais.

O método da Onda Cinemática, também recomendado por SILVEIRA [13] para essa categoria, foi calculado para verificação, mas excluído da média final do Tc por produzir valores cerca de quatro vezes superiores aos das demais fórmulas – comportamento atribuível à sensibilidade do método aos parâmetros de rugosidade (n) e intensidade de chuva (i). A discretização da bacia e os parâmetros físicos resultantes são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Discretização em sub-bacias adotada na reavaliação hidrológica da supervisão.

Sub-bacia	Área (km²)	Talvegue (km)	Decl. méd. eq. (%)	Tc médio (h)
Rio Piraquê-Açu (trecho superior)	62,34	18,66	0,3	5,85
Córrego Demétrio	27,18	10,39	2,1	2,19
Rio Piraquê-Açu (trecho médio)	55,94	20,79	2,5	3,43
Tributário Sem Nome (000331)	11,34	6,08	6,0	1,11
Rio Lombardia	31,73	11,35	1,5	2,61
Bacia total (Rio Piraquê-Açu)	**188,53**	**50,96**	**1,6**	**7,45**

Os coeficientes de escoamento (CN) foram obtidos seguindo metodologia análoga à da Nota Técnica n.º 46/2018/SPR da ANA [14], que define a base nacional BHO_CN_2018 (cruzamento entre o mapa de uso do solo do IBGE 2014, o mapa pedológico da ANA 2017 e a Base Hidrográfica Ottocodificada, em escala 1:250.000). Como adaptação ao caso, o mapa nacional de uso e cobertura do solo foi substituído pelo do GEOBASES (escala 1:25.000, específico para o Espírito Santo), permitindo identificar com maior detalhamento a heterogeneidade do uso do solo nas sub-bacias e refinar a estimativa da chuva efetiva.

A regionalização de vazões resultou em cerca de 92 m³/s para TR = 1.000 anos, mas foi descartada da síntese final em razão da baixa qualidade dos ajustes (R^2 inferior a 0,2 em todos os modelos), reflexo da heterogeneidade hidrológica entre as estações disponíveis.

Os resultados das vazões obtidas pelos métodos retidos para síntese são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Vazões de pico obtidas pelos métodos da reavaliação hidrológica da supervisão.

Método	Q (TR=500 anos)	Q (TR=1.000 anos)	Q (TR=10.000 anos)
Kokei Uehara	203,9 m³/s	229,9 m³/s	—
Hidrograma Unitário	467,3 m³/s	579,4 m³/s	813,8 m³/s
Vazão crítica adotada	—	**580 m³/s**	—

O método de Kokei Uehara forneceu vazão da ordem de 230 m³/s para TR = 1.000 anos, valor inferior aos 351 m³/s do projeto executivo. Aceitá-lo implicaria considerar a vazão original já conservadora, conclusão oposta à evidência de campo, em que o evento pluviométrico indicou que as vazões adotadas no projeto estavam subdimensionadas. Diante dessa incompatibilidade, esse método foi considerado inadequado para a bacia em questão.

Finalmente, o método do hidrograma unitário em HEC-HMS forneceu vazão de pico de 579,4 m³/s para TR = 1.000 anos; arredondado para 580 m³/s, esse valor foi adotado como vazão crítica de projeto para verificação das estruturas extravasoras e de dissipação. Os hidrogramas podem ser visualizados na Figura 8.

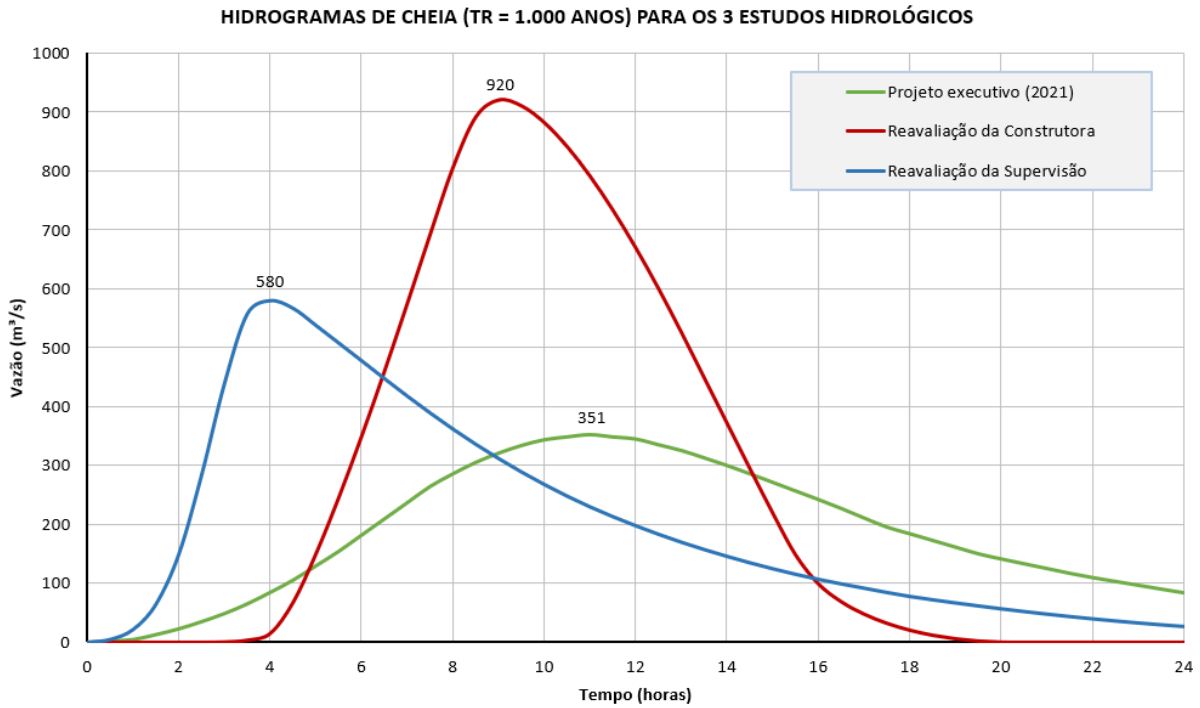


Figura 8 - Hidrogramas de cheia (TR = 1.000 anos) na seção do barramento, comparando o projeto executivo, estudo encomendado pela construtora e o estudo da supervisão.

4.3 Análise comparativa dos resultados

A Tabela 7 compara os três estudos hidrológicos e os principais parâmetros adotados em cada um.

Tabela 7 - Comparação entre os três estudos hidrológicos.

Estudo	Área (km²)	CN	Tc (h)	Q TR=1.000 (m³/s)
Projeto executivo (2021)	188,0	62	13,22	351
Reavaliação da construtora (2025)	182,2	68	6,81	920
Reavaliação da supervisão (2025)	188,5	~56[1]	7,45[2]	580

Notas: [1] Valor ponderado pelo uso e cobertura do solo (GEOBASES, 1:25.000) calculado para cada sub-bacia e ponderado por área; [2]Tc calculado para a bacia total sem discretização, apresentado apenas para comparação dimensional; a análise efetiva da supervisão adotou os Tc independentes por sub-bacia (Tabela 5).

A Tabela 7 funciona, na prática, como uma análise de sensibilidade empírica: três estudos tecnicamente defensáveis, ao variarem sobretudo o tempo de concentração, o CN e a discretização espacial, produziram vazões de pico de 351 a 920 m³/s, faixa de cerca de 2,6 vezes que evidencia o peso dessas hipóteses no dimensionamento.

A subestimativa do projeto executivo (351 m³/s, frente aos 580 m³/s adotados) explica-se por dois fatores. O primeiro é o tempo de concentração: o estudo de 2021 adotou Tc = 13,22 h, cerca do dobro do estimado pelos estudos posteriores (6,8 a 7,5 h), o que gera chuvas críticas mais longas e menos intensas e, portanto, picos menores.

O segundo é a discretização: os estudos de 2021 e da construtora trataram a bacia de forma concentrada, enquanto a supervisão a dividiu em cinco sub-bacias, com hidrogramas próprios compostos no exutório, abordagem que captura a propagação e o tempo de viagem, ausentes no modelo concentrado.

O CN, por sua vez, não explica a subestimativa do projeto: a supervisão adotou CN ponderado da ordem de 56, inferior ao CN = 62 de 2021, de modo que sua vazão mais alta decorre do Tc mais curto e da discretização, não de maior escoamento. O CN é, porém, o principal fator a distinguir os dois estudos pós-evento entre si: a construtora adotou CN = 68 uniforme; já a supervisão, valores variáveis por sub-bacia calibrados pelo GEOBASES (1:25.000). A diferença de cerca de 60% entre os 920 e os 580 m³/s atribui-se sobretudo à combinação, no estudo concentrado da construtora, de Tc curto e CN uniforme elevado, que tende a maximizar o pico da bacia.

Após revisão sistemática dos três estudos pela contratante, SEAG-ES (instituição da qual integram parte dos autores deste artigo), foi adotado o valor de 580 m³/s para verificação das estruturas extravasoras, por se apoiar na modelagem distribuída de maior aderência à fisiografia da bacia.

5. VERIFICAÇÃO E ADEQUAÇÃO DO VERTEDOURO

5.1 Verificação do vertedouro existente

Adotada a vazão crítica revisada de 580 m³/s, procedeu-se à verificação da capacidade do vertedouro previsto no projeto executivo. Para verificação da configuração original, aplicou-se a equação (1) com o coeficiente de descarga calculado pela equação polinomial de KOHN [9] para α = 35° e H/P = 0,47, ajustada às curvas de TULLIS et al. [4], obtendo-se uma capacidade nominal Q = 357,5 m³/s. Esse valor é compatível com a vazão adotada no projeto original (351 m³/s), mas insuficiente perante a vazão crítica revisada de 580 m³/s: déficit de 222,5 m³/s, correspondente a 62% da capacidade nominal.

Em termos de segurança hidráulica, a operação do vertedouro previsto no projeto sob a chuva associada a TR = 1.000 anos resultaria em galgamento da barragem ou na violação da borda livre mínima, ambas hipóteses incompatíveis com os critérios da PNSB [1] e das Diretrizes da ANA [2]. A reconfiguração do vertedouro tornou-se, portanto, uma exigência na adequação do projeto.

5.2 Critérios para a adequação

Foram considerados três critérios na busca por uma solução técnica viável:

(i) Preservação da concepção em vertedouro labirinto e da largura total do barramento, dada a limitação topográfica e a impossibilidade de expansão lateral da seção vertente sem revisão substancial do arranjo geral da obra;

(ii) Compatibilidade construtiva com as obras civis já executadas (fundações, blocos do barramento e estruturas de aproximação), de modo a evitar demolições e retrabalhos significativos;

(iii) Viabilidade contratual e econômica, uma vez que alterações de grande porte poderiam exigir aditivos contratuais incompatíveis com as condições do contrato.

Sob essas premissas, foram avaliadas duas linhas de intervenção: (a) substituição de um dos blocos estruturais do barramento (Bloco 5) por um módulo adicional de vertedouro labirinto, totalizando quatro módulos em vez de três; e (b) elevação simultânea da crista do barramento em 0,50 m, ampliando a lâmina d'água admissível de 1,40 m para 1,90 m. O efeito combinado das duas medidas foi verificado pela aplicação da equação (1) com os ajustes necessários no Cd, conforme Figura 1.

5.3 Resultados

Os resultados da capacidade de descarga para as três configurações (atual, com 4 módulos e com 4 módulos e elevação de 0,50 m) são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Capacidade de descarga calculada para as configurações analisadas.

Configuração do vertedouro	H (m)	Q (m³/s)
Vertedouro original - 3 módulos	1,40	357,5
Configuração revisada - 4 módulos	1,40	476,7
Solução final - 4 módulos + elevação da crista de 0,50 m	**1,90**	**717,8**

A configuração com 4 módulos e lâmina d'água original (1,40 m) eleva a capacidade para 476,7 m³/s, ainda insuficiente perante a vazão revisada de 580 m³/s. Apenas a combinação das duas medidas (4 módulos + elevação de 0,50 m) atinge 717,8 m³/s. A elevação da crista do barramento em 0,50 m preserva a borda livre mínima recomendada pela ANA [2], que estabelece valor mínimo de 0,50 m acima do nível de cheia máxima para barragens de concreto. Mantida essa condição, a lâmina d'água máxima passa de 1,40 m para 1,90 m e a cota de coroamento passa de +6,00 m para +6,50 m. Como a capacidade da configuração final (Figura 9) de 717,8 m³/s (correspondente à lâmina máxima admissível de 1,90 m) supera com folga a vazão crítica de 580 m³/s, a carga efetivamente desenvolvida sobre a soleira é inferior a 1,90 m; o nível máximo de cheia não atinge a cota +6,00 m, preservando-se borda livre superior a 0,50 m até a crista do barramento (+6,50 m). A solução foi implantada e a obra foi concluída com sucesso e inaugurada em junho de 2026 (Figura 10).

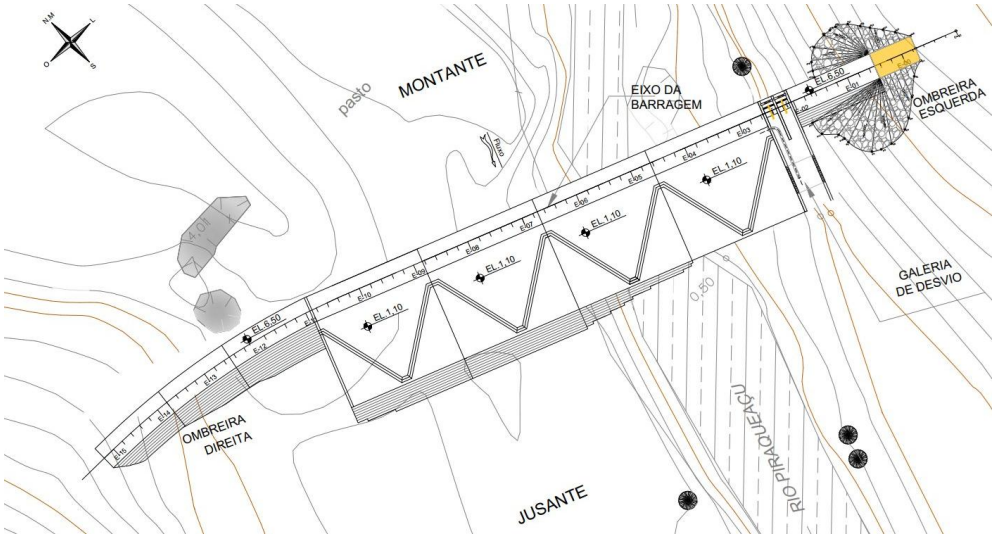


Figura 9 - Planta da configuração adotada para o vertedouro labirinto, com 4 módulos de 20,80 m e crista do barramento elevada em 0,50 m.



Figura 10 - Vista aérea da estrutura concluída, em 05/06/2026, com o vertedouro labirinto na configuração adotada (quatro módulos).

Registra-se que a ombreira esquerda, erodida durante o evento pluviométrico descrito no item 3.3, foi recomposta por meio de uma estrutura de pequena extensão, situada na extremidade do barramento e constituída por aterro compactado com proteção de enrocamento nos taludes. O projeto da recomposição não integrou o escopo do trabalho dos autores e sua execução manteve a mesma cota de crista do barramento de concreto (+6,50 m).

Verificou-se ainda a relação H/P para a configuração final: H = 1,90 m e P = 3,00 m, resultando em H/P = 0,63, valor inferior a 0,9, o que mantém a estrutura na faixa de operação eficiente do vertedouro labirinto, conforme [5] e [6]. A relação largura de ciclo / altura w/P, de aproximadamente 6,9 (w = 20,80 m; P = 3,00 m), é coerente com os limites recomendados para preservar a contribuição efetiva dos vértices ao escoamento.

6. DISCUSSÃO

As duas reavaliações convergiram quanto à insuficiência do dimensionamento original, mas divergiram quanto à magnitude da vazão crítica (TR = 1.000 anos): 580 m³/s na supervisão e 920 m³/s na construtora – divergência cuja origem (Tc, discretização espacial e calibração do CN) e cujo desfecho (adoção dos 580 m³/s pela SEAG-ES) foram detalhados no item 4.3.

A inadequação do estudo original não foi identificada por revisão metodológica, mas por evento real: o afogamento da galeria de desvio e o galgamento das ensecadeiras forneceram a evidência empírica que motivou a reavaliação. Sob essa perspectiva, a fase de execução deve ser entendida não como mera aplicação do projeto, mas como momento privilegiado para validação das hipóteses hidrológicas.

Uma estimativa reversa reforça esse ponto. A máxima diária do evento (52,5 mm) corresponde, na série de 1970–2025 do posto de Aracruz, a um tempo de recorrência da ordem de 1,2 ano (48 dos 54 anos registraram máxima diária anual superior), e mesmo o acumulado de 84,5 mm em 48 h equivale a cerca de 1,3 ano. Sob a hipótese de projeto adotada nos estudos (recorrência da cheia igual à da chuva de projeto), a cheia ocorrida foi um evento ordinário, muito inferior às cheias de projeto. Que um evento dessa frequência tenha afogado a galeria de desvio, dimensionada para cerca de 39 m³/s, é evidência direta da subestimativa que a reavaliação posteriormente confirmou. A vazão de pico do evento não foi instrumentada e sua reconstituição exigiria a simulação da chuva observada no modelo distribuído, fora do escopo deste trabalho.

A ampliação da capacidade de vazão do vertedouro de 357,5 para 717,8 m³/s, obtida pela combinação de maior comprimento desenvolvido de crista e maior carga admissível, foi viabilizada por uma circunstância favorável: o Bloco 5, ainda não concretado no momento da reavaliação, pôde ser convertido em módulo de vertedouro sem demolições. Em barragens sem essa folga, alternativas como a substituição do perfil de crista por meia circunferência [6] ou soluções híbridas com fusegates [15] precisariam ser avaliadas.

Cabe registrar que ambas as estimativas pós-evento são tecnicamente defensáveis e refletem premissas legítimas sobre uma bacia sem monitoramento fluviométrico. A diferença entre 920 e 580 m³/s ilustra a incerteza inerente à modelagem de eventos extremos.

7. CONCLUSÕES

O caso da Barragem do Rio Piraquê-Açu mostra que estudos hidrológicos formalmente conformes com a prática corrente podem se revelar insuficientes quando adotam hipóteses sem comparação crítica entre métodos. A reavaliação conduzida durante a obra, fundamentada em modelagem distribuída em HEC-HMS sobre cinco sub-bacias contribuintes, elevou a vazão crítica (TR = 1.000 anos) de 351 m³/s para 580 m³/s. A adequação adotada – reorganização de três para quatro módulos e elevação da crista do barramento em 0,50 m – ampliou a capacidade do vertedouro

de 357,5 m³/s para 717,8 m³/s, preservando a concepção estrutural e a viabilidade contratual da obra.

Da experiência relatada, extraem-se três recomendações para a prática profissional em projetos de barragens:

- Estudos hidrológicos para projeto devem, sempre que possível, contemplar a comparação entre métodos sintéticos e modelagem distribuída, com análise de sensibilidade aos parâmetros críticos (tempo de concentração, Curva-Número e discretização espacial), de modo a explicitar a faixa de incerteza dos resultados;
- Eventos hidrológicos observados durante a execução, mesmo de magnitude aparentemente moderada, devem ser sistematicamente analisados como oportunidade de validação ou refutação das hipóteses de projeto, e não tratados como contingências isoladas da obra;
- A concepção do arranjo geral deve, quando possível, contemplar margens construtivas que permitam adaptações futuras – característica em que o vertedouro labirinto se mostra particularmente adequado.

Por fim, o trabalho demonstra que a integração entre as equipes de projeto, supervisão, construção e gestão contratual é essencial para que reavaliações desse tipo se traduzam em soluções tecnicamente sólidas sem comprometer a viabilidade do empreendimento. A experiência aqui relatada espera contribuir para que situações análogas, recorrentes tanto em obras novas quanto em projetos de modernização e adequação de barragens e usinas existentes, sejam tratadas com o mesmo rigor metodológico.

8. PALAVRAS-CHAVE

Vertedouro labirinto; reavaliação hidrológica; modernização de barragens; segurança de barragens; hidrograma unitário.

9. AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seu reconhecimento aos profissionais cujo apoio técnico e institucional viabilizou a elaboração deste artigo:

- Eng.ª Louise Bussolotti – Fiscal do contrato (SEAG-ES);
- Eng.º Enio Bergoli – Secretário de Agricultura (SEAG-ES);
- Eng.º Márcio Fernandes – Responsável pela construção (AGService);
- Eng.º Antônio Galvão dos Santos – Diretor Operacional (AGService).

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] BRASIL (2010) – "Lei n.º 12.334, de 20 de setembro de 2010 - Política Nacional de Segurança de Barragens", com alterações dadas pela Lei n.º 14.066/2020, Diário Oficial da União, Brasília.

[2] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA (2016) – "Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens, Volume V: Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens", Brasília.

[3] HAY, N.; TAYLOR, G. (1970) – "Performance and Design of Labyrinth Weirs", Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, vol. 96, n.º HY11, pp. 2337–2357.

[4] TULLIS, J. P.; AMANIAN, N.; WALDRON, D. (1995) – "Design of Labyrinth Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, vol. 121, n.º 3, pp. 247–255.

[5] FALVEY, H. T. (2003) – "Hydraulic Design of Labyrinth Weirs", ASCE Press, Reston, Virginia.

[6] CROOKSTON, B. M.; TULLIS, B. P. (2013) – "Hydraulic Design and Analysis of Labyrinth Weirs (Parts I and II)", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, vol. 139, n.º 5.

[7] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE (2018) – "Hydrologic Engineering Requirements for Reservoirs", Engineer Manual EM 1110-2-1420, Washington.

[8] SOIL CONSERVATION SERVICE – SCS (1972) – "National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology", U.S. Department of Agriculture, Washington.

[9] KOHN, E. (2006) – "Vertedor do Tipo Labirinto", Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

[10] OLIVEIRA, A. M. (2004) – "Utilização de Vertedores Labirinto em Pequenos Aproveitamentos Hidrelétricos", Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, Campinas.

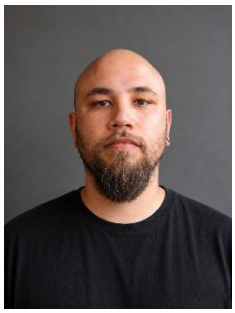
[11] AVELINO, M. L. (2025) – "Avaliação do Desempenho Hidráulico de Vertedouros Tipo Labirinto Utilizando Modelo Numérico", Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

[12] CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS — CNRH (2012) – "Resolução n.º 144, de 10 de julho de 2012 – estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, aplicação de seus instrumentos e atuação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens", Diário Oficial da União, Brasília.

[13] SILVEIRA, A. L. L. (2005) – "Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais", Revista Brasileira de Recursos Hídricos — RBRH, vol. 10, n.º 1, pp. 5–23.

[14] ANA (2018) – "Nota Técnica n.º 46/2018/SPR - Sistematização e mapeamento de Curva-Número para o Brasil", Brasília.

[15] AHMED, F.; BAGHERIFAR, M.; KHORASSANI, S. M. (2019) – "Study of the Sarough Dam Fusegates and Labyrinth Spillway", International Journal of Hydraulic Engineering, vol. 8, n.º 1, pp. 7–14.

	**Vinícius dos Santos REBULI** Engenheiro Civil pela UFES (2013), Mestre em Engenharia Civil e Ambiental pela Carnegie Mellon University (2015). Sócio-diretor da Miletus Engenharia. Atua há mais de 10 anos em projetos, consultoria e supervisão de obras de infraestrutura, incluindo barragens, pontes e contenções, com ênfase em segurança de barragens.
	**Neemias Almeida DIAS** Engenheiro Civil (2014) e mestre em Geotecnia (2017), ambos pela UFES. Atua em projetos geotécnicos, com foco em contenções, fundações, barragens e estabilidade de taludes. Professor universitário desde 2018 em disciplinas de Engenharia Civil e áreas correlatas.
	**João Adolfo Camiletti FASSARELLA** Engenheiro Civil pela UFES (2009). Atua há mais de 15 anos em projetos, consultoria em estudos hidrológicos e hidráulicos para projetos de infraestrutura viária, barragens, projetos de macrodrenagem.
	**Rodrigo José Costa NÓBREGA** Engenheiro Civil, Mestre e Pós-Graduado em Infraestrutura Urbana, com 26 anos de experiência em infraestrutura rodoviária, transportes e obras públicas. Atua em planejamento, projeto, execução e manutenção de sistemas viários. É Subsecretário de Infraestrutura Rural do ES, com passagem pelo DER-ES e experiência docente e produção científica.
	**Patrick Silva RIBEIRO** Possui graduação em Eng. Elétrica, pela Universidade Federal do Espírito Santo (2011), Especialização em Eng. Elétrica (IFES - 2014), Mestrado em Eng. e Desenvolvimento Sustentável (UFES - 2017), Especialização em Administração Pública Planejamento e Gestão Governamental (FJP - 2023), atualmente é doutorando em Economia pela UFES (início em 2025) e atua no Governo do Espírito Santo (desde 2011).

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.2, MR.3, MR.4
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

A USINA HIDRELÉTRICA REVERSÍVEL COMO FERRAMENTA DE PROTEÇÃO CIVIL ALÉM DO BENEFÍCIO DE ARMAZENAMENTO DE ENERGIA

Luiz Gustavo Fortes WESTIN
Esp. MSc., Engenheiro Hídrico - WEBHIDRO

Tarcísio CASTRO
MSc., Engenheiro Civil - PSR

Adolfo Tribst CORREA
MBA., Engenheiro Hídrico - Brazil Hydro

Thais Caroline Guimarães WESTIN
Eng., Mecânica - UNIFEI

RESUMO

O município de Itajubá-MG apresenta histórico recorrente de inundações causadas pelo transbordamento do rio Sapucaí. Registros locais indicam eventos severos com prejuízos sociais, ambientais, econômicos e danos significativos à infraestrutura urbana. Esse cenário reforça a necessidade de soluções estruturais capazes de ampliar a resiliência hídrica e fortalecer a proteção civil desta região. A implantação de uma Usina Hidrelétrica Reversível (UHR) pode atuar na atenuação de cheias, derivando parte da vazão excedente do rio Sapucaí, antes do perímetro urbano, para afluente ribeirão Piranguçu, que devolve essa água após a área urbanizada. Essa derivação temporária reduz o pico do hidrograma no trecho crítico, diminuindo a lâmina d'água, ampliando o tempo de resposta a emergências, e mitigando os impactos das enchentes. Como uma UHR também apresenta benefício econômico relevante por meio da prestação de serviços técnicos remunerados que podem ser viabilizados nos leilões previstos para reserva de capacidade, surgindo como alternativa financeira aos custos de operação e manutenção de um sistema de proteção civil similar, tornando o equipamento mais sustentável financeiramente ao poder público e atrativo ao investidor privado do mercado de energia. Este modelo de parceria público privada pode contribuir para a viabilidade socioambiental e no financiamento da implantação deste projeto, aumentando a sua competitividade nos certames e favorecendo iniciativas que combinem benefícios energéticos com aumento da resiliência climática em cidades historicamente afetadas por inundações. Assim, este arranjo hipotético de UHR configura-se como solução multifuncional, capaz de proteger a população, reduzir vulnerabilidades urbanas, apoiar a transição energética e sustentar sua própria operação, integrando engenharia hidráulica, energética e ações de defesa civil.

ABSTRACT

The municipality of Itajubá, in the state of Minas Gerais, has a recurrent history of flooding caused by the overflow of the Sapucaí River. Local records indicate severe events resulting in social, environmental, and economic losses, as well as significant damage to urban infrastructure. This scenario reinforces the need for structural solutions capable of increasing water resilience and strengthening civil protection in the region. The implementation of a Pumped Storage Hydropower Plant (PSH) can contribute to flood attenuation by diverting part of the excess flow of the Sapucaí River—upstream of the urban perimeter—toward the Piranguçu Creek, an affluent that returns this water downstream of the urbanized area. This temporary diversion reduces the peak of the hydrograph in the critical reach, lowering water levels, increasing emergency response time, and mitigating the impacts of flooding. Since a PSH plant also provides relevant economic benefits through remunerated technical services that can be contracted in capacity reserve auctions, it emerges as a financially viable alternative to the operational and maintenance costs of a similar civil protection system. This makes the facility more financially sustainable for public authorities and attractive to private investors in the energy sector. This public–private partnership model could also support the socio-environmental feasibility and financing of the project's implementation, increasing its competitiveness in bidding processes and promoting initiatives that combine energy-sector benefits with enhanced climate resilience in cities historically affected by floods. Thus, this hypothetical PSH configuration represents a multifunctional solution capable of protecting the population, reducing urban vulnerabilities, supporting the energy transition, and sustaining its own operation by integrating hydraulic engineering, energy systems, and civil protection actions.

1. INTRODUÇÃO

As mudanças climáticas têm intensificado o debate global sobre a necessidade de transformação dos sistemas energéticos. A forte dependência de combustíveis fósseis para a geração de energia está diretamente associada ao aumento das emissões de gases de efeito estufa e ao aquecimento global, reforçando a urgência de modelos energéticos mais sustentáveis e de baixo carbono.

Além disso, as mudanças climáticas têm provocado alterações significativas no regime de chuvas, aumentando a frequência e a intensidade de eventos extremos. Esse processo tem contribuído para a maior ocorrência de desastres naturais, como alagamentos, enxurradas, inundações e escorregamentos de encostas, principalmente em áreas urbanas e regiões serranas [1]. Entre 1991 e 2023, desastres causados por chuvas afetaram cerca de 4.645 municípios no Brasil, o que representa aproximadamente 83% do total nacional. Durante esse período, estima-se que cerca de 91,7 milhões de pessoas foram impactadas e que os prejuízos econômicos somaram R$146,7 bilhões, evidenciando a magnitude dos impactos sociais e econômicos associados ao aumento desses eventos extremos [1].

Uma das formas de mitigar os efeitos das mudanças climáticas e reduzir as emissões provenientes do setor de energia é impulsionar a transição energética, o que requer substituir gradualmente as fontes fósseis por renováveis. Em 2024, as fontes renováveis corresponderam a 88,2% da matriz elétrica brasileira, com destaque para as hidrelétricas, responsáveis por 55,3% da geração, seguidas pela energia eólica (14,1%) e solar (9,3%) [2]. Apesar da alta participação de fontes renováveis ser um diferencial do sistema elétrico brasileiro, a integração de fontes variáveis, como solar e eólica, impõe desafios operacionais, especialmente na manutenção do equilíbrio entre oferta e demanda.

1.1. Benefícios das Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR)

O crescimento das fontes renováveis intermitentes, como a eólica e a solar, exige maior flexibilidade nos sistemas energéticos, pois sua geração varia conforme as condições climáticas e apresenta sazonalidade. Essa variabilidade cria a necessidade de soluções de armazenamento capazes de garantir o atendimento contínuo da demanda [3]. Quando o armazenamento ou o gerenciamento da rede não compensam essas oscilações, ocorre o *curtailment*, ou seja, a restrição forçada da geração renovável, gerando perdas econômicas e ambientais pela subutilização da infraestrutura e pelo acionamento de usinas térmicas.

Nesse contexto, as Usinas Hidrelétricas Reversíveis (UHR) surgem como alternativa estratégica para ampliar a capacidade de armazenamento e a flexibilidade do sistema elétrico brasileiro [4]. Embora o país seja referência mundial em geração hidrelétrica, ainda não possui UHRs em operação [4], tecnologia já consolidada em diversos países que expandem seus projetos de bombeamento para integrar fontes renováveis variáveis [5]. Com a redução da construção de novas hidrelétricas de regularização e o aumento da participação de fontes intermitentes no Sistema Interligado Nacional, as UHRs tornam-se essenciais para garantir estabilidade, capacidade e eficiência do sistema elétrico [6].

O âmbito do planejamento energético, o Plano Clima – Plano Setorial de Energia – estabelece diretrizes para aprimorar a operação e a capacidade de armazenamento dos reservatórios [7], incluindo estudos para identificar estruturas de regularização que reforcem a segurança hídrica, mitiguem eventos extremos e atendam aos múltiplos usos da água. O plano também destaca a importância de fortalecer a resiliência do SIN frente a picos de demanda e falhas associadas a eventos climáticos severos, prevendo o avanço de estudos de modelagem e a inserção de tecnologias de armazenamento.

Nesse contexto, as UHR se alinham diretamente a essas diretrizes ao oferecerem flexibilização operativa, capacidade de armazenamento e maior robustez do sistema diante das oscilações climáticas e da crescente participação de fontes renováveis intermitentes, configurando-se como solução integrada para energia e gestão hídrica.

Portanto, as UHRs podem contribuir para outros usos da água, como regularização hidrológica, abastecimento urbano, irrigação e controle de cheias [6]. Essa multifuncionalidade torna a tecnologia especialmente relevante para regiões sujeitas a inundações recorrentes, como Itajubá e municípios vizinhos na bacia do Rio Sapucaí, onde a implantação de uma UHR pode representar não apenas um avanço energético, mas também uma medida eficaz de proteção civil e resiliência climática.

1.2. UHRs como instrumento de Proteção Civil

Além dos aspectos energéticos, a implantação de UHR pode gerar benefícios para outros usos da água, seja pelo armazenamento do recurso, pela regularização do regime hidrológico ou por criar condições favoráveis para atividades como navegação, abastecimento urbano, irrigação, controle de cheias e lazer [6]. Essas funcionalidades tornam essa tecnologia especialmente relevante para regiões que enfrentam problemas recorrentes de inundação, como é o caso de Itajubá e municípios vizinhos, situados na bacia do Rio Sapucaí.

A região de Itajubá possui um extenso histórico de cheias, com registros que remontam ao século XIX. Entre o primeiro evento documentado, em 1821, e o ano de 2000, foram catalogadas 74 ocorrências de inundação no município. O episódio mais recente de grandes proporções ocorreu em janeiro de 2000, após precipitações que superaram 500 mm nas cabeceiras dos rios e 350 mm no interior da cidade. O nível do Rio Sapucaí ultrapassou 8 metros, atingindo a cota de 847,44 m e afetando cerca de 80% da população urbana [8].

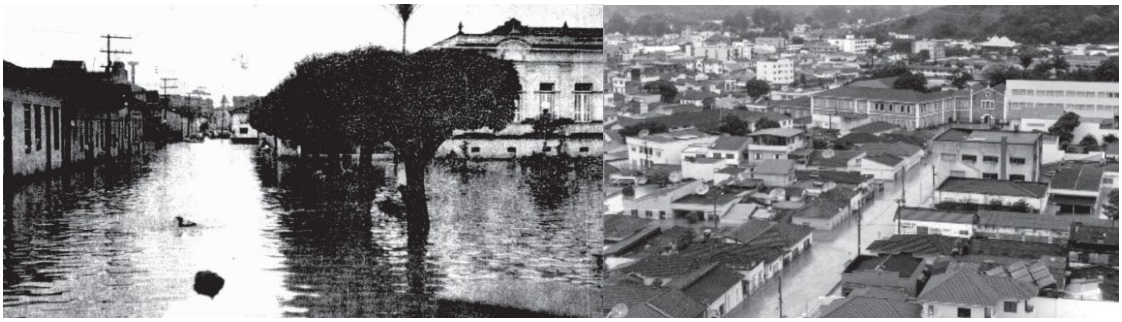


Figura 1 –Inundações na cidade de Itajubá, 1919 (à esquerda) e 2000 (à direita) [9]

Diante da recorrência desses eventos, obras de infraestrutura para contenção de cheias, como bacias de detenção, têm sido adotadas como medida de controle. No

entanto, essas estruturas demandam manutenção periódica e onerosa. A ausência ou insuficiência de manutenção compromete a capacidade de controle de inundações [10]. Esses custos recorrentes evidenciam a necessidade de soluções alternativas mais sustentáveis e de menor custo e complexidade operacional ao longo do tempo.

A implantação de uma UHR no Rio Sapucaí apresenta-se como uma medida estratégica e multifuncional. Ao mesmo tempo em que contribui para a estabilidade do SIN, oferecendo capacidade de armazenamento diante da expansão das fontes intermitentes e em local próximo aos centros consumidores, o projeto pode mitigar os alagamentos que frequentemente afetam os municípios em torno do Rio Sapucaí. Contudo, a viabilização de empreendimentos dessa natureza requer investimentos de grande porte em ambiente competitivo, o que torna essencial o estabelecimento de parcerias público-privadas como modelo de financiamento e execução, permitindo conjugar o interesse público na segurança hídrica e energética com a capacidade de investimento e expertise do setor privado. Dessa forma, o projeto tem o potencial de alinhar o planejamento energético às demandas sociais e urbanas locais, integrando sustentabilidade, segurança hídrica e resiliência climática.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar os danos econômicos causados por inundações nos municípios de Itajubá-MG e Piranguçu-MG, simular e comparar os cenários de vazão com e sem a implantação da UHR no Rio Sapucaí que pode derivar parcialmente as vazões de cheias para o ribeirão Piranguçu, a fim de quantificar os benefícios econômicos do projeto para uso na contenção de cheias na área urbana da cidade de Itajubá-MG.

Essa simulação permitiu comparar cenários com e sem a operação da UHR, quantificando a redução das áreas inundadas e subsidiando a análise dos benefícios associados à mitigação de cheias.

2. METODOLOGIA

A metodologia deste estudo envolveu a identificação e avaliação do potencial de implantação de uma Usina Hidrelétrica Reversível (UHR) a montante de Itajubá-MG, no rio Sapucaí. O arranjo proposto prevê o bombeamento de água de um reservatório inferior, instalado no leito do Sapucaí, para um reservatório superior localizado em Piranguçu-MG, próximo às nascentes do ribeirão Piranguçu. Esse sistema permitiria a derivação temporária de grandes volumes durante eventos extremos, reduzindo o pico de vazão no trecho urbano crítico de Itajubá.

A definição do sítio e do arranjo conceitual utilizou a ferramenta HERA, desenvolvida pela PSR no âmbito do P&D ANEEL. A modelagem foi aplicada na região do estudo, onde o desnível natural é de, cerca de, 700 m e a distância, de cerca de, 2.500 m entre o ponto de captação e derivação, localizado próximo a nascente do ribeirão Piranguçu. Assim, o HERA identificou automaticamente o eixo mais econômico do projeto, considerando critérios topográficos, geológicos, hidráulicos e de custo, além de estimar parâmetros como altura de queda, volumes úteis, comprimento de adutoras, potência instalada e CAPEX.

Com base nos resultados a partir do HERA, o projeto conceitual incluiu um vertedouro no reservatório superior para direcionar o fluxo bombeado ou excedente ao ribeirão Piranguçu, sempre que necessário, para reduzir a vazão de cheias no trecho do rio

Sapucaí. Essa solução garante o retorno da água ao mesmo sistema hidrográfico, porém a jusante da área urbana da cidade de Itajubá-MG mitigando a magnitude das cheias nesta cidade.

Para avaliar os efeitos hidrológicos e hidráulicos da proposta, foi realizada modelagem bidimensional com uso do software RiverFlow2D, simulando a mancha de inundação de um evento hidrológico extremo semelhante ao registrado em janeiro de 2000, cujo pico atingiu 390 m³/s medidos no rio Sapucaí, na cidade de Itajubá, conforme estimado por [8] e representado no hidrograma da Figura 2 a seguir:

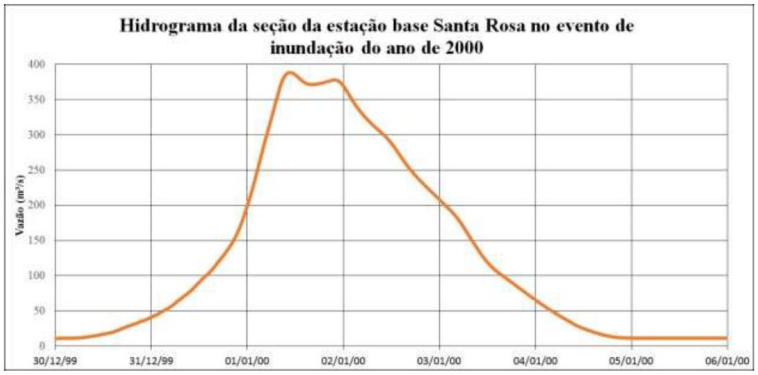


Figura 2 – Hidrograma na seção da estação Santa Rosa no evento de inundação do [8].

Segundo análises derivadas de [12], o tempo de recorrência desta cheia é, aproximadamente, 18 anos.

Assim, para fins de análise, adotou-se uma vazão de 400 m³/s como cenário de cheia natural simulada. Após a caracterização da extensão e profundidade da inundação nesse cenário de referência, estimou-se a vazão de projeto da UHR em 200 m³/s, correspondente à capacidade de derivação temporária do sistema e motorização ideal para o fornecimento energético da UHR.

Com essa premissa, uma segunda simulação hidráulica foi conduzida, reduzindo-se a vazão de cheia pela metade (200 m³/s), representando o efeito da operação da UHR durante um evento hidrológico extremo. A comparação entre os dois cenários — cheia natural e cheia atenuada — permitiu quantificar a redução das áreas inundadas e o número de edificações afetadas em diferentes faixas de profundidade. Aplicando-se curvas de impacto econômico associadas aos danos por inundação, foi possível estimar o valor monetário atenuado pela operação da UHR, demonstrando o potencial benefício socioeconômico da solução proposta.

A partir destas informações foram empregados procedimentos de contabilização de edificações potencialmente atingidas para as diversas profundidades de inundações obtidas a partir das simulações hidráulicas realizadas.

A avaliação dos danos econômicos por inundação foi realizada com base na metodologia proposta por [11], desenvolvida originalmente para Itajubá no contexto do método *Inondabilité*. Essa abordagem estima os danos por metro quadrado em função da profundidade de submersão das cheias e do tipo de uso do solo, diferenciando as unidades econômicas em residencial — classificadas nas classes socioeconômicas A, B, C, D e E — comercial, industrial e serviços.

A seguir são apresentados detalhes adicionais das modelagens e estudos desenvolvidos para a obtenção dos resultados das simulações desejadas pelo presente artigo.

2.1. Hidrografia da região do estudo

A região hidrográfica de Itajubá-MG e Piranguçu-MG integra o Alto Sapucaí, porção superior da bacia do rio Sapucaí, cuja nascente está em Campos do Jordão-SP. O rio atravessa áreas de forte declividade até alcançar Minas Gerais, onde passa a drenar ambos os municípios e recebe contribuições importantes do ribeirão Piranguçu e do rio Bicas, fundamentais para a dinâmica hidrológica regional.

O trecho de interesse para a implantação da UHR estende-se da divisa com São Paulo até a confluência com o rio Bicas. Nas proximidades do bairro dos Freires está prevista a instalação do reservatório inferior, localizado cerca de 2 km a montante do Eixo 3A da barragem de contenção de cheias projetada pela Magna Engenharia em 2001 [14]. Esse segmento apresenta condições geomorfológicas favoráveis à formação de reservatórios, com margens estáveis e boa capacidade de acumulação.

O reservatório superior será implantado na Fazenda Pouso Frio, nas partes altas da região, próximo a uma das nascentes do ribeirão Piranguçu. Esse curso d'água drena áreas rurais de relevo acidentado, margeia a área urbana de Piranguçu e deságua no Sapucaí a jusante do perímetro urbano de Itajubá, próximo ao distrito industrial.

A caracterização dessa rede de drenagem está ilustrada na Figura 3 abaixo e é essencial ao dimensionamento hidráulico e energético da UHR, pois o desnível entre a Fazenda Pouso Frio e o vale do Sapucaí constitui o gradiente necessário ao bombeamento.

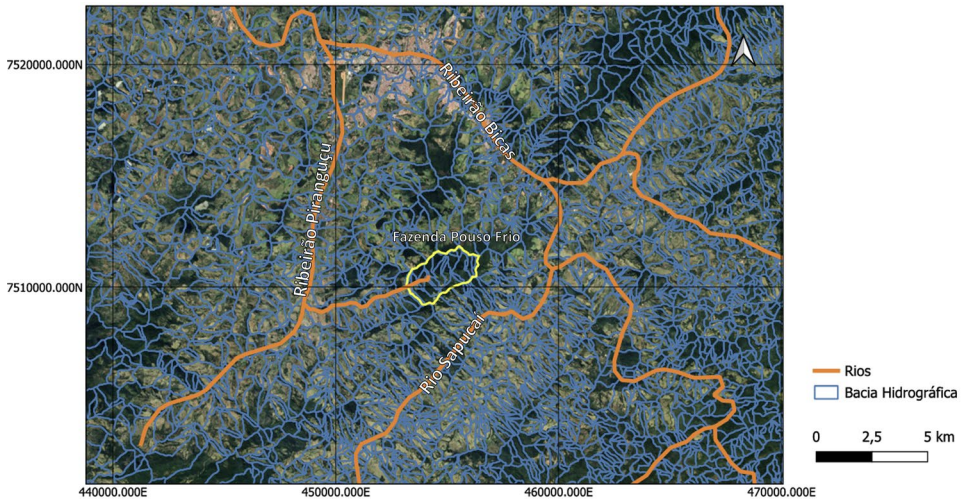


Figura 3 – Hidrografia do Alto Rio Sapucaí com a localização do projeto [20], [21], adaptado.

2.2. Modelagem Hidráulica e determinação das manchas de inundação

A estimativa das inundações potenciais foi realizada com auxílio do software RiverFlow2D, um modelo hidráulico bidimensional de volumes finitos. A partir da utilização do Modelo Digital de Elevação (MDE) da região do estudo foi construído com base na restituição de dados de *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) para as partes mais altas. Já para as partes mais baixas, os dados foram coletados a partir pontos topográficos em campo com o receptor *Global Navigation Satellite System* (GNSS) e da estação total, inclusive em pontos internos aos corpos hídricos,

complementada por dados cartográficos disponíveis no ANADEM [17] na região urbana da cidade de Piranguçu-MG.

Foram inseridos nos modelos hidráulicos as condições de contorno de vazão no rio Sapucaí e rio Bicas, além da representação das vazões de descarga da UHR Pouso Frio, e condição de contorno de jusante após a confluência com o ribeirão Piranguçu. O modelo possui uma malha triangular de aproximadas 290 mil células, com tamanho variando entre 7,5 e 25 m, garantindo um refinamento satisfatório para o objetivo do presente estudo. Foi utilizado um coeficiente único médio de Manning como parâmetro de rugosidade.

Dois cenários foram simulados, sendo:

- **Cenário 1:** cheia natural: 400 m³/s distribuídos entre os rios Sapucaí e Bicas, sem vazão considerada na UHR.
- **Cenário 2:** de máxima vazão turbinada: 200 m³/s inseridos no rio Bicas, desviando a vazão do rio Sapucaí pela UHE (inserindo a vazão turbinada em direção à cidade de Piranguçu-MG)

As profundidades de inundação foram obtidas a partir de modelagem hidrodinâmica com base no ANADEM [17], complementado pelo modelo disponibilizado por [7]. Foram simulados dois cenários: 200 m³/s, representando a condição com a UHR implantada, e 400 m³/s, sem a UHR. O cruzamento entre profundidades e edificações foi realizado por análise espacial no QGIS.

2.3. Mapeamento das Edificações

A partir dos resultados obtidos nas simulações hidráulicas e definição das manchas de inundação, foi possível realizar o inventário das edificações potencialmente atingidas.

Este inventário foi obtido por meio da contabilização das edificações inundadas a cada faixa de profundidade com base no Google Open Buildings [15], que fornece os polígonos das *footprints* com atributos de área em metros quadrados e índice de confiabilidade. Na análise foram consideradas apenas edificações com índice de confiabilidade superior a 0,70.

Segundo [15], o Google Open Buildings V3 apresenta quantidade de feições 45,5% superior à vetorização manual, sugerindo problemas de segmentação que podem resultar em superdimensionamento das edificações detectadas. Com base nesta referência e visando mitigar esse efeito, os valores de dano por metro quadrado das edificações residenciais foram corrigidos pelo fator 0,69, ajustando a contabilização ao número aproximado de edificações realmente impactada.

2.4. Classificação Socioeconômica

A classificação das edificações residenciais seguiu os critérios de renda domiciliar da [18], conforme a Tabela 1. A renda média por setor censitário foi extraída do Censo Demográfico 2022 do IBGE [19] e atribuída a cada edificação por junção espacial de mapas temáticos com auxílio da ferramenta QGIS.

Tabela 1 – Critérios de classificação socioeconômica.[18].

Classe	Renda domiciliar total (R$)
A	Acima de 14.191
B	Entre 10.885 e 14.191
C	Entre 2.525 e 10.885
D	Entre 1.580 e 2.525
E	Até 1.580

2.5. Cálculo dos danos econômicos

Os danos por metro quadrado foram obtidos diretamente de [11], que realizaram levantamento de campo em Itajubá com mais de 500 questionários aplicados em residências, estabelecimentos comerciais, de serviço e industriais, tomando como base a cheia de janeiro de 2000. Considerando danos decorrentes de cheias com para profundidades superiores a 3,5 m, adotou-se o valor correspondente à faixa máxima da tabela original. Para a indústria, adotou-se o valor médio de R$ 44,00/m² para todas as profundidades, conforme proposto pelos autores originais.

Os valores de dano para a região as margens do ribeirão Piranguçu foram obtidos pela aplicação de um fator de proporcionalidade, calculado pela razão entre a renda domiciliar média de Piranguçu-MG e a de Itajubá-MG, ambas extraídas do Censo IBGE 2022 [19], refletindo a menor capacidade econômica do município.

Tabela 2 – Danos por metro quadrado para as unidades econômicas de Itajubá (R$/m²). [11].

Profundidade (m)	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D	Classe E	Comércio	Indústria [1]
0 a 0,5	11,82	19,34	18,85	4,03	—	117,15	62,50
0,5 a 1,0	25,98	34,36	27,95	20,66	17,95	179,57	70,69
1,0 a 1,5	23,78	40,31	37,40	45,13	51,61	196,92	62,88
1,5 a 2,0	29,99	45,14	44,29	49,02	46,98	211,67	12,01
2,0 a 2,5	43,41	54,49	47,86	62,31	46,89	216,67	—
2,5 a 3,0	43,17	54,98	49,24	65,99	—	218,43	11,85
3,0 a 3,5	—	55,11	50,36	68,14	—	—	—

Como os dados econômicos empregados na metodologia proposta foram obtidos em janeiro de 2000, ao final dos cálculos, os dados serão atualizados pelo IPCA contados a partir da data do evento de cheia estudado.

2.6. Simulação hidráulica, energética e econômica da UHR

Para avaliação de um possível sítio para instalação da UHR entre as cidades de Itajubá-MG e Piranguçu-MG foi utilizado o modelo computacional HERA, resultado de um P&D ANEEL - PD-00678-0120/2020, desenvolvido pela PSR e as empresas EDF, ELERA, CTG e LIGHT. O projeto foi desenvolvido para contribuir com uma nova metodologia para identificação de locais mais propícios para a instalação de usinas

[1] Para a indústria, adotou-se o valor médio de R$ 44,00/m² para todas as profundidades, conforme proposto pelos autores originais devido à variabilidade dos dados coletados.

hidrelétricas reversíveis, particularmente relevante para o planejamento energético brasileiro.

O HERA dispõe de ferramentas baseadas em um Sistema de Informações Geográficas e formulações matemáticas que levam em conta, não apenas, critérios fisiográficos, energéticos e econômicos, mas também os socioambientais. Essa análise parte da identificação de locais potenciais até a estimativa de custos das alternativas, numa abordagem *bottom-up*. E sob o ponto de vista do planejamento energético, a inserção de projetos de reversíveis são avaliados por modelos matemáticos que minimizam soma de custos de investimentos e de operação do Sistema Interligado Nacional (SIN), considerando tanto os aspectos de suprimento de energia, como o de provisionamento de reservas operativas com critérios de confiabilidade.

A Figura 4 ilustra as fases de aplicação do HERA. Na primeira etapa é feita a identificação de locais candidatos, onde são aplicados filtros mais simples, definidos a partir de parâmetros físicos como diferenças de nível e distâncias, seguida por uma etapa de triagem (*screening*) realizada a partir de uma avaliação econômica preliminar feita a partir desses dados iniciais.

Após definidos os melhores locais, projetos são criados com diferentes alternativas de potência (P, em MW) e tempo de geração (Δh, em horas). Por fim, pode-se otimizar os contornos dos reservatórios definidos nas simulações iniciais a partir de um modelo de programação inteira mista. As estruturas, então, dimensionadas e dispostas no arranjo geral do módulo de engenharia de reversíveis do modelo computacional. Os orçamentos são feitos no modelo padrão da Eletrobrás.

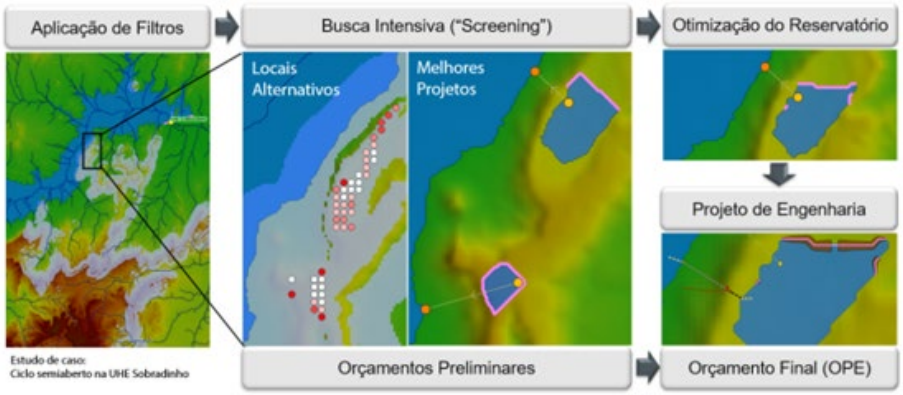


Figura 4 – Fluxo metodológico para desenvolvimento de projetos hidrelétricos reversíveis.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Modelagem do arranjo ótimo para a UHR

As simulações de arranjo para esse projeto de UHR adotou como premissa os seguintes parâmetros:

- Tempo de geração (ou ciclo de geração): 20 horas;
- Vazão máxima de bombeamento: 200 m³/s;
- Potência instalada: 500 e 1000 MW;

- Reservatórios criados a partir de barragens (sem a escavação do terreno natural);
- Reservatório superior equipado com vertedouro capaz de defluir 200 m³/s voltado em direção do ribeirão Piranguçu;
- Valores máximos de queda de 700 m devido às limitações de faixa econômica dos equipamentos hidromecânicos.

A aplicação do modelo HERA permitiu identificar, no trecho e com os parâmetros indicados, o arranjo mais eficiente para implantação da UHR Pouso Frio. A análise integrada de topografia, geologia, custos e restrições ambientais indicou como solução ótima com as seguintes características:

- Reservatório inferior localizado no vale do Rio Sapucaí, próximo ao bairro dos Freires, em área com boa capacidade de acumulação e margens estáveis, com a possibilidade de se aproveitar o projeto de contenção de cheias nomeado como Eixo 3A, existente nessa região.
- Reservatório superior situado na Fazenda Pouso Frio, em Piranguçu-MG, aproveitando um desnível natural de aproximadamente 700 m, fundamental para a viabilidade energética do sistema.

Distância horizontal entre reservatórios de cerca de 2,5 km, permitindo adutoras curtas e economicamente favoráveis.

Potência instalada e tempo de operação definidos a partir das curvas de armazenamento simuladas no HERA, resultando em um sistema capaz de operar continuamente por várias horas, com capacidade de bombeamento e turbinamento compatível com o atendimento ao SIN e com a função de proteção civil.

A Tabela 3 apresenta o resumo dos dados técnicos e econômicos simulados no projeto:

Tabela 3 – Tabela extraída da simulação do HERA.

Nome do Projeto	**UHR Pouso Frio 1**	**UHR Pouso Frio 2**
local	Piranguçu - Itajubá	Piranguçu - Itajubá
Queda bruta (m)	680,02	687,41
Potência (MW)	1000	500
Tempo de geração (h)	20	20
Volume de armazenamento (hm³)	12,910	6,386
Capacidade de armazenamento (MWh)	20000	10000
Custo de engenharia (MM)	R$ 6.163,04	R$ 3.176,58
Custo por kW (R$/kW)	R$ 6.163,04	R$ 6.353,16
Custo por kWh (R$/kWh)	R$ 308,15	R$ 317,66
Queda de projeto (m)	630,00	630,00
Área Reservatório Superior (km²)	0,381	0,177
Volume Reservatório Superior (hm³)	14,902	7,537
Volume Útil Reservatório Superior (hm³)	12,667	6,407
Área Reservatório Inferior (km²)	1,623	0,604
Volume Reservatório Inferior (hm³)	15,643	8,807
Volume Útil Reservatório Inferior (hm³)	13,296	7,486
Diferença Nível Máx, Mín, (m)	46,21	48,60
L/H	3,7	3,6
Tipologia do Projeto	Ciclo Aberto	Ciclo Aberto
Comprimento da Barragem (m)	2662	2042
Comprimento do circuito hidráulico (m)	2432	2552

Estes valores contemplam os custos de engenharia da solução, não considerando os custos de conexão ao SIN, acessos, valores ambientais e fundiários do projeto.

Segundo [22], os custos relacionados à conta 10 de usinas hidrelétricas (terrenos, relocações e ações socioambientais) são de, aproximadamente, 30% do CAPEX do projeto. Segundo o PNE 2030, caderno referente a hidrelétricas, foi calculado o valor médio do custo de conexão de grandes hidrelétricas em 250 R$/kW (base 2007), que corrigidos ao valor presente seria: 708,65 R$/kW.

Assim, o custo total do CAPEX do projeto de 1000 MW seria de, aproximadamente, R$ 8.933 milhões. E do projeto menor, de 500 MW, seria de R$ 4.592 milhões.

A Figura 5 apresenta os desenhos dos arranjos otimizados:

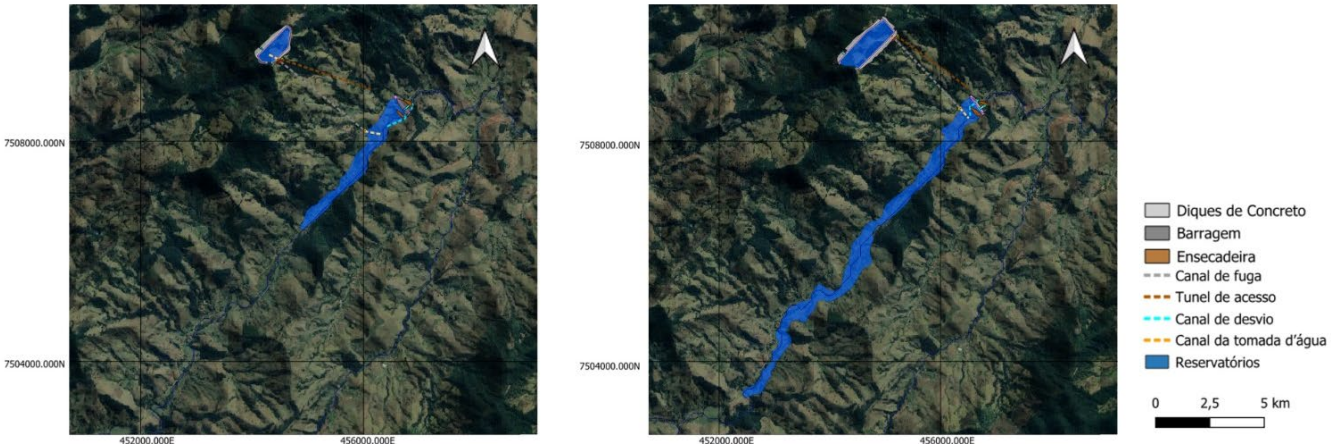


Figura 5 – Arranjos simulados da UHR Pouso Frio, 1000 MW (direita) 500 MW (esquerda).

3.2. Modelagens Hidráulicas de Propagação das Cheias

A modelagem bidimensional realizada no RiverFlow2D permitiu simular a propagação das cheias no trecho urbano de Itajubá-MG e avaliar o efeito da operação da UHR como obra de proteção civil em dois cenários, apresentados a seguir:

3.2.1 Cenário 1 — Cheia natural (400 m³/s):

Correspondente ao evento extremo semelhante ao registrado em 2000, cujo pico estimado foi de 390 m³/s.

Nesta condição não existem casas atingidas na região do entorno do Ribeirão Piranguçu. Esta simulação reproduziu:

- Extensas áreas inundadas no centro urbano de Itajubá.
- Profundidades superiores a 3,00 m em diversos bairros.
- Atingimento de centenas de edificações residenciais, comerciais e industriais.

Estes danos são amplamente comprovados por estudos e imagens históricas deste evento hidrológico extremo do rio Sapucaí na região urbana da cidade de Itajubá-MG e no mapa de inundação promovida pela cheia natural simulada conforme ilustrado na Figura 6 abaixo:



Figura 6 – Mapa de inundação da cheia natural com a ilustração do perfil de profundidades.

3.2.2 Cenário2 - Cheia atenuada pela UHR (200 m³/s):

Considera a derivação de 200 m³/s para o reservatório superior da UHR, reduzindo pela metade a vazão afluente ao trecho urbano da cidade de Itajubá-MG durante o evento hidrológico adotado.

Neste caso, 200 m³/s de vazão é derivada para o ribeirão Piranguçu, um corpo hídrico que acumula uma vazão média de longo termo inferior a 5 m³/s, com vazões de cheia excepcional inferior a 100 m³/s, estimados com base nos estudos hidrológicos desenvolvidos para a da PCH São Bernardo, em operação no principal afluente deste corpo hídrico.

A simulação desta vazão derivada e muito superior a capacidade hidráulica do ribeirão Piranguçu, tornando-se essencial para mensurar os danos potenciais causados por esta operação e os resultados da modelagem hidráulica realizada com esta finalidade seguem relacionados.

Região urbana de Itajubá:

- Redução significativa da área inundada pela cheia;
- Diminuição expressiva das profundidades máximas;
- Redução do número de edificações atingidas em todas as faixas de profundidade e consequente redução dos danos econômicos.

Região da planície do ribeirão Piranguçu:

- Inundação das várzeas ao longo de toda a planície;
- Profundidade da inundação atinge 5 m na zona rural com registros de inundação na região mais baixa da cidade de Piranguçu;
- A mancha de inundação atingirá edificações na planície, incluindo parte de um loteamento urbano e aumento da mancha de inundação no distrito industrial de Itajubá.

A inundação da cheia natural atenuada pela operação da UHR encontra-se ilustrada no mapa da Figura 7 abaixo, juntamente pela cheia induzida na região do ribeirão Piranguçu:



Figura 7 – Mapa de inundação da cheia atenuada pela UHR com a ilustração do perfil de profundidades.

O mapa da Figura 8 abaixo ilustra mancha de inundação total no perímetro urbano de Itajubá sobreposta à mancha de inundação atenuada pela UHR, integrando as informações anteriores, favorecendo o comparativo entre elas.

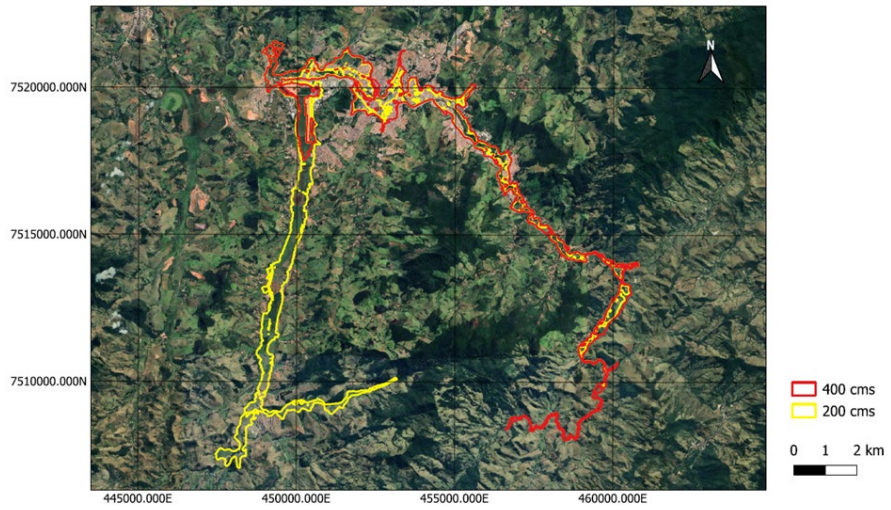
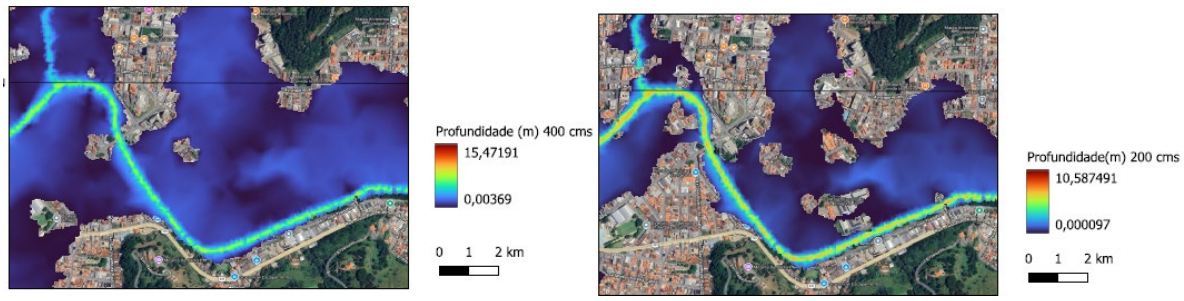


Figura 8 – Mapa de inundação da cheia natural e atenuada, considerando também a cheia induzida no ribeirão Piranguçu.

A comparar os cenários simulados, fica evidente que a UHR atua como bacia de detenção dinâmica, reduzindo o pico de cheia na região urbana de Itajubá-MG e mitigando os consequentes danos causado por eventos extremos de cheias. Conforme detalhamento dos cenários realizado nos bairros da Varginha, Avenida e São Vicente na cidade de Itajubá-MG, ilustrados na Figura 9 abaixo:



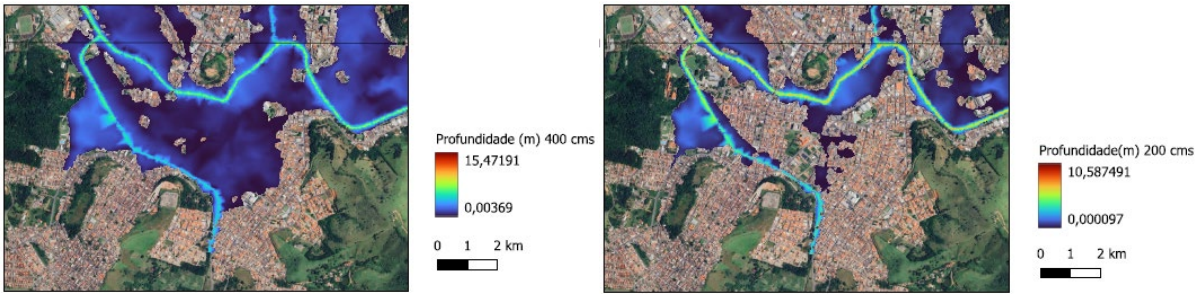


Figura 9 – Mapas de inundação comparativos de profundidades da cheia natural e atenuada pela UHR nos bairros da Varginha (superior) Avenida e São Vicente (inferior).

Por outro lado, a simulação também acusa transtornos às propriedades que se encontram construídas ao longo da planície de inundação do ribeirão Piranguçu.

A Figura 10 abaixo ilustra a região mais antropizada deste corpo hídrico:

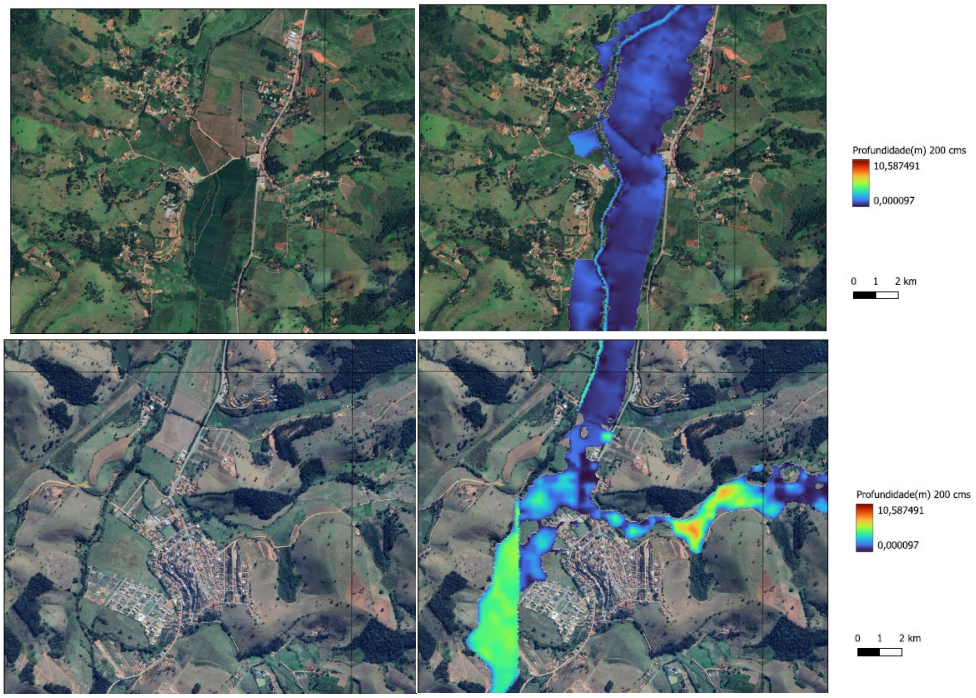
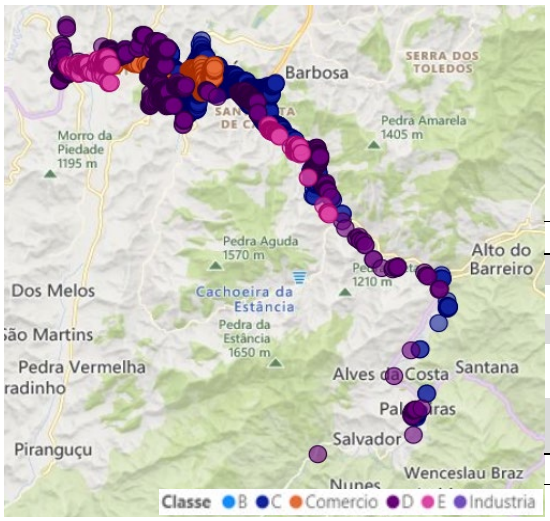


Figura 10 – Mapas de inundação comparativos de profundidades da cheia natural e atenuada ao longo da planície do ribeirão Piranguçu.

3.3. Contabilização dos danos econômicos da cheia

A partir das manchas de inundação simuladas, com a identificação do perfil de profundidades em cada cenário e aplicando a metodologia apresentada anteriormente foi possível produzir um inventário das edificações potencialmente atingidas nos dois cenários simulados e apresentados das Figuras 11 e 12 abaixo:

3.3.1 Cenário1:

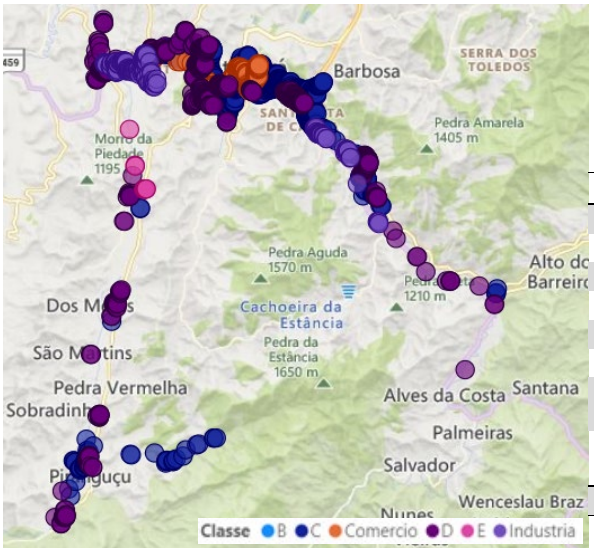


UF	Classe	Soma de Dano Total
Itajubá	B	R$ 207.693,42
Itajubá	C	R$ 15.436.070,34
Itajubá	Comercio	R$ 15.412.732,54
Itajubá	D	R$ 3.970.849,83
Itajubá	Industria	R$ 2.491.179,28
Total		R$ 37.518.525,41

data base: janeiro de 2000

Figura 11 – Inventário de danos econômicos da cheia natural de 400 m³/s na região urbana da cidade de Itajubá-MG.

3.3.1 Cenário 2:



UF	Classe	Soma de Dano Total
Itajubá	B	R$ 59.168,09
Itajubá	C	R$ 7.618.451,49
Itajubá	Comercio	R$ 6.122.647,28
Itajubá	D	R$ 1.951.052,18
Itajubá	E	R$ 21.970,28
Itajubá	Industria	R$ 3.222.824,15
Piranguçu	C	R$ 148.380,55
Piranguçu	D	R$ 163.860,89
Total		R$ 19.308.354,91

data base: janeiro de 2000

Figura 12 – Inventário de danos econômicos da cheia natural atenuada de 200 m³/s na região urbana da cidade de Itajubá-MG e os danos da cheia induzida de 200 m³/s na região rural das cidades de Piranguçu-MG e Itajubá-MG

Ao tratar os dados obtidos nestes inventários, verificou-se que, com a operação da UHR Pouso Frio, será possível seria reduzir o dano econômico causado pela cheia ocorrida em janeiro de 2000 em R$ 18.210.170,50.

Estes valores foram atualizados pelo IPCA desde janeiro de 2000 até março de 2026, cujo resultado do dano econômico foi de R$ 121.398.615,17 para um único evento de cheia extrema com tempo de retorno em torno de 18 anos.

4. CONCLUSÕES

A análise desenvolvida neste artigo demonstra que a implantação de uma Usina Hidrelétrica Reversível (UHR) no trecho do Rio Sapucaí entre Itajubá-MG e Piranguçu-MG representa uma solução multifuncional de elevado potencial técnico e socioeconômico. Além de contribuir para o equilíbrio energético do Sistema Interligado

Nacional-SIN, oferecendo capacidade de armazenamento e flexibilidade operacional em uma região próximo ao principal centro de carga do SIN, o empreendimento também apresenta benefícios diretos à proteção civil ao reduzir significativamente os impactos das cheias naturais que historicamente afetam a cidade de Itajubá.

Os resultados obtidos evidenciam que a potencial transposição de até 200 m³/s de vazão do rio Sapucaí ao ribeirão Piranguçu durante cheias é capaz de mitigar os danos econômicos diretos à comunidade atingida pelas chuvas registradas em janeiro de 2000. Ressalta-se, contudo, que o presente estudo limitou-se à quantificação dos prejuízos diretos às edificações inundadas, não abrangendo outros custos econômicos e sociais inerentes a eventos de calamidade pública, tais como: (i) despesas municipais com limpeza urbana, (ii) acolhimento em abrigos, (iii) recuperação de infraestrutura afetada, (iv) suspensão de atividades econômicas, (v) impactos à saúde pública e (vi) ao bem-estar da população, dentre outras. Esses fatores, embora não considerados nesta análise, representam parcela expressiva dos prejuízos totais decorrentes de eventos extremos como este.

Diante desse contexto, propõe-se a estruturação de uma parceria público-privada (PPP) voltada à implantação e operação da UHR, de modo que o poder público possa participar do empreendimento como medida compensatória dos serviços de proteção civil prestados pela usina com reduzidos ou zerados custos de operação e manutenção ao estado. Esta participação será via custeio de parte do valor do CAPEX da obra proporcionais aos danos econômicos cessantes que a UHE promoverá. Estes recursos seriam aplicados pelo estado diretamente no custo da obra, como um subsídio para a redução da tarifa de energia ofertada pela UHR no leilão de reserva de capacidade. Ao considerar que as UHRs detêm até 75 anos de concessão em países Ibéricos, apenas com o benefício econômico direto, o poder púbico poderia contribuir com valores próximos a R$ 500 milhões a este projeto, aproximadamente, 7% do CAPEX do projeto maior e 14% para o projeto menor.

Essa abordagem surge como uma proposta preliminar que permite internalizar os benefícios sociais e ambientais do projeto como contrapartida econômica, tornando o projeto mais competitivo e financeiramente viável na disputa nos leilões de reserva de capacidade, onde na disputa com outros projetos de UHRs que disputarão a demanda de capacidade do certame. A PPP também favoreceria a sustentabilidade ambiental do empreendimento do projeto, uma vez que os benefícios sociais e de redução de vulnerabilidade urbana superam amplamente os impactos sócioambientais potenciais inerentes à implantação de obras hidráulicas dessa natureza.

A consolidação desse modelo de parceria pode ainda estimular novos estudos complementares a este artigo voltados, dentre outros, à (aos):

- Invertario de danos econômicos para diferentes recorrências de cheias;
- Contabilização de todos os demais benefícios não considerados nesta análise;
- Contabilização dos custos de operação do sistema para transposição das vazões;
- Benefícios fiscais de um projeto desta magnitude ao município e à região e a verificação se apenas as renúncias fiscais dos municípios beneficiados pelos serviços de proteção civil serão suficientes para viabilizar as contrapartidas do estado;

- Caminhos legais e regulatórios para viabilizar esse tipo de parceria.

Tais estudos futuros também poderão subsidiar um cálculo mais justo da contribuição do poder público na PPP, refletindo de forma abrangente os ganhos sociais, ambientais e econômicos proporcionados pela UHR.

Assim, a proposta de UHR Pouso Frio configura-se como uma iniciativa estratégica capaz de integrar engenharia hidráulica, energética e de defesa civil, promovendo simultaneamente a resiliência climática, a segurança hídrica e a viabilidade econômica regional — um exemplo de infraestrutura moderna que alia inovação tecnológica à proteção da população e ao desenvolvimento sustentável de Itajubá e municípios vizinhos.

5. PALAVRAS-CHAVE

Parceria Público Privado, Danos econômico de enchentes, Usinas Hidrelétricas Reversíveis, Obras de Mitigação de Cheias, Resiliência Climática.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ABCO – ALIANÇA BRASILEIRA PELA CULTURA OCEÂNICA (2025) – "Brasil em transformação: Temporadas das águas: o aumento das chuvas extremas", Santos, SP: UNIFESP-UNESCO-MCTI/FGB.

[2] EPE – EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2025a) – "Balanço Energético Nacional 2025: relatório síntese – ano base 2024", Rio de Janeiro: EPE.

[3] IRENA – INTERNATIONAL RENEWABLE ENERGY AGENCY (2020) – "*Innovative Operation of Pumped Hydropower Storage*", Innovation Landscape Brief, Abu Dhabi: IRENA.

[4] EPE – EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2025b) – "Roadmap usinas hidrelétricas reversíveis (UHR): perspectivas e caminhos para a inserção das usinas reversíveis no Brasil", Caderno de Estudos CD-EPE-DEE-SGR-006-2025, Rio de Janeiro: EPE.

[5] IHA – International Hydropower Association (2025) – *World Hydropower Outlook* 2025. London: IHA.

[6] EPE – EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2021) – "Usinas hidrelétricas reversíveis (UHR): desafios para inserção em mercados de energia elétrica", Nota Técnica EPE/DEE/SEG/013/2021, Rio de Janeiro: EPE.

[7] BRASIL. MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE E MUDANÇA DO CLIMA (2025) – "Plano Clima Adaptação: plano setorial de energia", Brasília: MMA/MCTI/MME.

[8] MARCIANO, A. G. (2019) – "Modelagem Hidrodinâmica com a integração do mapeamento das inundações do rio Sapucaí do município de Itajubá/MG", Dissertação de Mestrado Profissional, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hídrica, Itajubá: UNIFEI.

[9] MACHADO, M.L.; NASCIMENTO, N.; BAPTISTA, M.; GONÇALVES, M. (2005) –

Curvas de danos de inundação versus profundidade de submersão: desenvolvimento de metodologia", Revista de Gestão de Água da América Latina - REGA – Vol. 2, no. 1, p. 35-52.

[10] SOUZA, M. F.; COELHO, M. M. L. P.; MOURA, P. M.; BAPTISTA, M. B.; MENEZES, M. V. (2013) – "Custos de manutenção de bacias de detenção para controle de cheias na cidade de Belo Horizonte - MG", XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Bento Gonçalves, RS, Brasil.

[11] LIMA-QUEIROZ, J. C.; BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; SILVA, A. G. (2003) – "Avaliação do risco de inundação em Itajubá através do método *Inondabilité*", XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba, Brasil.

[12] BARBOSA, A.A.; OLIVEIRA, G.M.; OLIVEIRA, T. J. (2015) "Histórico de Enchentes em Itajubá-MG", Revista Meio Ambiente e Sustentabilidade, vol.9, n.4.

[13] VIANA, A.P.P.; PINTO, E.J.A.; OLIVEIRA, L.M.; PALMIER, L.R. (2021) - Mapeamento da Planície de Inundação do Município de Itajubá – MG", ABRHIDRO.

[14] SILVA, L.R.C.M. – "Estudo Sobre o Rompimento do Barramento de Contenção de Cheias de Itajubá Eixo 3A" (2011) – Dissertação de Mestrado Profissional, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Energia, Itajubá, Brasil: UNIFEI.

[15] GOOGLE (2024) – "Google Open Buildings". Disponível em: https://sites.research.google/open-buildings

[16] FRANCO, G. G.; OLIVEIRA, G. G. (2025) – "Comparação das vetorizações das feições de edificações através de dados do *Open Street Map Buildings*, Google Open Buildings V3 e através de imagens de drone com RTK em áreas inundadas do Vale do Taquari – RS", Geociências, São Paulo, UNESP, v. 44, n. 3, p. 479-489.

[17] LAIPELT, L. et al. (2024) – "ANADEM: *A Digital Terrain Model for South America", Remote Sensing*, v. 16, n. 13, p. 2321. DOI: https://doi.org/10.3390/rs16132321 .

[18] FUNDAÇÃO GETULIO VARGAS (2024) – "Critério de Classificação Econômica Brasil". São Paulo, Brasil: FGV.

[19] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (2022) – Censo Demográfico 2022: Agregados por Setores Censitários", Rio de Janeiro: IBGE. Disponível em: https://ftp.ibge.gov.br.

[20] INSTITUTO MINEIRO DE GESTÃO DAS ÁGUAS (2020) – "Base Hidrográfica Ottocodificada do Rio Grande", IDESISEMA – Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: IGAM.

[21] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (2013) – "Rede de Drenagem do Brasil", escala 1:1.000.000, SIRGAS 2000, Brasília, Brasil: ANA

[22] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2015) – "Estudos de Planejamento da Expansão da Geração - Identificação e Classificação de Potenciais Reservatórios de Regularização no SIN", Documento N° EPE-DEE-DEA-RE-001/2015-r0, Rio de Janeiro: MME/EPE.

[23] EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (2007) – "Plano Nacional de Energia – 3 hidrelétrica". Ministério de Minas e Energia; colaboração Empresa de Pesquisa Energética. Brasília: MME/EPE.

	**Luiz Gustavo Fortes WESTIN** Engenheiro Hídrico, especialista em Sistemas Elétricos (UNIFEI), Segurança de Barragens e mestre em Engenharia da Energia. Com 20 anos de atuação em grandes players do setor elétrico, com foco em engenharia civil-hidráulica, segurança de barragens, projetos hidrelétricos e eficiência em geração. Professor de Pós-Graduação, ex-coordenador da CTSB/CNRH e voluntário do CBDB: ACTs e cursos de capacitação.
	**Tarcísio CASTRO** Team Leader na PSR (desde 2005), MSc em Eng, Urbana e Ambiental – PUC-Rio; BSc. em Eng, Civil (Recursos Hídricos) – UFRJ, professor assistente da Poli/UFRJ desde 1980, coordena projetos de recursos hídricos, inventários hidrelétricos, estudos hidrológicos, diligências ambientais e P&D em energia e meio ambiente.
	**Adolfo Tribst CORREA** Engenheiro Hídrico com MBA em Gestão Empresarial, mais de 14 anos de experiência nacional e internacional em consultoria para projetos de engenharia de recursos hídricos e hidrotecnia nos setores de mineração e energia. Sua atuação se destaca pela liderança técnica na condução de soluções complexas, aliada à gestão de projetos, análise, revisão e compliance regulatório e uma comunicação interpessoal eficaz, sustentada por uma visão ampla e multidisciplinar.
	**Thais Caroline Guimarães WESTIN** Mestranda em Meio Ambiente e Recursos Hídricos pela Universidade Federal de Itajubá (UNIFEI). Graduada em Engenharia Mecânica pela mesma instituição, atua como Consultora Júnior em Sustentabilidade na EOS Estratégia e Sustentabilidade. Possui experiência em energia, mudanças climáticas e sustentabilidade corporativa, com atuação em análise de inventários de Gases de Efeito Estufa.

SEMANA DE BARRAGENS 2026
DAMSWEEK 2026

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

MR.3
AMPLIAÇÕES, REFORÇOS E MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS CIVIS E ÓRGÃOS EXTRAVASORES

Relator: Antonio Rogerio PELLISSARI

Setembro de 2026

ESTAMOS PREPARADOS PARA O PRÓXIMO EVENTO CLIMÁTICO EXTREMO?

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

2020
VIVEMOS



Cheias históricas
Diversos empreendimentos registraram vazões de grande magnitude.

2023
VIVEMOS NOVAMENTE



Grandes inundações
Novos eventos extremos com amplos impactos sobre infraestructura e ativos.

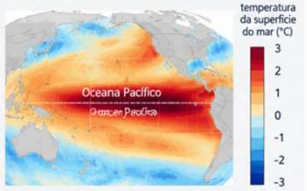
2024
DESCOBRIMOS OUTRAS FORMAS DE IMPACTO



Inundações e deslizamentos
Além das inundações, inúmeros deslizamentos afetaram empreendimentos no Sul, com impactos em estruturas, acessos e operação.

2026
AGORA TEMOS INFORMAÇÃO ANTECIPADA DE UM CENÁRIO QUE MERECE ATENÇÃO

El Niño 2026–2027



>90%
de probabilidade de eventos muito forte na primavera/verão.

75%
de probabilidade de ser o mais forte desde 1950 no trimestre out.–nov.–dez./2026.

Fonte: INMET, com base no CPC/NOAA — atualização de 10/09/2026

O QUE SIGNIFICA ESTAR PREPARADO?

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

O EVENTO
O que pode acontecer?



- Magnitude e duração
- Evolução do evento
- Antecedência disponível
- Combinação de ameaças (cheias, deslizamentos, erosão, ventos, etc.)

O ATIVO
Como minha estrutura está hoje?



- Condição atual das estruturas
- Anomalias e processos de deterioração
- Capacidade dos órgãos extravasores
- Disponibilidade de equipamentos
- Encostas, fundações, acessos e estruturas auxiliares

A RESPOSTA
Estamos preparados para agir?



- Monitoramento e alertas
- Regras e gatilhos de atuação
- Recursos disponíveis
- Responsabilidades definidas
- Capacidade de decisão

A segurança durante um evento extremo depende da combinação entre o que pode acontecer, a condição real do ativo e nossa capacidade de responder.

CONHECER O EVENTO

O que pode acontecer, quando, com que intensidade e com que velocidade?

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

CLIMA / METEOROLOGIA
Tendências climáticas
Previsões de médio e curto prazo

→

PRECIPITAÇÃO
Localização • intensidade
Duração • acumulados

→

BACIA HIDROGRÁFICA
Umidade antecedente
Saturação • resposta da bacia

→

VAZÃO AFLUENTE
Vazão atual e prevista
Pico • taxa de aumento

→

RESERVATÓRIO
Nível atual e previsto
Volume • taxa de elevação

Não basta conhecer o pico previsto. É necessário conhecer a trajetória até ele.

A velocidade de evolução do evento define quanto tempo existe para avaliar, preparar e agir.

Taxa de aumento da vazão afluente
Com que velocidade a solicitação está aumentando?

Taxa de elevação do nível do reservatório
Com que velocidade a margem operacional está sendo consumida?

Conhecer o evento não é apenas estimar sua magnitude. É compreender sua evolução e quanto tempo temos para responder.

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

CONHECER O ATIVO

Como a minha estrutura está hoje?



Conhecer a condição de projeto não é suficiente. Precisamos conhecer a condição real do ativo no momento em que ele será solicitado

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

ATIVO × EVENTO = NÍVEL DE RESILIÊNCIA

A mesma condição do ativo pode representar níveis de resiliência diferentes conforme o cenário previsto.

MESMA CONDIÇÃO DO ATIVO
1 comporta indisponível para manutenção

CENÁRIO A — ESTIAGEM

BAIXA SOLICITAÇÃO PREVISTA

Período de estiagem
Sem previsão de precipitações relevantes
Baixas vazões afluentes

CONSEQUÊNCIA
Maior margem para manter a estratégia de manutenção

MAIOR NÍVEL DE RESILIÊNCIA

CENÁRIO B — CHEIA EM FORMAÇÃO

SOLICITAÇÃO CRESCENTE PREVISTA

Precipitações intensas previstas
Aumento da vazão afluente (ΔQ/Δt)
Elevação do reservatório (ΔNA/Δt)

CONSEQUÊNCIA
Reavaliar manutenção, operação e disponibilidade

MENOR NÍVEL DE RESILIÊNCIA

CONDIÇÃO DO ATIVO + AMEAÇA PREVISTA → NÍVEL DE RESILIÊNCIA → DECISÃO

O ativo não mudou. O cenário mudou. E, com ele, mudou a decisão.

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

PREPARAR PARA RESPONDER

A equipe técnica pode ser distribuída. A informação para decisão não pode ser fragmentada.

HIDROLOGIA / METEOROLOGIA | INSTRUMENTAÇÃO | SEGURANÇA DE BARRAGENS | OPERAÇÃO | MANUTENÇÃO | ESPECIALISTAS

AMBIENTE ÚNICO DE INFORMAÇÃO DO ATIVO

Previsões • níveis e vazões • instrumentação • inspeções • anomalias • manutenção • disponibilidade • histórico

"Tenho uma comporta indisponível + previsão de aumento de Q + reservatório subindo a determinada taxa.
O que isso significa para meu nível de resiliência nas próximas 24 ou 48 horas?"

DADOS DE DIFERENTES FONTES → VISÃO INTEGRADA → INTERPRETAÇÃO TÉCNICA → NÍVEL DE RESILIÊNCIA → DECISÃO → AÇÃO

Centralizar dados é importante. Integrá-los para interpretar o risco é o que permite responder de forma mais assertiva.

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

ANTECIPAÇÃO MELHORA A QUALIDADE DA DECISÃO

Antecipar não significa agir antes. Significa preparar antes e agir quando necessário.

ANTECIPAÇÃO DO EVENTO → ATUALIZAÇÃO DO NÍVEL DE RESILIÊNCIA → TEMPO PARA PREPARAR A RESPOSTA → AÇÃO NO MOMENTO ADEQUADO

OPERAÇÃO E ENGENHARIA

Reavaliar manutenção
Recompor disponibilidade
Intensificar monitoramento
Ajustar estratégia operacional

RECURSOS

Preparar equipes
Equipamentos e materiais
Verificar acessos
Mobilizar apoio especializado

ARTICULAÇÃO EXTERNA

Manter órgãos públicos pertinentes informados
Atualizar cenários
Antecipar necessidades de coordenação
Preparar eventual resposta externa

À medida que o cenário evolui:

ACOMPANHAR → INFORMAR → PREPARAR → MOBILIZAR → AGIR

Informar antecipadamente não significa acionar uma emergência.

Mais antecedência amplia as alternativas disponíveis — técnicas, operacionais e de coordenação externa — antes que o evento limite nossas opções.

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

DA INFORMAÇÃO TÉCNICA À DECISÃO

Ter um portal que integra a condição do ativo, a evolução dos cenários e os limites de risco, contribui para a tomada de uma decisão precisa.

PORTAL INTEGRADOR — CONDIÇÃO DO ATIVO + CENÁRIOS PREVISTOS + TENDÊNCIAS + APETITE AO RISCO

QUAL DECISÃO PRECISA SER TOMADA — E ATÉ QUANDO?

DECISÃO OPERACIONAL HORAS / DIAS	Cheia em formação • equipamento indisponível • redução do nível de resiliência **Recompor disponibilidade | Mobilizar recursos | Alterar operação**	TEMPO PARA DECIDIR **36 h**
DECISÃO DE GESTÃO DO ATIVO SEMANAS / MESES	Deterioração • intervenção de longa duração • período crítico futuro **Programar intervenção | Contratar recursos | Definir parada**	TEMPO PARA INICIAR **4 meses**

O valor da informação está em transformar risco futuro em tempo disponível para decidir hoje.

A mesma inteligência apoia decisões emergenciais e intervenções planejadas de maior duração.

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

CONTRUINDO CONFIABILIDADE E AUMENTANDO A RESILIÊNCIA

Os temas discutidos e os artigos do MR.3 converge para ampliar a confiança no ativo e sua capacidade de responder a eventos climáticos extremos

O QUE DISCUTIMOS ATÉ AQUI

ANTECIPAÇÃO DO EVENTO	Previsões • ΔQ/Δt • ΔNA/Δt
CONHECIMENTO DO ATIVO	Inspeção • instrumentação • histórico • modelagem
NÍVEL DE RESILIÊNCIA	Condição do ativo × solicitação prevista
INTEGRAÇÃO DA INFORMAÇÃO	Diferentes fontes • visão única • acompanhamento
TOMADA DE DECISÃO	Gatilhos • tempo disponível • apetite ao risco

O QUE OS TRABALHOS DO MR.3 ACRESCENTAM

DIAGNOSTICAR	Deteriorações • anomalias • inspeções
COMPREENDER	Mecanismos • modelagem • retroanálise
AVALIAR	Confiabilidade • sensibilidade • incertezas
INTERVIR	Recuperações • reforços • órgãos extravasores
VERIFICAR	Monitoramento • instrumentação • comportamento

↑ CONFIABILIDADE + ↑ RESILIÊNCIA

MUITO OBRIGADO

Antonio Rogerio PELLISSARI
(21) 98114-2148
engenharia@verteinovacao.com
https://www.verteinovacao.com.br



CIGB
ICOLD
CBDB

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS

www.cbdb.org.br | cbdb@cbdb.org.br
+55 21 2286-8674 | +55 21 98096-0609

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESCAVAÇÃO TRADICIONAL E INJEÇÃO DE RESINA PARA REFORÇO DE BARRAGEM DE TERRA

Marcus BARBOSA
Engenheiro Civil - G5 Engenharia

Isabela SILVA
Msc. Eng. Civil Geotécnica - G5 Engenharia

Joaquim DUARTE
Diretor Técnico de Engenharia Civil - G5 Engenharia

RESUMO

O artigo apresenta uma análise comparativa entre duas soluções de intervenção para mitigação de percolação identificada na interface entre uma barragem de terra e um muro de concreto em um empreendimento hidrelétrico. Foram avaliadas a escavação parcial do maciço, com recompactação e implantação de sistema de drenagem interna e, a aplicação de injeção de resina para preenchimento de vazios e selamento da interface solo-estrutura. A comparação considerou aspectos técnicos e executivos, como prazo, interferência operacional, dependência de condições hidrológicas, custo e riscos associados. A escavação apresenta maior robustez e previsibilidade, porém com maior impacto e tempo de execução. Já a injeção se destaca pela rapidez e menor interferência, embora com maior incerteza quanto à sua efetividade.

ABSTRACT

This paper presents a comparative analysis of two intervention alternatives to mitigate seepage at the interface between an earth dam and a concrete wall in a hydropower plant. The evaluated solutions include partial excavation with recompaction and internal drainage, and resin injection to fill voids and seal the soil-structure interface. The comparison considered technical and construction aspects such as execution time, operational constraints, hydrological conditions, cost, and associated risks. Excavation provides greater robustness and reliability but involves higher impact and longer execution time. Resin injection, on the other hand, offers faster implementation and reduced interference, although with higher uncertainty regarding effectiveness.

1. INTRODUÇÃO

O empreendimento da usina hidrelétrica estudada contempla dois barramentos: uma barragem de terra localizada na margem direita e uma barragem de concreto situada no eixo principal até a margem esquerda, sendo a mudança de tipo de estrutura realizada através de um muro de ligação em concreto. Em função de uma percolação de água identificada na face externa do muro (lateral a barragem de concreto), foi motivada a recuperação da estrutura da barragem de terra que possui altura máxima de aproximadamente 8 m na região do muro de concreto.

Barragens de terra são estruturas construídas predominantemente com materiais naturais compactados, como solos e enrocamentos, tendo como principal função o armazenamento de água e o controle de vazões, sendo amplamente utilizadas em função de sua adaptabilidade a condições geológicas e construtivas variáveis ([1]; [2]). O desempenho deste tipo de estrutura depende de uma geometria compatível com o dimensionamento, da eficiência do sistema de drenagem interna, da qualidade da execução e de fatores naturais intrínsecos ao contexto geológico-geotécnico.

Com a identificação da percolação e com o propósito de sanar possível carreamento de material existente no contato com a barragem de terra e em sua fundação imediatamente adjacente ao muro de encontro, foram avaliadas duas soluções como forma de mitigação desta ocorrência.

A primeira aborda uma alternativa de escavação tradicional da barragem de terra na região afetada com o intuito de reconformar a geometria do muro de concreto (propiciando maior adesão entre as estruturas), recompactar o maciço de terra e executar uma drenagem interna no maciço nessa região.

Já a segunda opção analisada se refere a aplicação de injeção de resina na área afetada e no contato com o muro de concreto a fim de minimizar o fluxo de água existente entre as estruturas de solo e concreto. Técnicas de injeção de resinas, sobretudo de polímeros expansivos, têm sido empregadas em obras geotécnicas para preenchimento de vazios, redução de permeabilidade e melhoria das propriedades mecânicas do solo, constituindo uma alternativa não destrutiva para tratamento de fundações e interfaces solo-estrutura ([3]; [4]).

O estudo se dedicou a identificar os pontos positivos e negativos de cada alternativa de intervenção em relação ao tipo de técnica (destrutiva ou não destrutiva), rapidez de execução, interferência com janela hidrológica, tipo de mão-de-obra, custo e risco associado à segurança do empreendimento e dos trabalhadores. Devido ao fato de o estudo ainda estar em fase de definição, o artigo não aborda a alternativa escolhida e sua implantação.

2. DESCRIÇÃO DAS ALTERNATIVAS DESENVOLVIDAS

Esta seção tem como objetivo detalhar as duas opções que foram estudadas para cumprimento do projeto contratado.

2.1 Escavação tradicional

Para a alternativa que considera a escavação parcial da barragem de terra, a sequência dos trabalhos prevê: rebaixamento do reservatório até a cota de intervenção; escavação provisória do maciço de terra compactado até sua fundação em rocha com geometria verificada através de análises de estabilidade; exposição da fundação para que haja o mapeamento geológico-geotécnico da fundação que possibilite a realização dos tratamentos necessários; limpeza do muro de concreto e tratamentos que possibilite a execução de estrutura nova chumbada a antiga com geometria adequada para adesão com o maciço de terra a ser compactado; recompactação da barragem com controle tecnológico e com a execução de tapete de dreno de pé; e instalação de nova instrumentação na barragem de terra. Ressalta-se que o projeto foi integralmente elaborado em acordo com as diretrizes apresentadas pela Eletrobrás [5].

A Figura 1 ilustra a região da barragem de terra reconformada.



Figura 1 – Modelo da barragem escavada

2.2 Injeção de resina

Outra alternativa estudada foi a possibilidade de aplicação de uma linha de injeção de resina em todo o contato entre o muro e a barragem de terra, configurando um comprimento longitudinal no talude de jusante de aproximadamente 30 metros. A Figura 2 indica, em planta, a área de aplicação da injeção. O espaçamento das injeções ao longo da linha de contato entre a barragem de terra e o muro de concreto depende de avaliação de empresa especializada.

Esta solução considera que não há problema de estabilidade no maciço, tendo como objetivo principal o selamento de possíveis descontinuidades originadas no contato da barragem de terra com a fundação, possivelmente decorrentes de compactação ineficiente do aterro à época de sua construção. Em conjunto com essa medida, a injeção propicia também a vedação de eventuais fissuras no concreto do muro, contribuindo para a adequada funcionalidade da interface solo/muro.

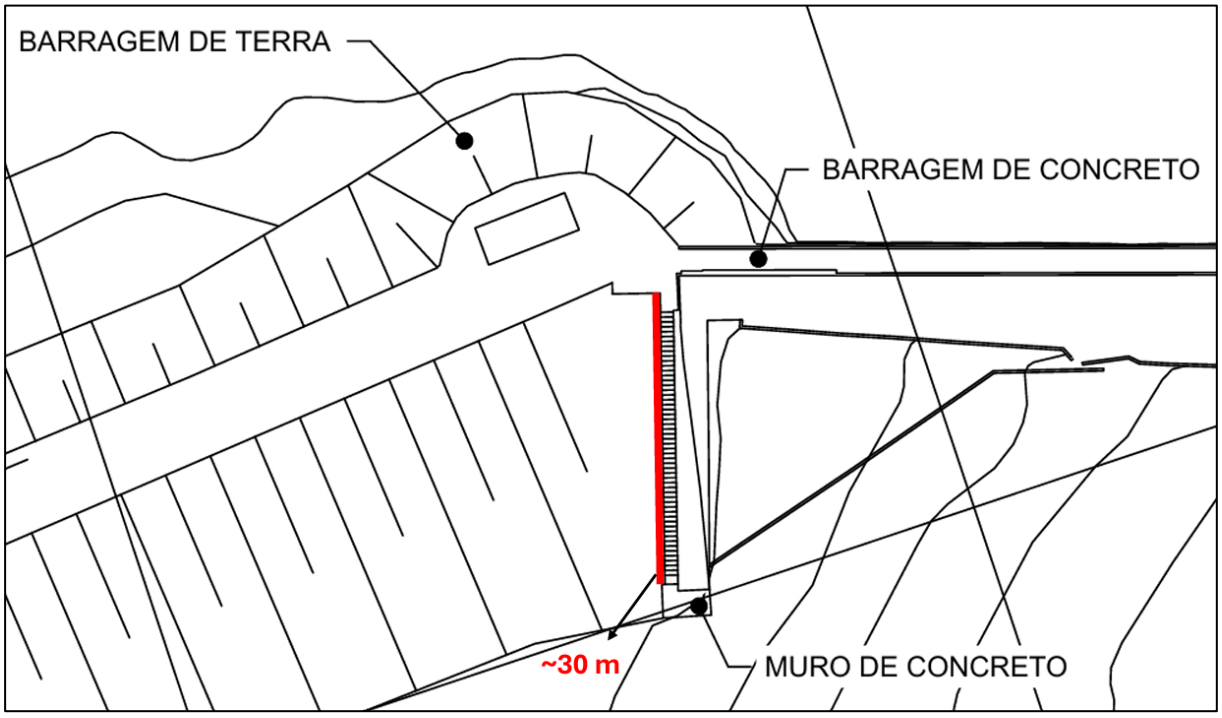


Figura 2 – Área estimada de aplicação da injeção

3. COMPARAÇÃO ENTRE AS ALTERNATIVAS

A seguir são apresentadas as vantagens e desvantagens que cada uma das alternativas oferece em relação às especificidades do projeto frente a diferentes tópicos:

- **Tipo de técnica:** no que diz respeito ao impacto de cada solução no entorno da barragem, a escavação provoca a movimentação de grandes volumes de terra, além de operações de estocagem do material escavado em bota-foras temporários. Por sua vez, a injeção é uma técnica não-destrutiva que consiste no preenchimento de vazios com resina;

- **Deplecionamento do reservatório:** para a alternativa de escavação, o rebaixamento do reservatório é uma etapa fundamental e obrigatória, uma vez que dessa forma a estabilidade estrutural e hidráulica é garantida; enquanto para a injeção de resina, não há necessidade de rebaixamento do nível do reservatório para a execução da atividade;
- **Janela hidrológica:** em relação ao prazo e período de execução da intervenção, a janela hidrológica é uma condicionante relevante para a alternativa de escavação que deve ser executada em época de estiagem, evitando que a presença de pluviometria intensa impeça o andamento dos trabalhos e comprometa a segurança do empreendimento e operadores. Essa limitação não ocorre para a injeção de resina;
- **Tempo requerido de execução:** a execução da injeção é vantajosa em razão da celeridade atrelada à sua aplicação, que pode ser um procedimento realizado em poucos dias sem necessidade de consideração do período chuvoso. Em contraponto, a escavação e demais atividades relacionadas exigem meses de trabalho;
- **Mão-de-obra:** quanto à mão-de-obra demandada, a alternativa de injeção requer empresa especializada em tratamentos executados com aplicação de resina, de modo que o polímero promova a estabilização e densificação do solo, mitigando a possibilidade de formação de novos vazios ao longo da vida útil da estrutura. Já a técnica de escavação, exige menor especialização, no entanto, ainda necessita de empresa com conhecimento específico no serviço de escavação e construção de obras de infraestrutura com o rigor técnico exigido;
- **Risco de estabilidade do maciço:** para a alternativa de escavação é necessário que esta obedeça a geometria estipulada em projeto para que a segurança seja garantida durante toda a operação. Além disso, é necessário o acompanhamento e inspeção regular durante toda a escavação. A técnica de injeção não altera a geometria do barramento, assim o risco de instabilização é minimizado;
- **Verificação da assertividade da solução:** no cenário em que a injeção é aplicada, é possível verificar de forma mais rápida se a percolação persistirá após a finalização do serviço. Para a alternativa de escavação, será necessário recompactar o maciço, construir a nova estrutura adjacente ao muro de concreto e promover o enchimento do reservatório até a cota normal de operação. A partir desse ponto, deve-se aguardar a estabilização do nível d'água no maciço e sua condução pelo sistema de drenagem interno, para então confirmar a eficiência na interface fundação/muro;
- **Custo:** a técnica de injeção possui custo mais elevado quando comparado à escavação por necessitar de materiais e mão-de-obra especializada. Adicionalmente, há incerteza associada à estimativa da quantidade de injeção a ser inserida no maciço. A estratégia de escavação e compactação possibilita maior precisão quanto ao volume de material a ser utilizado para a reconformação do maciço;

Tabela 1 – Quadro Resumo de Solução Escavação x Injeção de Resina

	Alternativa de Escavação	Alternativa de Injeção de Resina
Ponto positivo	Permite tratamento direto da fundação e do contato solo/muro	Execução rápida (dias/horas)
	Possibilita a recompactação controlada do aterro	Não requer rebaixamento do reservatório
	Solução definitiva, com maior previsibilidade de comportamento a longo prazo	Permite rápida verificação da eficácia
Ponto Negativo	Necessidade de rebaixamento do reservatório	Requer empresa altamente especializada
	Elevado volume de escavação e logística de bota-fora	Menor controle direto sobre o tratamento completo da fundação
	Dependência da janela hidrológica	Controle restrito na propagação da resina
	Maior tempo de execução	Maior custo
	Exige avaliação geométrica do talude na fase de escavação e operação do empreendimento	Possível necessidade de reaplicações

4. CONCLUSÕES

Com a apresentação de uma análise comparativa entre duas soluções de intervenção para mitigação de percolação identificada na interface entre uma barragem de terra e um muro de concreto em um empreendimento hidrelétrico, é possível assegurar que ambas têm capacidade para satisfazer o escopo principal da obra de reforço do empreendimento estudado, isto é, controlar e minimizar a percolação detectada do lado externo do muro de concreto. Ressalta-se que devido ao fato de o estudo ainda estar em fase de definição, o artigo não aborda a alternativa escolhida e sua implantação.

A alternativa de escavação é uma opção robusta, que envolve uma alteração geométrica importante em parte do corpo da barragem e a inserção de uma nova estrutura de concreto para aumentar a aderência do aterro ao muro. Embora essa proposta confira um caráter definitivo no que tange à redução da vazão proveniente da carga hidráulica do nível d'água do reservatório, é necessária a ponderação dos condicionantes associados a essa solução, como a interferência com o período chuvoso, a maior duração das atividades de execução (o que implica na interrupção da operação do empreendimento hidroelétrico) e a obrigatoriedade do rebaixamento do reservatório, destacando-se como principais limitações.

Em relação ao cenário de preenchimento de vazios por injeção de resina, esta se consolida como uma alternativa mais simples por gerar menor interferência na estrutura e com elevado potencial de eficácia quando comparada à escavação. De maneira análoga, as limitações dessa medida também devem ser consideradas, como

o maior custo associado e a possibilidade de reaplicação, decorrente de eventual distribuição não uniforme da resina no maciço.

5. PALAVRAS-CHAVE

Empreendimento Hidroelétrico; Escavação; Injeção de Resina; Obra de Reforço; Barragem de Terra.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela oportunidade da atuação neste projeto e desenvolvimento deste trabalho.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION – USBR (2014) – “Design Standards No. 13: Embankment Dams”, U.S. Department of the Interior, Denver.

[2] INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD (2010) – “Embankment Dams – A Guide to Construction and Operation”, ICOLD Bulletin, Paris.

[3] FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA (2015) – “Grouting and Ground Improvement Methods”, Report No. FHWA-NHI-16-027, Washington, D.C.

[4] KAROL, R.H. (2003) – “Chemical Grouting and Soil Stabilization”, 3rd Edition, CRC Press, Estados Unidos.

[5] ELETROBRÁS (2003). “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”.



Marcus Vinicius Teixeira BARBOSA

Engenheiro Civil formado pela Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais (PUC Minas), com experiência em laboratório de solos, atuando em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, além de projetos de descaracterização de barragens e documentação técnica para a legislação minerária. Atualmente desenvolve projetos geotécnicos, barragens, contenções e usinas hidrelétricas na G5 Engenharia.

	**Isabela Grossi da SILVA** Engenheira Civil formada pela Universidade Federal do Paraná (UFPR), onde também obteve título de Mestre em Geotecnia. Possui Pós-graduação em Geotecnia e Segurança de Barragens e Pilhas pelo Instituto Minere. Detém experiência em projeto, instalação e automação de instrumentos e, atualmente, atua no desenvolvimento de projetos de barragens, diques, contenção e demais estruturas geotécnicas na G5 Engenharia.
	**Joaquim Monteiro Garcez DUARTE** Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Paraná com mestrado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo (USP) e especialista em Obras Subterrâneas pela Escola Politécnica de Zurique (Suíça). Possui expertise em Engenharia Geotécnica, com ênfase na área de Obras Subterrâneas, em projetos de infraestrutura no Brasil e no exterior. Atualmente exerce a função de Diretor Técnico de Engenharia Civil da G5 Engenharia.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE E LIMITAÇÕES DA MODELAGEM CFD NA PREVISÃO DE EROSÕES A JUSANTE DE BACIAS DE DISSIPAÇÃO POR RESSALTO HIDRÁULICO

Rodolfo Rosendo de CARVALHO
Engenheiro Civil - Universidade Federal do Paraná/G5 Engenharia

Michael MANNICH
Professor Doutor - Universidade Federal do Paraná

Joaquim Monteiro Garcez DUARTE
Engenheiro Civil – G5 Engenharia

RESUMO

A dinâmica dos fluidos computacional (CFD) tem sido amplamente empregada como ferramenta de apoio à análise e ao projeto de estruturas hidráulicas associadas a barragens. Apesar dos avanços na representação de escoamentos complexos, a previsão de processos erosivos a jusante de bacias de dissipação ainda apresenta desafios relevantes, sobretudo em função da elevada turbulência e da interação entre escoamento, superfície livre e sedimentos.

O presente trabalho avalia a sensibilidade e as limitações da modelagem CFD tridimensional na previsão de erosões a jusante de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico, com base na comparação entre resultados numéricos e ensaios realizados em modelo físico reduzido. São analisados os efeitos da variação de parâmetros geotécnicos e numéricos, como diâmetro médio do material, ângulo de atrito interno e refinamento da malha computacional, sobre a geometria da erosão simulada.

Os resultados evidenciam elevada sensibilidade do modelo aos parâmetros adotados, além de tendência sistemática à subestimação da profundidade e da extensão da erosão, com diferenças da ordem de até 2 a 3 vezes o diâmetro médio do material. Conclui-se que, embora a modelagem CFD seja uma ferramenta valiosa para análises qualitativas e comparativas, seu uso isolado para previsão quantitativa de erosões em projetos de barragens deve ser realizado com cautela.

ABSTRACT

Computational Fluid Dynamics (CFD) has been widely used as a supporting tool for the analysis and design of hydraulic structures associated with dams. Despite advances in representing complex flows, predicting erosive processes downstream of stilling basins remains challenging due to high turbulence levels and the interaction between flow, free surface, and sediments.

This study evaluates the sensitivity and limitations of three-dimensional CFD modeling in predicting downstream erosion in a hydraulic jump stilling basin, based on comparisons with reduced-scale physical model experiments. The effects of variations in geotechnical and numerical parameters—such as mean particle diameter, internal friction angle, and mesh refinement—on the simulated erosion geometry are analyzed.

Results indicate high sensitivity of the numerical model to input parameters and a systematic tendency to underestimate erosion depth and extent, with discrepancies reaching up to 2–3 times the mean particle diameter. It is concluded that, although CFD modeling is a valuable tool for qualitative and comparative analyses, its isolated use for quantitative erosion prediction in dam engineering should be approached with caution.

1. INTRODUÇÃO

Bacias de dissipação por ressalto hidráulico são amplamente utilizadas em vertedouros de barragens com a finalidade de reduzir a energia do escoamento e proteger o canal de restituição contra processos erosivos, conforme descrito por Johnson & Savage [1]. O desempenho inadequado dessas estruturas pode resultar em erosões excessivas a jusante, comprometendo fundações, estruturas adjacentes e, em situações extremas, a segurança global da barragem.

Historicamente, a avaliação do comportamento hidráulico e dos processos erosivos associados a essas estruturas tem sido realizada por meio de ensaios em modelos físicos reduzidos, os quais permitem a observação direta do escoamento e da interação com o fundo móvel. Entretanto, tais ensaios demandam elevado custo, tempo de execução significativo e apresentam limitações quanto à avaliação de múltiplos cenários operacionais.

Segundo Araújo Filho [2], com o aumento da capacidade de processamento computacional, a modelagem CFD tridimensional passou a ser utilizada como ferramenta complementar ou alternativa aos modelos físicos. Essa abordagem possibilita a obtenção de campos completos de velocidade, pressão e tensões, além de maior flexibilidade na análise de diferentes condições de contorno, conforme relatado por Bates et al. [3]. Todavia, a aplicação de CFD na previsão de processos erosivos permanece associada a incertezas consideráveis, sobretudo devido à complexidade da interação fluido–sedimento em escoamentos altamente turbulentos, segundo Sagaut et al. [4].

Embora diversos estudos tenham demonstrado boa aderência da modelagem CFD na reprodução de pressões e níveis de água em bacias de dissipação, conforme Amorim [5] e Macián-Pérez et al. [6], observa-se uma lacuna na literatura no que se refere à análise sistemática da sensibilidade dos resultados de erosão aos parâmetros adotados no modelo numérico. Nesse contexto, este trabalho objetiva avaliar as limitações e potencialidades da modelagem CFD aplicada à previsão de erosões a jusante de bacias de dissipação.

O objetivo do presente artigo é avaliar a sensibilidade e as limitações da modelagem CFD tridimensional na previsão de erosões a jusante de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico, a partir da comparação com resultados obtidos em modelo físico reduzido.

2. ESTUDO DE CASO E BASE EXPERIMENTAL

O estudo de caso refere-se a um vertedouro controlado por comportas radiais, dotado de bacia de dissipação projetada para a formação de ressalto hidráulico. A estrutura foi previamente investigada por meio de ensaios em modelo físico reduzido, construído segundo o critério de semelhança de Froude, com escala geométrica 1:60, conforme CEHPAR [7].

O modelo físico foi implantado em laboratório especializado, permitindo a observação do escoamento ao longo do vertedouro, da bacia de dissipação e do canal de restituição. Para o presente trabalho, foram utilizados como referência experimental

os registros da geometria final da erosão a jusante da bacia de dissipação, incluindo a profundidade máxima da cava erosiva, sua extensão longitudinal e a forma geral do fundo após a estabilização do processo.

Ressalta-se que o foco deste estudo está restrito à análise do processo erosivo a jusante da bacia de dissipação, não sendo objeto de discussão os resultados hidráulicos relacionados a pressões e níveis de água ao longo da estrutura, os quais já foram abordados em estudos anteriores, conforme Carvalho [8].



Figura 1 – Configuração inicial do fundo móvel a jusante da bacia de dissipação do vertedouro - Fonte: CEHPAR [7]

3. MODELAGEM NUMÉRICA DA EROSÃO

A modelagem numérica tridimensional foi realizada por meio do software FLOW-3D®, baseado na resolução das equações de Navier–Stokes com média de Reynolds (RANS), utilizando o método dos volumes finitos, conforme Flow Science [9]. A superfície livre do escoamento foi tratada pelo método *Volume of Fluid* (VOF), amplamente empregado na simulação de escoamentos multifásicos ar–água, conforme Araújo Filho [2].

Foram utilizados dois modelos de turbulência: o $k-\varepsilon$ RNG e o $k-\omega$, selecionados em função de sua capacidade de representar escoamentos com elevada curvatura e intensa dissipação de energia, características típicas do ressalto hidráulico em bacias de dissipação, conforme Wilcox [10].

A erosão do fundo foi representada por meio de um modelo simplificado de sedimentos, no qual o material granular é caracterizado por parâmetros médios, como diâmetro representativo, massa específica e ângulo de atrito interno, conforme abordagem adotada em estudos semelhantes, conforme Macián-Pérez et al. [6].

A malha computacional foi estruturada e refinada nas regiões de maior gradiente hidráulico, em especial na transição entre o vertedouro controlado e a bacia de dissipação. Foram realizados testes de independência de malha, buscando-se um equilíbrio entre precisão dos resultados e custo computacional, conforme recomendações de Blazek [11]. A Tabela 1 e a Figura 2 apresentam as dimensões das malhas utilizadas.

Tabela 1 – Características da Malha nas Simulações

Bloco	Direção	Mínimo	Máximo	Comprimento na Direção (m)	Número de Elementos	Dimensão da Malha na Direção (m)	Número de Elementos da Malha
1	X	2,0000	5,0800	3,08	154	0,02000	293216
	Y	0,9834	1,6634	0,68	34	0,02000	
	Z	1,3000	2,4200	1,12	56	0,02000	
2	X	3,4800	3,6800	0,2	20	0,01000	84320
	Y	0,9834	1,6634	0,68	68	0,01000	
	Z	1,8000	2,4200	0,62	62	0,01000	
3	X	5,0800	7,0000	1,92	170	0,04000	122400
	Y	0,9834	1,6634	0,68	18	0,04000	
	Z	1,3000	2,4200	1,12	40	0,04000	

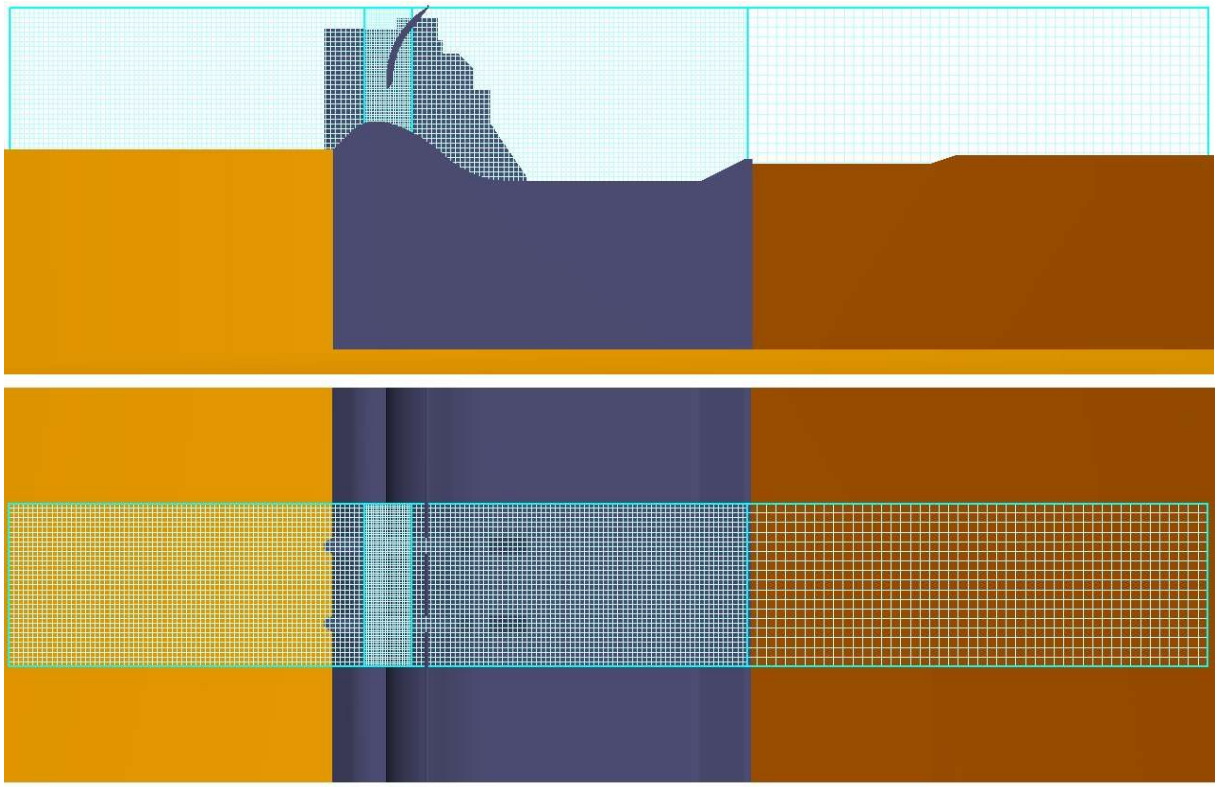


Figura 2 – Malha Utilizada nas Simulações

A geometria das estruturas foi definida de modo a se permitir a diferenciação da rugosidade das diferentes partes. No modelo físico, o vertedouro, a bacia de dissipação e as comportas foram construídos em acrílico, sendo a altura de rugosidade adotada para essas partes iguais a 0,01 mm. Os canais de aproximação e restituição tiveram sua superfície revestida em argamassa para realização dos

ensaios com fundo fixo no modelo físico, sendo a rugosidade adotada de 5 mm. Para as simulações com fundo móvel no canal de restituição do vertedouro, a rugosidade do fundo móvel é função do diâmetro médio do material granular, sendo adotada a relação de 2,5 entre os dois, conforme indicado no manual do software Flow 3D® (Flow Science [9]), ou seja, como o diâmetro médio do material adotado é 15,9 mm, a rugosidade do leito adotada nessa é de 39,75 mm. Nas análises de sensibilidade do diâmetro do material granular as rugosidades resultantes são de 3,75 mm para a simulação com diâmetro médio de 1,5 mm e 20,00 mm para a simulação com diâmetro médio de 8,0 mm.

Nos estudos realizados no modelo físico em laboratório especializado não foram detalhadas as características do material utilizado, sendo que para as simulações com fundo móvel foi adotada uma massa específica do material granular de 2.650 kg/m³ e o ângulo de repouso do material em 32º. Adicionalmente, foi realizada uma simulação numérica para a análise de sensibilidade do ângulo de atrito do material, sendo nessa simulação adotado um ângulo de atrito de 20º, indicado nas referências como um ângulo de atrito mínimo para pedregulhos.

O modelo de transporte de sedimento de fundo adotado para as simulações com fundo móvel foi o modelo proposto por Meyer-Peter e Muller (1948), pois conforme apresentado por Carvalho [12], o modelo se aplica ao transporte de partículas com diâmetro médio de até 30 mm.

As variáveis adotadas são as apresentadas como padrão pelo software, com exceção do coeficiente empírico do transporte de fundo utilizado na equação de Meyer-Peter Muller, onde foi adotado o coeficiente alto transporte ($\beta_{MPM,n}$ = 13). As demais variáveis adotadas nas simulações são apresentadas abaixo:

- Coeficiente multiplicador de Richardson-Zaki (ζ_1): 1;
- Coeficiente de arraste do sedimento (α_n): 0,018.

4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS

A análise de sensibilidade foi conduzida por meio da variação controlada de parâmetros selecionados, mantendo-se constantes as demais condições do modelo, conforme metodologia semelhante à adotada por García-Bartual e Gómez [13]. Os parâmetros analisados o ângulo de atrito interno, o modelo de turbulência utilizado na simulação, as condições de contorno laterais da malha de elementos finitos e o diâmetro médio do material de fundo.

Foram realizadas nove (9) simulações com duração de 600 segundos (10 minutos) para análise de sensibilidade de parâmetros. Essa duração foi adotada pois, nas simulações preliminares, verificou-se que as maiores alterações no leito ocorrem nos instantes iniciais.

A Tabela apresenta as simulações realizadas e os principais parâmetros adotados em cada uma.

Tabela 2 – Simulações Realizadas no Modelo Numérico

Simulação	Diâmetro Médio do Fundo Móvel		Ângulo de Atrito do Material	Modelo de Turbulência Utilizado	Condição de Contorno Lateral
	Protótipo (m)	Modelo (mm)			
1	0,954	15,9	32	$k-\varepsilon$ RNG	**Simetria**
2	0,954	15,9	**20**	$k-\varepsilon$ RNG	**Parede**
3	0,954	15,9	**20**	$k-\varepsilon$ RNG	**Simetria**
4	0,954	15,9	32	$\boldsymbol{k-\omega}$	**Parede**
5	0,954	15,9	32	$\boldsymbol{k-\omega}$	**Simetria**
6	**0,09**	**1,5**	32	$k-\varepsilon$ RNG	**Parede**
7	**0,09**	**1,5**	32	$k-\varepsilon$ RNG	**Simetria**
8	**0,48**	**8,0**	32	$k-\varepsilon$ RNG	**Parede**
9	**0,48**	**8,0**	32	$k-\varepsilon$ RNG	**Simetria**

5. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS NO MODELO NUMÉRICO E MODELO FÍSICO E DISCUSSÃO DAS LIMITAÇÕES DA MODELAGEM

Para a comparação dos resultados foram extraídas as informações de profundidade de erosão em uma seção na região central do modelo, conforme ilustrado na Figura 3.

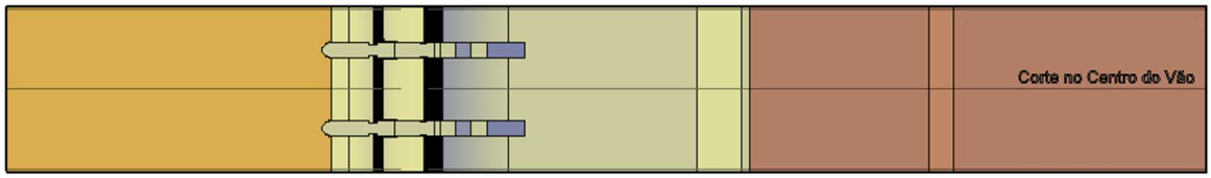


Figura 3 – Localização do Corte para apresentação dos resultados

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais indicou diferenças relevantes na previsão da erosão a jusante da bacia de dissipação. De forma geral, o modelo numérico foi capaz de reproduzir qualitativamente a localização da região de maior erosão e a forma global da cava, em concordância com observações experimentais realizadas por Macián-Pérez et al. [14] e conforme pode ser observado nos cortes longitudinais pelo centro do modelo apresentados na Figura 4.

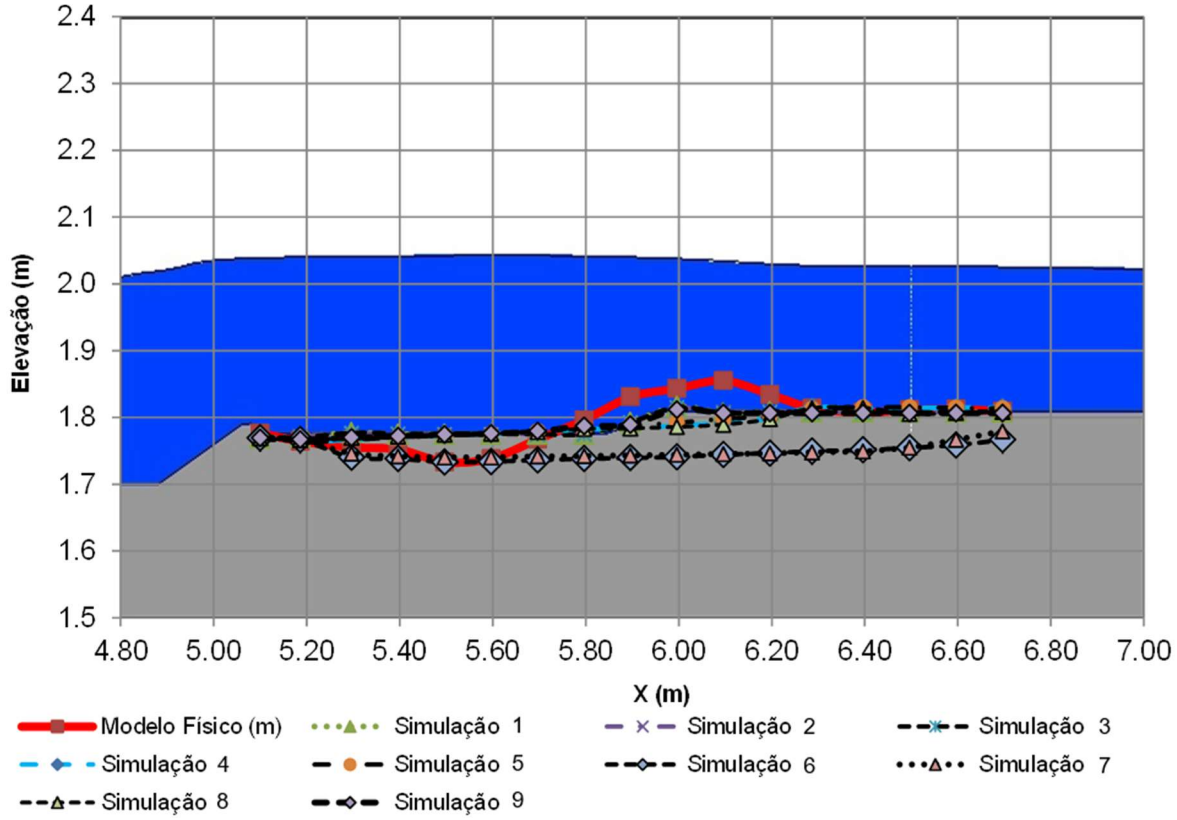


Figura 4 – Corte Longitudinal no Vão Central do Vertedouro - Resultados das Simulações Numéricas e Modelo Físico com Fundo Móvel – Análises de Sensibilidade

Entretanto, verificou-se tendência sistemática à subestimação da profundidade máxima de erosão e da extensão longitudinal da cava quando comparado ao modelo físico, comportamento também relatado em estudos experimentais e numéricos semelhantes, conforme Amorim [5] e Macián-Pérez et al. [14].

Os resultados obtidos evidenciam limitações físicas e numéricas da modelagem CFD aplicada à previsão de erosões a jusante de bacias de dissipação. Do ponto de vista físico, a representação da turbulência intensa do ressalto hidráulico por meio de modelos RANS de duas equações apresenta restrições na captura de flutuações de alta frequência e da complexa interação ar–água–sedimento conforme Sagaut et al. [4].

Do ponto de vista numérico, a elevada sensibilidade a parâmetros geotécnicos, frequentemente incertos em projetos reais, compromete a confiabilidade das previsões quantitativas, conforme Wilcox [10]. Além disso, o refinamento de malha necessário para uma representação mais fiel do processo erosivo implica custos computacionais elevados, muitas vezes incompatíveis com estudos de engenharia de rotina, conforme Blazek [11].

A simulação 1 foi realizada com os parâmetros médios obtidos de bibliografia para o ângulo de atrito do material móvel, com o diâmetro médio equivalente utilizado no modelo físico, sendo as condições de contorno laterais nessa simulação adotadas como condição de simetria. A simulação 2 buscou avaliar a sensibilidade do modelo em relação ao ângulo de atrito do material móvel, com as condições de contorno laterais do tipo parede. A simulação 3, semelhante a simulação 2, além do ângulo de atrito do material móvel, buscou avaliar a sensibilidade às condições de contorno

laterais sendo impostas condições do tipo simetria. Já as simulações 4 e 5 foram realizadas com o modelo de turbulência $k - \omega$, sendo na simulação 4 adotada como a condição de contorno nas laterais do modelo a condição do tipo parede e na simulação 8 adotada a condição do tipo simetria. Nas simulações 1, 2 e 3 o erro médio quadrado, RMS, foi igual a 0,0006. Já nas simulações 4 e 5, com o modelo de turbulência $k - \omega$, os erros médios quadrados obtidos foram de 0,0008 e 0,0007 respectivamente. O modelo de turbulência $k - \omega$ apresentou maiores diferenças nos resultados em relação ao modelo $k - \varepsilon$ RNG.

Nas simulações 6, 7, 8 e 9 buscou-se avaliar a sensibilidade do modelo numérico em relação ao diâmetro médio do material granular adotado. Essa análise foi realizada buscando-se reproduzir no modelo uma maior movimentação do fundo móvel, uma vez que nas simulações anteriores o modelo numérico subestimou as erosões e deposições observadas no modelo físico. Para isso, as simulações 6 e 7 foram realizadas se adotando o diâmetro médio do material granular de 1,5 mm e as simulações 8 e 9 foram realizadas com o diâmetro de 8,0 mm.

As simulações para avaliação da sensibilidade do modelo em relação ao ângulo de atrito do material móvel permitem concluir que a adoção do ângulo de atrito de 32º ou do ângulo de atrito de 20º pouco influenciaram no resultado. Já as simulações realizadas para a análise da sensibilidade do modelo quanto as condições de contorno laterais adotadas permitem concluir que, embora as diferenças encontradas na região central do modelo sejam pequenas, as condições de contorno do tipo parede tendem a aumentar a movimentação do fundo móvel na região dessas fronteiras, uma vez que essa condição não permita a existência de velocidades normais fronteira, ainda é possível que existam velocidades tangenciais e, consequentemente, tensões tangenciais. As avaliações realizadas quanto a sensibilidade do modelo em relação ao diâmetro médio adotado nas simulações indicou que a adoção de um diâmetro médio da ordem de 10 vezes menor que os utilizados no modelo físico conduziu a uma profundidade de erosão da mesma ordem de grandeza da observada no modelo físico. Cabe ressaltar que nas simulações com o diâmetro de 1,5 mm a relação entre as dimensões do material e as dimensões da malha resultou em aproximadamente 27, ou seja, as dimensões da malha são 27 vezes maiores que o diâmetro do material. Essa relação é maior que a relação mínima indicada por Flow Science (2015), igual a 10. Para as simulações 8 e 9, com diâmetro médio de 8 mm essa relação resultou igual a 5. Os resultados obtidos nas simulações 8 e 9 se assemelharam aos resultados obtidos nas simulações 6 e 7.

Como pode ser observado nos resultados apresentados para as simulações, as diferenças encontradas em relação ao modelo físico em termos de erosões e deposição, da ordem de -3,7 cm e de 4,7 cm respectivamente correspondem a 2,32 e 2,95 vezes o diâmetro médio do material móvel (igual a 15,9 mm). Embora o material móvel utilizado nas simulações esteja compreendido na faixa de validade dos modelos de transporte de fundo disponíveis no Flow 3D®, uma abordagem a ser estudada futuramente seria a resolução de problemas com fundo móvel envolvendo materiais mais finos, ainda dentro da faixa de validade das equações que o modelo Flow 3D® utiliza na resolução dos problemas.

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou a sensibilidade e as limitações da modelagem CFD tridimensional na previsão de erosões a jusante de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico, com base na comparação com resultados obtidos em modelo físico reduzido.

Os resultados demonstraram elevada sensibilidade do modelo numérico a parâmetros geotécnicos e numéricos, bem como tendência à subestimação da profundidade e da extensão da erosão. Essa subestimação pode estar associada à difusão numérica e às limitações dos modelos RANS na representação das flutuações turbulentas responsáveis pelo início do movimento dos sedimentos.

Conclui-se que a modelagem CFD é uma ferramenta valiosa para a compreensão do comportamento do escoamento e para análises qualitativas de cenários, porém seu uso isolado para previsão quantitativa de erosões em estruturas associadas à segurança de barragens deve ser realizado com cautela.

As análises de sensibilidade permitiram concluir que isso se deve provavelmente a relação entre o tamanho dos blocos do material móvel e o tamanho da malha utilizada nessas simulações.

Em casos em que os blocos a serem transportados são de grandes dimensões, a resolução desses problemas através de modelagem numérica se torna difícil, uma vez que a malha deve ser densa o suficiente para a resolução hidrodinâmica do problema ao passo que deve ser maior que 10 vezes o tamanho do diâmetro médio do material a ser transportado. Esse resultado evidencia uma limitação fundamental da modelagem: a incompatibilidade entre os requisitos de resolução hidrodinâmica e a representação adequada do material granular.

As análises de sensibilidade realizadas com diâmetros de material móvel menores permitiram concluir que o modelo utilizado possui a capacidade de simular o arraste e deposição do material solto, entretanto, análises futuras devem ser realizadas para a avaliação da precisão do modelo na resolução de problemas com essas características.

Os resultados indicam que a aplicação de modelos CFD para previsão de erosão em bacias de dissipação deve ser acompanhada de critérios de escala e validação experimental, especialmente em casos envolvendo materiais granulares de maior dimensão.

7. PALAVRAS-CHAVE

Bacia de dissipação; Ressalto hidráulico; Erosão a jusante de bacia de dissipação; CFD; Segurança de barragens.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] JOHNSON, M.; SAVAGE, B. (2006) – "*Physical and Numerical Comparison of Flow over Ogee Spillway in the Presence of Tailwater*", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, v. 132, n. 12, p. 1353-1357.

[2] ARAÚJO FILHO, M. F. (2014) - "*Modelagem Computacional Tridimensional de Escoamentos em Vertedouros de Baixa Queda"*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

[3] BATES, P. D.; LANE, S. N.; FERGUSON, R. I. (2005) – "*Computational Fluid Dynamics: Applications in Environmental Hydraulics"*. John Wiley & Sons.

[4] SAGAUT, P.; DECK, S.; TERRACOL, M. (2013) – "*Large Eddy Simulation for Incompressible Flows: An Introduction"*. Springer.

[5] AMORIM, J. C. C. (2014) – "*Numerical and experimental study of hydraulic jump stilling basin*". *Flow Science*.

[6] MACIÁN-PÉREZ, J. F. et al. (2020) – "*Analysis of the flow in a typified USBR II stilling basin through a numerical and physical modeling approach*". *Water*, v. 12, n. 227. DOI: 10.3390/w12010227.

[7] CEHPAR. (2002) – "*Projeto HL-120a – Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido do Vertedouro da UHE São Salvador – Relatório nº 01"*. Curitiba.

[8] CARVALHO, R. R. (2017) – *"Erosão a Jusante de Bacias de Dissipação por Ressalto Hidráulico de Vertedouros: Aplicação de Modelagem Computacional"*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

[9] FLOW SCIENCE INC. (2015) – "*FLOW-3D® User Manual"*, versão 11.1.

[10] WILCOX, D. C. (2006) – "*Turbulence Modeling for CFD"*. DCW Industries, 3rd ed.

[11] BLAZEK, J. (2001) – "*Computational Fluid Dynamics: Principles and Applications"*. Elsevier, Oxford.

[12] CARVALHO, N. O. (2008) – "*Hidrossedimentologia Prática*", 2ª Edição. Editora Interciência. Rio de Janeiro.

[13] GARCÍA-BARTUAL, R.; GÓMEZ, J. (2023) – "*Numerical simulation of roughness effects on hydraulic jump energy dissipation*". *Water*.

[14] MACIÁN-PÉREZ, J. F. et al. (2023) – "*Numerical modeling of hydraulic jumps at negative steps to improve energy dissipation in stilling basins*". *Water Science*.

	**Rodolfo Rosendo de CARVALHO** Graduado em Engenharia Civil pela UFPR (2013). Trabalha há 13 anos com projetos na área de hidrologia e hidráulica para obras de infraestrutura no geral, e atualmente exerce a função de Coordenador do Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente na G5 Engenharia & Gerenciamento.
	**Michael MANNICH** Mestre e Doutor em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental pela UFPR. É Professor Adjunto na mesma instituição, com ênfase em Mecânica dos Fluidos Ambiental, Limnologia física, hidrologia e gestão de recursos hídricos. Atua na resolução de problemas com base em dados e qualidade da água. Atualmente, coordena o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental (PPGEA/UFPR).
	**Joaquim Monteiro Garcez DUARTE** Engenheiro Civil pela UFPR (1982) com mestrado em Geotecnia pela Poli-USP (1986). Possui mais de 30 anos de experiência em Engenharia Geotécnica, com ênfase em Obras Subterrâneas e Geotecnia de Obras Hidrelétricas, tendo atuado em projetos de infraestrutura no Brasil e no exterior. Atualmente é Diretor Técnico de Engenharia Civil da G5 Engenharia & Gerenciamento.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

ANÁLISE ESTRUTURAL DAS JUNTAS DE SOLDAGEM DE UMA COMPORTA SEGMENTO DO VERTEDOURO DA USINA HIDRELÉTRICA DE ITAIPU PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Christiano WENDT DOS SANTOS
Engenheiro - Itaipu Parquetec

Christian WENDT DOS SANTOS
Engenheiro - Itaipu Parquetec

Luiz Fernando ZUBELDIA DAL POSSO
Engenheiro - Itaipu Parquetec

Gustavo Manuel BAEZ FRONCIANI
Engenheiro - Itaipu Binacional

Aldo Manuel RAMIREZ GONZALEZ

Engenheiro - Itaipu Binacional

RESUMO

A Itaipu Binacional possui diversos equipamentos e estruturas destinados à operação e à segurança da usina, entre eles o vertedouro, responsável pelo controle do nível do reservatório por meio do escoamento da água excedente em períodos chuvosos. Após mais de 40 anos de operação, será realizada a recuperação da proteção anticorrosiva das comportas, fase na qual o metal base e as juntas soldadas estarão temporariamente expostos, viabilizando inspeções por Ensaios Não Destrutivos (END). Considerando o grande número de chapas metálicas e juntas soldadas, a inspeção integral de todas as soldas torna-se inviável pelo elevado tempo de execução. Nesse contexto, foi necessário estabelecer critérios técnicos para a definição de regiões prioritárias a serem inspecionadas. Para isso, foi adotada a modelagem numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), possibilitando a obtenção dos campos de tensões e deformações de forma segura e com menor custo. As simulações foram realizadas para duas condições operacionais: comporta fechada com nível máximo normal do reservatório e comporta em abertura máxima. Cada condição foi analisada em duas etapas: inicialmente, a estrutura completa foi avaliada com o objetivo de identificar regiões com maiores níveis de solicitação; posteriormente, foram desenvolvidos submodelos com maior nível de detalhamento, incluindo as juntas soldadas dessas regiões. A partir da análise do estado de tensões de Von Mises, foi possível identificar as regiões mais solicitadas e, com isso, definir as juntas soldadas prioritárias para inspeção, contribuindo para a otimização dos recursos e para o aumento da eficiência das atividades de inspeção durante a intervenção prevista.

ABSTRACT

Itaipu Binacional operates a wide range of systems and structures dedicated to the safe and reliable operation of the power plant, including the spillway, which controls the reservoir water level by discharging excess water during rainy periods. After more than 40 years of operation, the rehabilitation of the spillway gates' anticorrosive protection is planned. During this process, the base metal and welded joints will be temporarily exposed, enabling inspections using Non-Destructive Testing (NDT) techniques. Due to the large number of steel plates and welded joints, a complete inspection of all joints becomes impractical because of the required execution time. Therefore, technical criteria were required to define priority regions for inspection. To this end, numerical modeling based on the Finite Element Method (FEM) was adopted, allowing the determination of stress and strain fields in a safe and cost effective manner. Simulations were carried out for two operating conditions: gate closed under normal maximum reservoir level, and gate fully open. Each condition was analyzed in two stages: first, the complete structure was evaluated to identify highly stressed regions; subsequently, detailed submodels were developed, explicitly including the welded joints in those regions. Based on the analysis of Von Mises stress fields, the most highly stressed regions were identified, enabling the definition of priority welded joints for inspection and contributing to the optimization of resources and improved efficiency of inspection activities during the planned intervention.

1. INTRODUÇÃO

O vertedouro é um equipamento importante para a operação segura de uma barragem, pois deve garantir, de forma independente, o escoamento da vazão do rio correspondente à cheia de projeto [1]. Comportas do tipo radial são amplamente usadas em vertedouros devido à sua simplicidade operacional, às baixas forças necessárias para abertura e fechamento e a boa condição de escoamento [2].

Devido às condições ambientais e operacionais às quais essas estruturas estão submetidas, o projeto das comportas deve contemplar medidas de proteção anticorrosiva, bem como a realização de inspeções e manutenções regulares [3]. O plano de manutenção de uma comporta pode prever diferentes tipos de inspeções, desde inspeções visuais gerais até ensaios dos sistemas de acionamento e a identificação de pequenos defeitos em soldas ou sinais de corrosão [4].

Conforme USACE [5], a inspeção visual constitui o método mais eficiente como uma primeira etapa para a identificação de fissuras. Caso haja indícios da presença de fissuras, diversos ensaios não destrutivos podem ser utilizados para a avalição das condições das juntas soldadas de estruturas hidráulicas, devendo-se considerar as limitações e benefícios de cada método.

O vertedouro de Itaipu é dividido em três calhas e possui 14 comportas radiais com 21,34 m de altura e 20 m de largura [6]. Após mais de 40 anos de operação, será realizada a recuperação da proteção anticorrosiva dessas comportas. Nessa oportunidade, o metal base e as juntas soldadas estarão expostos, possibilitando a realização de ensaios não destrutivos, tais como o método de líquido penetrante.

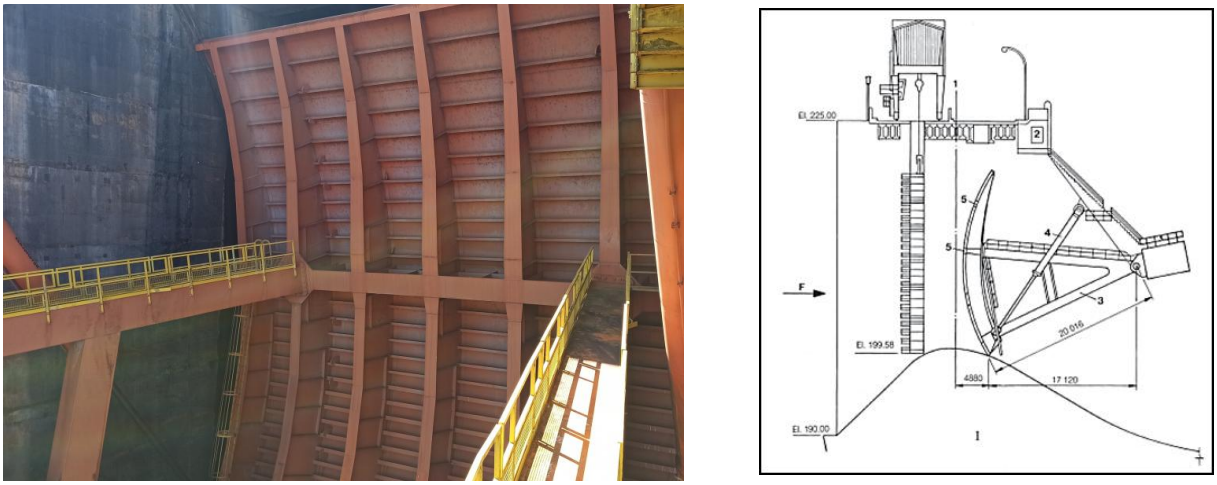
Entretanto, devido ao elevado número de juntas soldadas existentes em cada comporta, a quantidade de comportas e às restrições de tempo associadas à intervenção, torna-se necessário estabelecer critérios para a priorização das regiões a serem inspecionadas. Assim, simulações estruturais pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) surgem como uma alternativa para complementar os ensaios. Análises por MEF são amplamente empregadas para determinar níveis de tensão e deslocamentos em estruturas hidráulicas de aço [5-7].

O MEF é amplamente empregado na análise de estruturas, como comportas, durante a fase de projeto, permitindo otimizar elementos estruturais [8] e propor e validar conceitos envolvendo geometrias inovadoras para condições que fogem aos padrões usuais [9]. Trabalhos como os de Feng *et al.* [10] e Faridmehr *et al.* [11] utilizam o MEF para avaliar os efeitos de eventos extremos sobre essas estruturas, demostrando como simulações permitem a compreensão do comportamento de estruturas complexas sob diferentes cenários e condições operacionais.

Neste trabalho, são realizadas simulações estruturais por MEF de uma comporta radial do vertedouro da Usina Hidrelétrica de Itaipu (UHI) a fim de identificar as juntas soldadas submetidas aos maiores esforços mecânicos e, assim, auxiliar na definição daquelas que devem ser priorizadas em um processo de inspeção.

2. OBJETO DE ESTUDO

As comportas do vertedouro da UHI (Figura 1) são do tipo radial, projetadas conforme a norma DIN-19704 de 1976 [12], DIN 4114 de 1952/1953 [13] e DIN 4101 de 1979 [14]. Cada comporta possui 21,34 m de altura, 20 m de largura e raio de 20,016 m. A abertura máxima em operação é de 16,34 m, podendo verter até 3.500 m3/s com o reservatório na cota 220 m. Seu acionamento é realizado por meio de dois servomotores hidráulicos capazes de exercer força de até 3.335 kN. [6]. A estrutura da comporta é composta por chapas metálicas de aço ASTM A-36 e pode ser subdividida em tabuleiro, vigas verticais, vigas horizontais, braços e reforços em “T”.



(a) (b)

Figura 1 – (a) Uma das comportas do vertedouro da UHI. (b) Esquemático das comportas [6].

3. MODELO GLOBAL

A análise estrutural por MEF foi realizada para duas condições operativas: Comporta Fechada e Comporta em Abertura Máxima, ambas com o reservatório na cota 220 m. Para essas duas condições operativas, inicialmente, se realizaram simulações para a geometria completa (Modelo Global) em seguida, foram criados modelos mais detalhados contendo apenas a geometria das regiões em que se identificou tensões mais elevadas (Submodelos). O Modelo Global da comporta contempla o tabuleiro e os dois braços.

3.1 Geometria

Para a realização das simulações por MEF, foi necessária a realização de uma etapa prévia de modelagem tridimensional a partir de desenhos técnicos disponíveis no acervo técnico de Itaipu. Inicialmente foi obtido um modelo 3D sólido e, posteriormente, a região do tabuleiro deste modelo foi convertida em superfícies médias, para possibilitar a utilização de elementos do tipo Shell para as simulações, conforme apresentado na Figura 2.

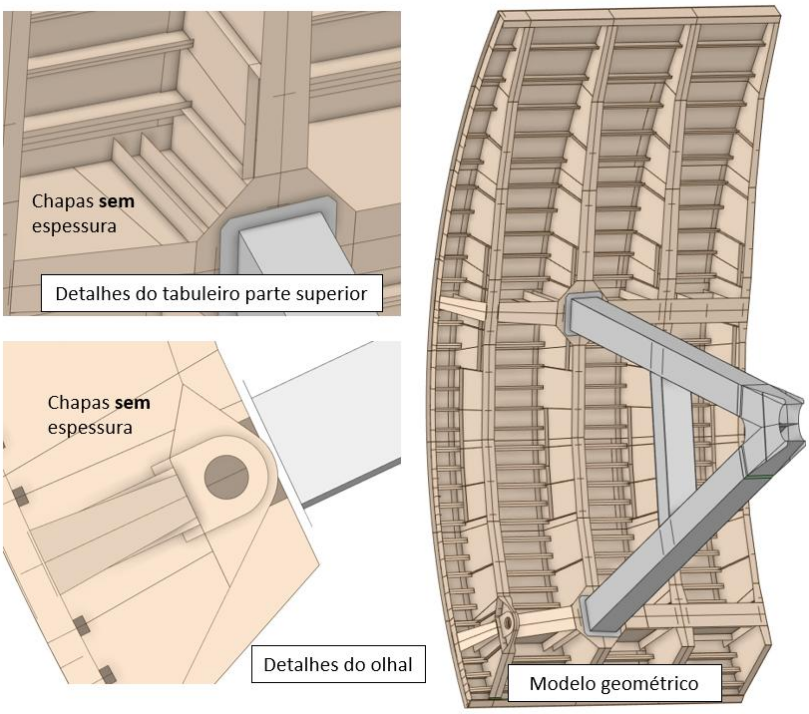


Figura 2 – Modelo geométrico da comporta para simulação.

3.2 Malha

As malhas utilizadas nos modelos são compostas por elementos *shell* quadrilaterais de primeira ordem, tanto na região do tabuleiro como na região do braço. A independência da malha foi verificada por meio de simulações para as condições de comporta fechada e aberta. Foram avaliados cinco níveis de refinamento, nos quais houve a redução progressiva do tamanho dos elementos e, consequentemente, aumento do número total de elementos, conforme Tabela 1. Os valores máximos para tensão equivalente de von Mises foram adotados como critério para avaliação da convergência do refinamento de malha. A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos desse estudo, a partir dos quais foi selecionada a Malha 5, ilustrada na Fig. 3, para a sequência das análises.

Tabela 1 – Estudo de Independência da malha.

Malhas	Malha 1	Malha 2	Malha 3	Malha 4	Malha 5
Nº de elementos	48.338	74.127	100.114	119.162	140.401
Tensão [MPa] Comp. Fechada.	174,61	189,06	193,59	193,10	-
Variação de Tensão	-	7,64%	2,34%	-0,25%	-
Tensão [MPa] Comp. Aberta	27,95	31,71	38,84	37,75	-
Variação de Tensão	-	11,87%	18,36%	-2,48%	-

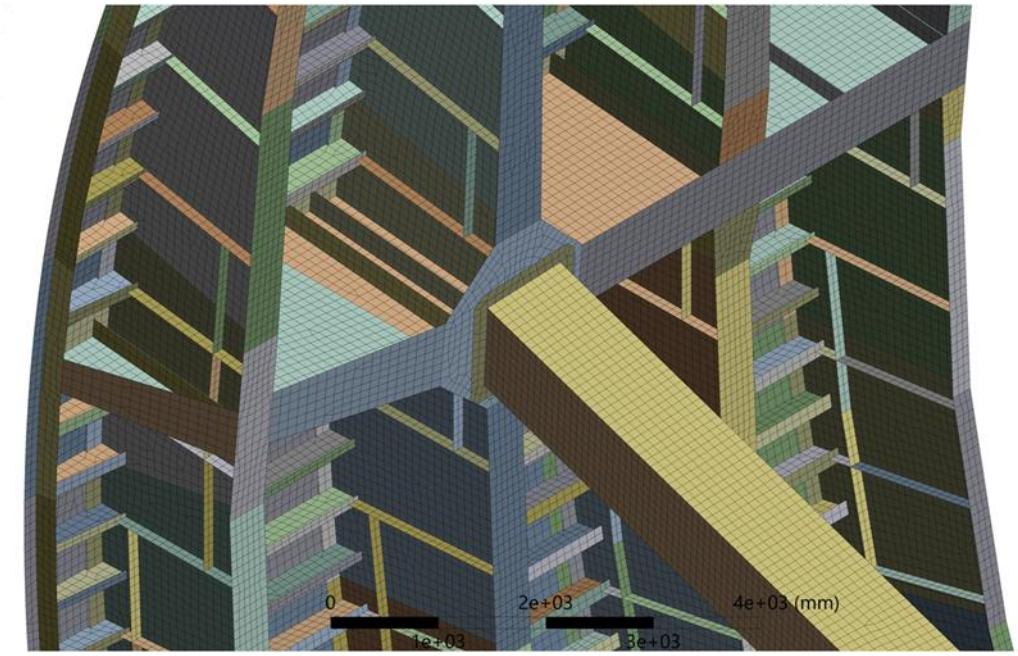


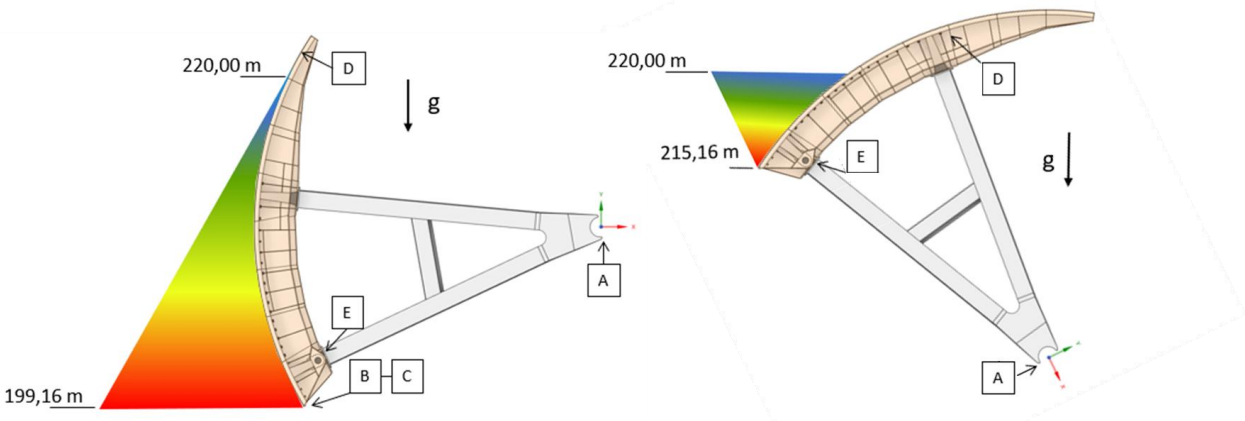
Figura 3 – Detalhes da Malha 5 utilizada para as simulações.

3.3 Condição de Contorno

O principal carregamento atuante na estrutura da comporta é a pressão hidrostática exercida pelo reservatório a montante do tabuleiro. Para as condições de comporta fechada Figura 4 (a) e aberta Figura 4 (b), esse carregamento varia ao longo da direção vertical, alinhado ao eixo Y do modelo, sendo correspondente ao nível d'água na cota 220 m.

Nesse contexto, a definição das condições de contorno para as condições de comporta aberta e fechada concentrou-se nos carregamentos aplicados sobre a estrutura. No modelo, foram considerados a pressão hidrostática do reservatório, o peso próprio da comporta e a carga de vento atuante sobre a região livre do tabuleiro (D).

Quanto às restrições de movimento, adotou-se o seguinte: para a condição de comporta totalmente fechada, foram aplicadas restrições no munhão (A) e uma restrição na soleira com um grau de liberdade de movimento tangente a crista da barragem (B) e de rotação (C); para a condição em abertura máxima, foi incluída uma restrição de movimento no olhal (E) além da restrição de movimento no munhão (A). As condições de contorno correspondentes a cada posição da comporta são detalhadas na Figura 4.



(a) (b)

Figura 4 – (a) Condições de contorno comporta fechada (b) Condições de contorno comporta aberta.

O contato do tipo *bonded*, que não permite nenhuma movimentação relativa entre os corpos, foi aplicado em todos os locais que correspondem a uma junta soldada.

Foi adotada a condição de simetria no modelo numérico, permitindo a análise de metade da comporta sem perda de representatividade dos resultados, dado que a geometria, os carregamentos e as condições de contorno apresentam simetria.

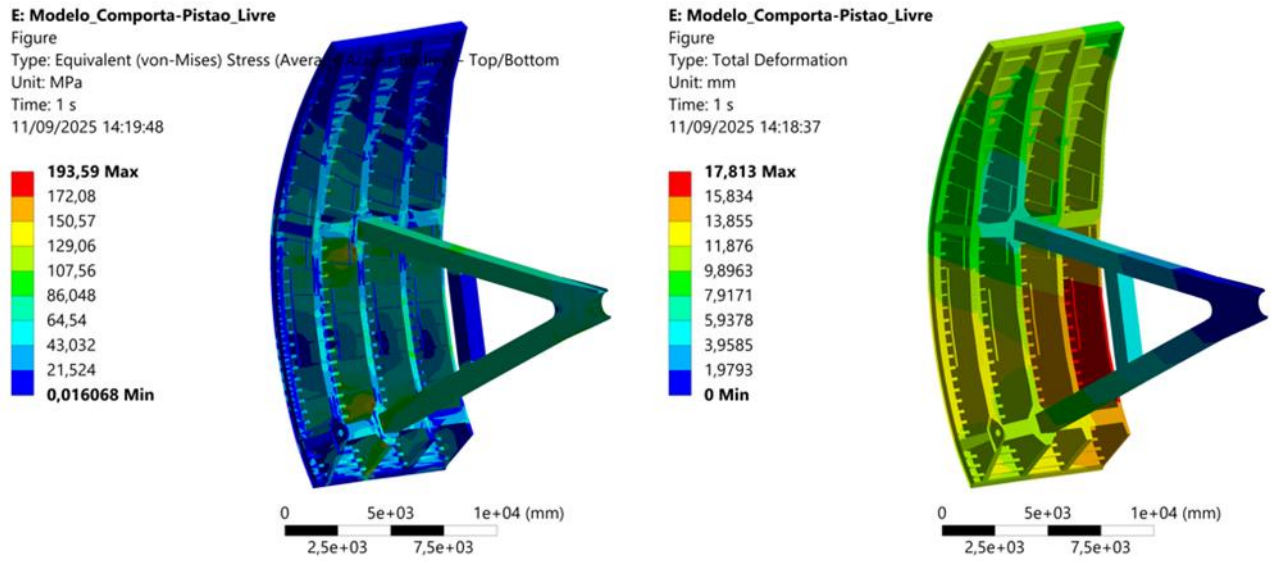
4. RESULTADOS MODELO GLOBAL

4.1 Comporta Fechada

Conforme ilustrado na Figura 5 (a), são apresentados os campos de tensões, indicando a tensão equivalente máxima pelo critério de von Mises, com valor de 193,59 MPa. A Figura 5 (b) apresenta os deslocamentos máximos da estrutura, da ordem de 17,81 mm, concentrados na região central da comporta.

A Figura 6 indica as regiões selecionadas para uma análise mais detalhada por meio da técnica de submodelagem. Essa abordagem consiste na extração de subdomínios do modelo global, nos quais é possível empregar uma malha mais refinada e representar com maior precisão os gradientes de tensão e os efeitos locais, especialmente em regiões de descontinuidade geométrica ou concentração de tensões.

Para essa condição, os resultados do modelo numérico foram validados por meio de comparações com os cálculos analíticos existentes nos memoriais de cálculo originais do projeto da estrutura. Os memoriais de cálculo apresentam os diagramas de esforço cortante e momento fletor para cada uma das sete vigas verticais e para as duas vigas horizontais que compõem a estrutura. A partir disso, cada uma dessas vigas foi isolada no modelo numérico, possibilitando a extração direta dos diagramas correspondentes e a comparação com os resultados analíticos.



(a) (b)

Figura 5 – (a) Resultados de tensão equivalente de von-Mises para a comporta fechada. (b) Resultados de deslocamentos para a comporta fechada.

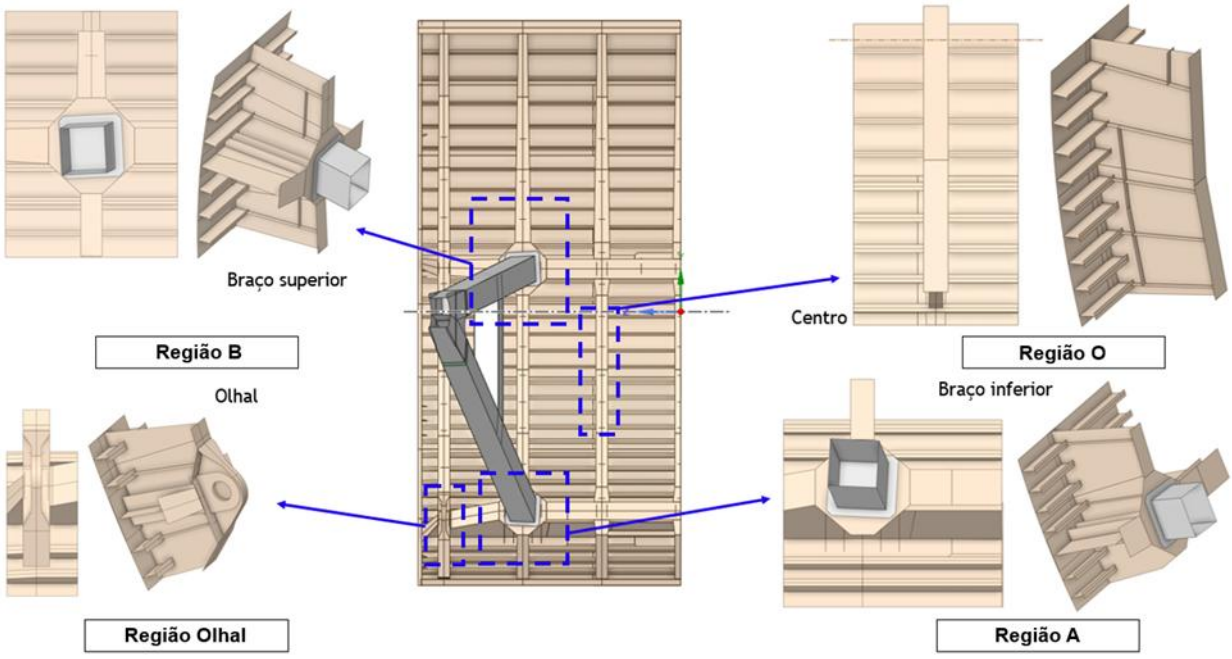
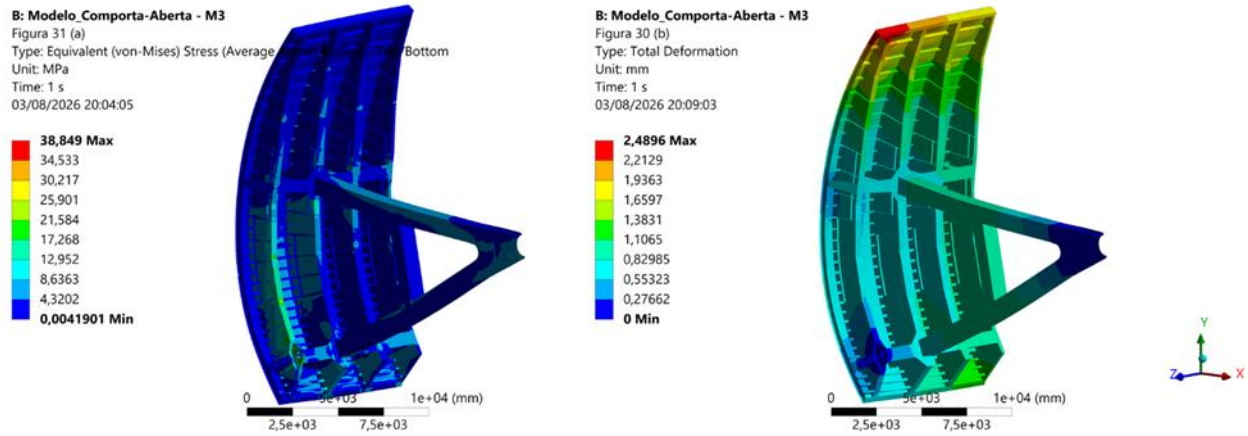


Figura 6 – Regiões selecionadas e submodelos criados para comporta fechada.

4.2 Comporta em Abertura Máxima

Nessa condição, foram considerados apenas os efeitos de cargas estáticas, resultando em uma atuação significativamente reduzida da pressão hidrostática sobre a estrutura. Como consequência, observou-se uma redução nos valores registrados de tensão e deslocamento da estrutura. Conforme ilustra a Figura 7 (a), os valores de tensão no paramento não superam 50 MPa, sendo o valor máximo 36,61 MPa. O maior deslocamento observado foi de 2,47 mm, localizado na região superior da comporta.

Ainda assim, para esta condição, mesmo com tensões inferiores aos critérios de projeto, foi desenvolvido um submodelo para avaliação de forma mais detalhada do comportamento estrutural em uma região do braço da comporta.



(a) (b)

Figura 7 – (a) Tensão equivalente de von-Mises para a comporta em abertura máxima. (b) Deslocamentos para a comporta em abertura máxima.

5. SUBMODELOS

A submodelagem consiste em aplicar os resultados de uma simulação anterior como condições de contorno de um modelo que consiste de uma região menor e mais próxima à região de interesse [15]. Dessa forma é possível analisar de forma mais detalhada regiões de concentração de tensões do modelo de elementos finitos global [16]. Nos submodelos desenvolvidos neste estudo, manteve-se a representação estrutural baseada em elementos do tipo *shell*, em consonância com o modelo global, porém com refinamento localizado da malha nas regiões de interesse. Adicionalmente, foram incorporadas ao modelo as geometrias representativas dos cordões de solda nas regiões onde se observaram os maiores níveis de tensão, permitindo uma melhor caracterização dos efeitos locais associados às descontinuidades geométricas e à transferência de esforços. O procedimento adotado para a solução dos submodelos será apresentado a seguir, com ênfase na região B da comporta fechada.

5.1 Região B Comporta Fechada

O submodelo da região B abrange a união de um dos braços superiores com a comporta, como apresentado na Figura 8. A malha das chapas metálicas da comporta é composta por elementos hexaédricos.

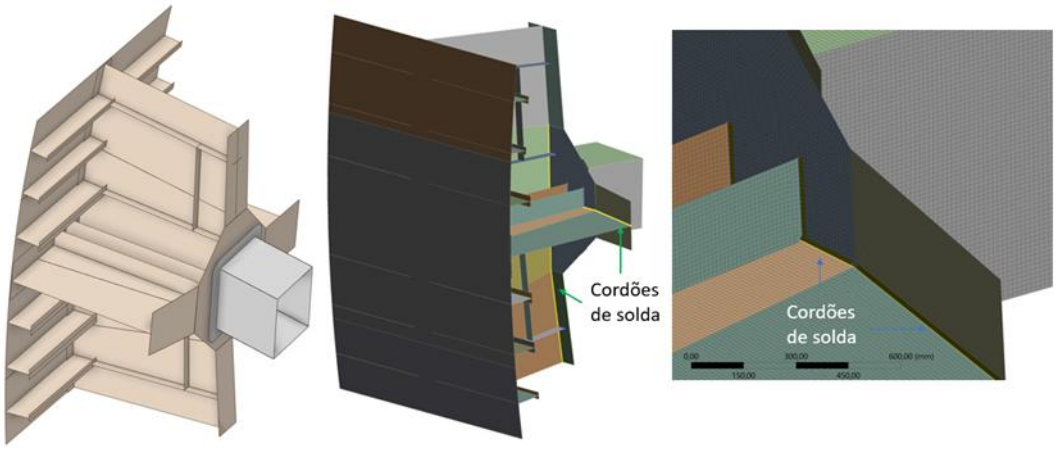


Figura 8 – Submodelo da região B com detalhes de cordões de solda.

Neste submodelo, os deslocamentos obtidos no Modelo Global foram aplicados como condições de contorno nas superfícies correspondentes ao corte do domínio. Os demais carregamentos e suportes definidos no Modelo Global foram mantidos para a região analisada. Foi considerada a carga hidrostática a montante, de acordo com os do submodelo.

Os resultados obtidos com a simulação desta região indicam que, para as chapas que compõem a estrutura, não ocorrem tensões superiores a 250 MPa, valor correspondente à tensão de escoamento do material. Dessa forma, toda a região analisada no submodelo se encontra no regime elástico. A Figura 9 apresenta a distribuições de tensões de von Mises, com valor máximo de 229,21 MPa.

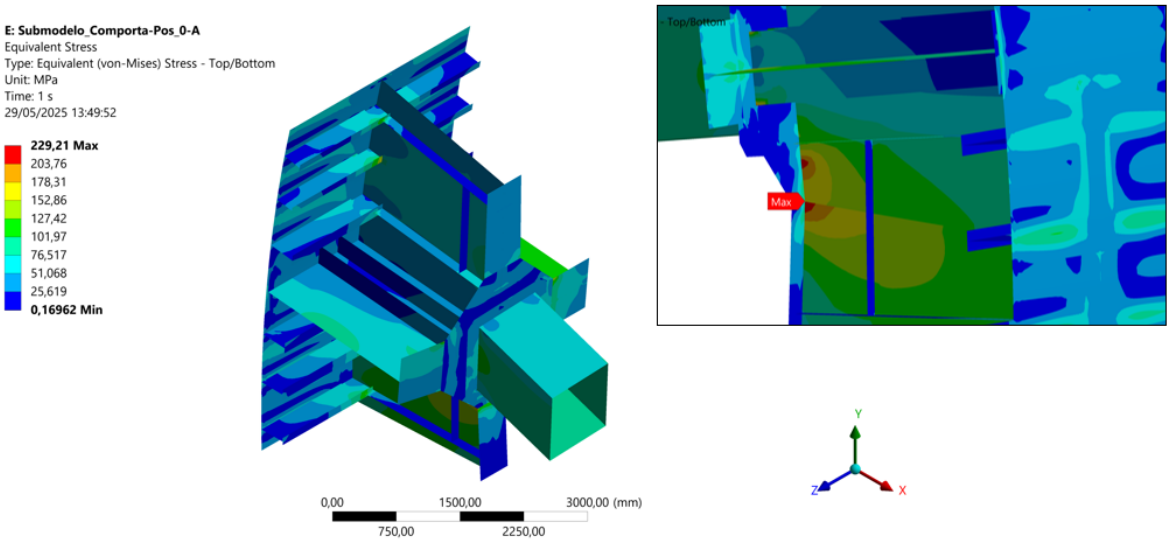


Figura 9 – Exemplos de regiões com concentração de tensão nas juntas soldadas.

5.2 Estimação da quantidade de juntas soldadas para inspeção

A quantificação da extensão de juntas soldadas candidatas à inspeção foi realizada por meio da análise das tensões mecânicas em todas as arestas do submodelo (posição de uma junta soldada). Foram avaliados quatro níveis de tensão como possíveis critérios de inclusão do cordão de solda, sendo registrada, para cada

critério, a extensão total de solda a ser inspecionada (Figura 11). Observa-se que a adoção de critérios mais conservadores de tensão resulta em um aumento significativo de juntas soldadas a serem inspecionadas.

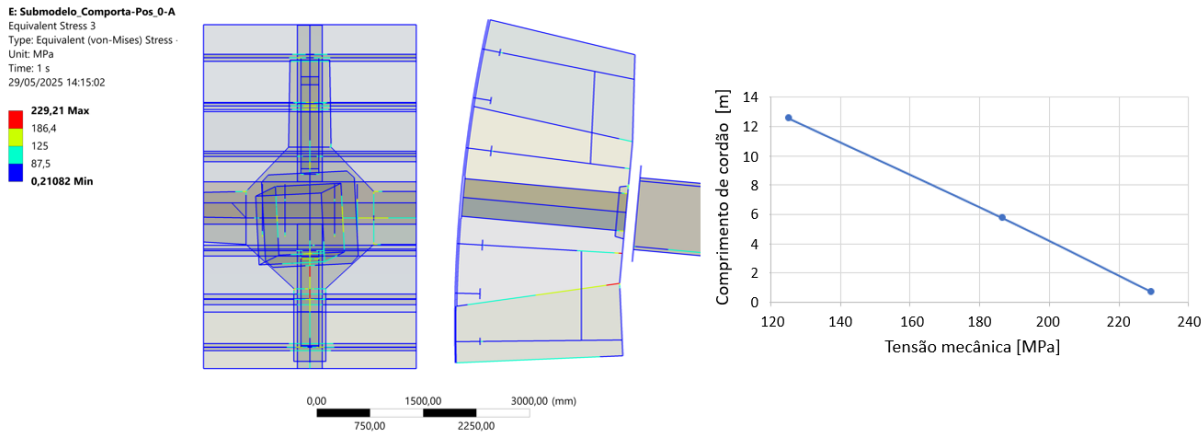


Figura 11 – Extensão de juntas soldadas para inspeção para diferentes critérios de tensão – Região B.

Esse procedimento também foi realizado para as demais regiões identificadas para a criação de submodelos. Considerando o critério de tensão de 188 MPa, a extensão de juntas soldadas candidatas à inspeção, conforme o método proposto neste trabalho, é de 21,96 m por comporta. A etapa final consistiu na identificação e indicação da posição dos cordões de solda, conforme apresentado na Figura 12.



Figura 12 – Extensão e localização de juntas soldadas para inspeção.

6. CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou, por meio de simulações estruturais pelo Método dos Elementos Finitos, as comportas do vertedouro da UHI, com o objetivo de identificar as juntas soldadas submetidas a maiores níveis de tensão durante sua operação e, portanto, candidatas à inspeção *in loco*.

A análise estrutural global foi realizada em duas etapas, para duas condições de operação: Comporta Fechada e Comporta em Abertura Máxima. Essa primeira etapa, baseada em modelos com elementos do tipo *shell*, permitiu identificar as regiões da comporta sujeitas às maiores solicitações mecânicas. Observou-se que, ao considerar apenas os esforços hidrostáticos, as tensões para a condição de Abertura Máxima apresentam valores reduzidos. Já para a condição de Comporta Fechada, foram identificadas tensões mais elevadas, contudo ainda dentro dos critérios de projeto.

Para a segunda etapa, a partir do método de submodelagem, foi possível analisar, de forma detalhada, os cordões de solda da estrutura. Os deslocamentos obtidos no modelo global foram impostos como condições de contorno nas fronteiras dos submodelos, também compostos por elementos tipo *shell*. Dessa forma, foi possível identificar os cordões de solda sujeitos às maiores tensões e indicar sua localização na comporta.

O trabalho também possibilitou quantificar a extensão de juntas soldadas candidatas ao processo de inspeção com base em critérios de tensão, resultando em um valor de 21,96 m por comporta. Dessa forma, conclui-se que as simulações realizadas atenderam aos objetivos propostos, fornecendo subsídios técnicos relevantes para futuras atividades de inspeção e manutenção, ao contribuir para o entendimento do comportamento estrutural das comportas do vertedouro.

7. PALAVRAS-CHAVE

Simulação Numérica - Comportas - Vertedouro - Método dos Elementos Finitos – Soldagem – Submodelagem.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ANA (2016) – “Diretrizes para a Elaboração de Projeto de Barragens: Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens – Volume V”, publicação técnica, Brasília, Brasil.

[2] LIU, J.; LIU, Y.; WANG, Z. (2019) – “Calculation models and analysis methods of the parametric vibration of radial gates”, anais da IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, tema engenharia ambiental, Reino Unido.

[3] NIU, L.; YAN, J.; GAO, D. (2020) – “Research on Corrosion and Defects of Hydraulic Metal Structures”, anais da IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, tema estruturas hidráulicas, Reino Unido.

[4] KALANTARNIA, M. (2013) – “Reliability Analysis of Spillway Gate Systems”, tese de doutorado, McGill University, Montreal, Canadá.

[5] USACE (2001) – “Inspection, Evaluation, and Repair of Hydraulic Steel Structures”, manual técnico, Washington, DC, Estados Unidos.

[6] ITAIPU BINACIONAL (2009) – “Itaipu Usina Hidrelétrica: Aspectos de Engenharia”, publicação institucional, Foz do Iguaçu, Brasil.

[7] USACE (2022) – “Design of Hydraulic Steel Structures”, manual técnico, Washington, DC, Estados Unidos.

[8] HAN, Y.; ZHANG, X.; CAI, K.; LI, J.; WANG, Z. (2022) – “Numerical Optimization of the Dendritic Arm of a Radial Gate Based on Stability and Light Weight”, periódico Sustainability, volume e edição, Suíça.

[9] ITU, C.; VLASE, S. (2022) – “Stress-Strain Field in an Innovative Metallic Dam Gate Used to Control the Water Flow”, periódico Materials, volume e edição, Suíça.

[10] FENG, J.; ZHOU, S.; XUE, B.; CHEN, D.; SUN, G.; LI, H. (2022) – “Dynamic and static structure analysis of the Obermeyer gate under overflow conditions”, periódico Computers and Concrete, volume, Coreia do Sul.

[11] FARIDMEHR, I.; NEJAD, A. F.; BAGHBAN, M. H.; GHORBANI, R. (2020) – “Numerical and Physical Analysis on the Response of a Dam’s Radial Gate to Extreme Loading Performance”, periódico Water, volume, Suíça.

[12] DIN – Deutsches Institut für Normung (1976) – “DIN 19704: Hydraulic Steel Structures – Criteria for Design and Calculation”, norma técnica, Alemanha.

[13] DIN – Deutsches Institut für Normung (1952/1953) – “DIN 4114: Steel Structures – Stability (Buckling, Overturning and Bulging), Basic Calculation and Specifications”

[14] DIN – Deutsches Institut für Normung (1979) – “DIN 4101: Steel Structures – Design and Calculation of Welded Structures”, norma técnica, Alemanha.

[15] ANSYS INC. (2022) – “Ansys Mechanical User’s Guide R2022 R1”, manual técnico, Canonsburg, PA, Estados Unidos.

[16] LOSTBERG, I. (2006) – “Fatigue design of plated structures using finite element analysis”, periódico Ships and Offshore Structures, Reino Unido.

APLICAÇÃO DA TERMOGRAFIA NO MONITORAMENTO DE GRADIENTES TÉRMICOS EM VIGAS MUNHÃO DE VERTEDOUROS: ESTUDO DE CASO NA UHE PIMENTAL

Lucas CASTRO
Engenheiro de Manutenção Sênior, Engenheiro Civil, Norte Energia SA

Jeferson FREITAS
Engenheiro de Manutenção Júnior, Engenheiro Mecânico, Norte Energia SA

Edson GONÇALVES
Técnico de Manutenção Sênior, Norte Energia SA

Marlon BORGES
Gerente de Engenharia da Manutenção e Barragens, Engenheiro Eletricista, Norte Energia SA

Marcus NÓBREGA
Engenheiro de Manutenção Pleno, Engenheiro Civil, Norte Energia SA

RESUMO

Este estudo investiga a fissuração tipo mapa na viga munhão de concreto protendido da UHE Pimental, avaliando a hipótese de que gradientes térmicos impulsionam a degradação da camada de cobrimento. Foram realizadas duas inspeções termográficas (julho/2025 e março/2026), comparando os períodos da manhã e da tarde. As medições matutinas indicaram equilíbrio térmico (25 °C a 31,7 °C). Já no pico de insolação, as temperaturas atingiram máximas de 63,0 °C (julho) e 58,4 °C (março). Essas amplitudes diárias superiores a 30 °C excedem os limites recomendados para estruturas de concreto massa. Os resultados confirmam que o severo ciclo térmico atua como um mecanismo mecânico que tensiona o cobrimento, justificando o padrão de fissuração observado. Conclui-se que a termografia infravermelha é uma ferramenta não destrutiva altamente eficaz para o monitoramento de grandes estruturas hidráulicas.

ABSTRACT

This study investigates map cracking in the prestressed concrete trunnion beam of the Pimental Hydroelectric Power Plant, evaluating the hypothesis that thermal gradients drive the degradation of the cover layer. Two thermographic inspections were conducted (July 2025 and March 2026), comparing morning and afternoon periods. Morning measurements indicated thermal equilibrium (25 °C to 31.7 °C). During peak solar radiation, temperatures reached maximums of 63.0 °C (July) and 58.4 °C (March). These daily amplitudes, exceeding 30 °C, surpass the recommended limits for mass concrete structures. The results confirm that severe cyclic thermal loading acts as a mechanical mechanism that stresses the concrete cover, justifying the observed cracking pattern. It is concluded that infrared thermography is a highly effective non-destructive tool for monitoring large hydraulic structures.

1. INTRODUÇÃO

O Complexo Hidrelétrico de Belo Monte, implantado na bacia do Rio Xingu, no estado do Pará, compreende duas usinas distintas: a Casa de Força Principal, com potência instalada de 11.233,1 MW, e a Usina Hidrelétrica de Pimental (UHE Pimental), com capacidade de 233,1 MW. A UHE Pimental opera com turbinas do tipo Bulbo, adequadas à baixa queda d'água local, e tem no seu vertedouro a estrutura central de controle de cheias e extravasamento do reservatório principal do Xingu. A integridade estrutural e operacional desse vertedouro é requisito fundamental para a segurança do barramento e das populações a jusante (Norte Energia S.A., 2025).

No sistema de comportas segmento que equipa o vertedouro, a viga munhão exerce função estrutural primária: trata-se de uma viga robusta de concreto protendido que serve como mancal de apoio e eixo de rotação para as comportas, transferindo as cargas hidrostáticas atuantes para os pilares adjacentes. A sua integridade é, portanto, indispensável para a manobrabilidade e a estanqueidade do sistema, garantindo o controle preciso do nível do reservatório e a capacidade de descarga segura durante eventos de cheia.

No âmbito das inspeções periódicas do Complexo Belo Monte, documentadas pela Junta de Consultores de Concreto, identificou-se a presença de fissuração em padrão de mapa na superfície das vigas munhão dos vãos 1 a 10 – numeração que identifica os vãos do vertedouro da UHE Pimental de montante para jusante –, sendo o vão 09 aquele com maior incidência e severidade (Andrade, 2023). A morfologia reticulada e generalizada dessas fissuras é frequentemente associada a processos de expansão interna do concreto; contudo, a observações de campo identificaram que as fissuras nos vãos 08 e 09 aparentavam estar "mais fechadas" em relação a anos anteriores o que introduziu uma hipótese de natureza distinta: a influência da variação térmica no comportamento mecânico das fissuras, correlacionada com as diferenças de temperatura ambiente entre as duas visitas.

Dado que a viga munhão é um elemento de concreto protendido – condição que, em teoria, mantém toda a seção sob compressão –, a ocorrência de fissuras exige análise cuidadosa. Gradientes térmicos não uniformes têm o potencial de contrabalançar a compressão induzida pela protensão, gerando tensões de tração nas fibras. O clima equatorial da região amazônica, com insolação intensa e amplitudes térmicas diárias expressivas, torna esse mecanismo particularmente relevante para estruturas expostas como a viga munhão.

A termografia infravermelha constitui técnica não destrutiva de ampla aceitação para a caracterização da distribuição de temperatura superficial em estruturas de concreto (Nascimento, 2022; Braga et al., 2018). Por meio de termogramas calibrados, é possível identificar heterogeneidades térmicas, mapear gradientes e inferir mecanismos de tensionamento sem qualquer intervenção sobre a estrutura. Essa característica não invasiva a torna especialmente adequada para inspeções em elementos de alta responsabilidade, como vigas protendidas de vertedouros (ACI 228.2R-13, 2013).

O presente artigo tem como objetivo apresentar e analisar os resultados de duas campanhas de inspeção termográfica realizadas na viga munhão do vão 09 do vertedouro da UHE Pimental, conduzidas em 29/07/2025 e em 10/03/2026, com o

propósito de quantificar os gradientes térmicos atuantes, avaliar a amplitude térmica diária, discutir a compatibilidade desses dados com o quadro de fissuração em mapa observado e demonstrar a aplicabilidade da termografia infravermelha como ferramenta de monitoramento de grandes estruturas hidráulicas de concreto protendido.

2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA E DO LOCAL DE ESTUDO

2.1 O Vertedouro da UHE Pimental e o Vão 09

O vertedouro da UHE Pimental é o principal órgão de extravasamento e controle de cheias do Complexo Hidrelétrico de Belo Monte. Trata-se de uma estrutura de grande porte implantada sobre a calha do Rio Xingu, constituída por dezoito vãos equipados com comportas segmento do tipo radial. O vão 09 corresponde a um dos vãos centrais do vertedouro, configurando o foco das investigações em razão de apresentar a maior incidência e severidade de fissuração em mapa dentre os vãos inspecionados rotineiramente.

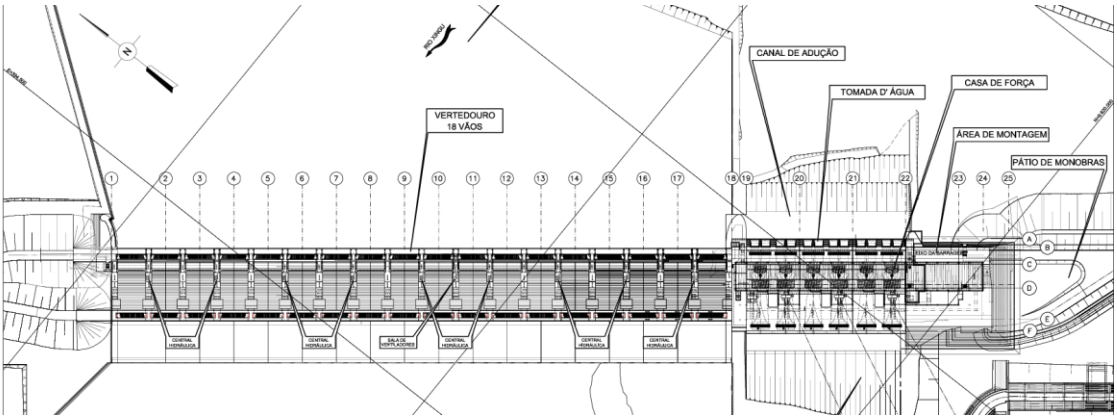


Figura 1 - Arranjo geral da UHE Pimental: vertedouro, Casa de Força e estruturas complementares

O local de implantação, na bacia amazônica, está sujeito a regime climático equatorial com elevada insolação diária, temperaturas do ar frequentemente superiores a 30 °C durante o período seco (julho, agosto e setembro) e amplitudes térmicas diárias que, em superfícies de concreto expostas à radiação solar direta, podem superar 30 °C. Essa condição climática é determinante para a compreensão do carregamento térmico a que estão sujeitas as faces expostas da viga munhão.

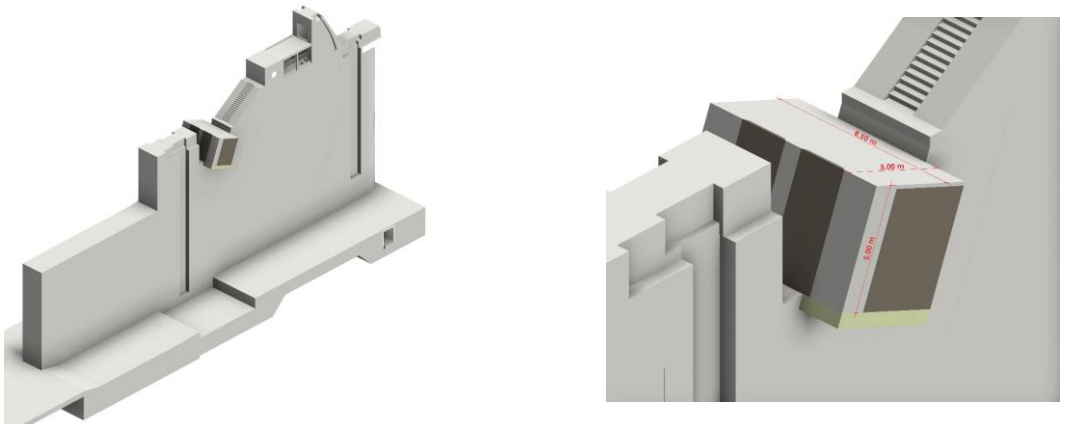


Figura 2 - Modelo 3D da estrutura civil de um vão típico do vertedouro com detalhe da viga munhão

2.2 A Viga Munhão: Configuração e Função Estrutural

A viga munhão é um elemento estrutural de concreto protendido de elevada responsabilidade, localizado no topo dos pilares divisores de vãos do vertedouro. Sua função é servir como mancal de apoio e eixo de rotação das comportas segmento, transferindo as cargas hidrostáticas atuantes na face molhada da comporta para os pilares adjacentes. A viga foi concebida com cabos de protensão longitudinais e transversais injetados em sua extensão, o que, sob condições normais de carregamento e temperatura, manteria a totalidade da seção transversal em estado de compressão.

Pelo seu volume e dimensões – estimado em mais de 200 m³ –, a viga munhão classifica-se como elemento de concreto massa – definido pelo ACI 207.1R-05 (2005) como qualquer volume de concreto cujas dimensões exigem controle do calor de hidratação e da variação de temperatura para prevenir fissuração –, condição que implica comportamento térmico específico: baixa difusividade térmica, gradientes internos relevantes entre núcleo e superfície, e potencial geração de tensões autogeradas sob variações térmicas. A viga foi executada em dois estágios: o concreto de 1º estágio constitui a massa principal do elemento, envolvida pela protensão longitudinal; o concreto de 2º estágio corresponde à camada de revestimento aplicada posteriormente, responsável por cobrir e proteger as cabeças de ancoragem da protensão transversal e constituir a face exposta ao ambiente. Esse segundo estágio, por não estar ativamente protendido, apresenta menor resistência à tração e maior vulnerabilidade ao fissuramento por gradientes térmicos.

2.3 Histórico da Manifestação Patológica

A fissuração em padrão de mapa foi identificada pela primeira vez nas vigas munhão, abrangendo os vãos 1 a 10 em novembro de 2023 (Andrade, 2023). O vão 09 foi destacado como aquele com maior incidência e severidade. Inspeções com fissurômetro identificaram aberturas máximas em torno de 0,2 mm na face lateral mais afetada, valor situado no limite do aceitável para estruturas hidráulicas segundo as normas vigentes (NBR 6118, 2014). As fissuras estavam restritas à camada de concreto de 2º estágio, não atingindo a região de ancoragem dos cabos de protensão. Em julho de 2024, notou-se que as fissuras dos vãos 08 e 09 aparentavam estar mais fechadas em relação ao estado observado em novembro de 2023, sugerindo-se que essa variação se dê pela diferença de temperatura ambiente entre as duas campanhas, sendo novembro um período caracteristicamente mais quente na região (Andrade, 2024). Essa observação estabeleceu correlação empírica direta entre temperatura e comportamento mecânico das fissuras, motivando a execução de inspeção termográfica para quantificação objetiva dos gradientes atuantes.

3. METODOLOGIA

3.1 Natureza do Ensaio e Equipamento Utilizado

A inspeção foi conduzida por meio de termografia infravermelha passiva, ensaio não destrutivo (END) que consiste na captação da radiação infravermelha naturalmente emitida pela superfície do material para produção de imagens termográficas (termogramas), com medição quantitativa de temperatura por pixel. A técnica não

requer excitação térmica artificial: a variação de insolação solar ao longo do dia fornece o fluxo de calor necessário para revelar diferenças de temperatura superficial. O equipamento utilizado em ambas as campanhas foi a câmera termográfica FLIR T865, com as seguintes especificações: detector microbolômetro não refrigerado; espectro de operação de 7,5 a 14,0 µm; resolução de imagem de 640 × 480 pixels; sensibilidade térmica (NETD) melhor que 0,04 °C a 30 °C; calibração radiométrica para medição quantitativa de temperatura em cada pixel. Os parâmetros radiométricos adotados foram: emissividade ε = 0,85 (valor típico para concreto cimentício envelhecido e exposto) e temperatura refletida aparente de 25 °C. Esses parâmetros foram inseridos no sistema de aquisição da câmera para correção dos valores absolutos de temperatura.



Figura 2 – Visão geral da estrutura do vão do vertedouro e detalhe da viga munhão

3.2 Campanhas de Inspeção

Foram realizadas duas campanhas independentes, em datas distintas, empregando a mesma metodologia:

Campanha 1 – 29/07/2025: As medições foram realizadas em dois períodos contrastantes: período da manhã, entre aproximadamente 06h59 e 07h14, correspondente à condição próxima ao equilíbrio noturno antes do aquecimento solar significativo; e período da tarde, entre aproximadamente 13h35 e 13h45, correspondente ao pico diário de aquecimento por insolação. A data de julho representa o período seco amazônico, com máxima exposição solar.

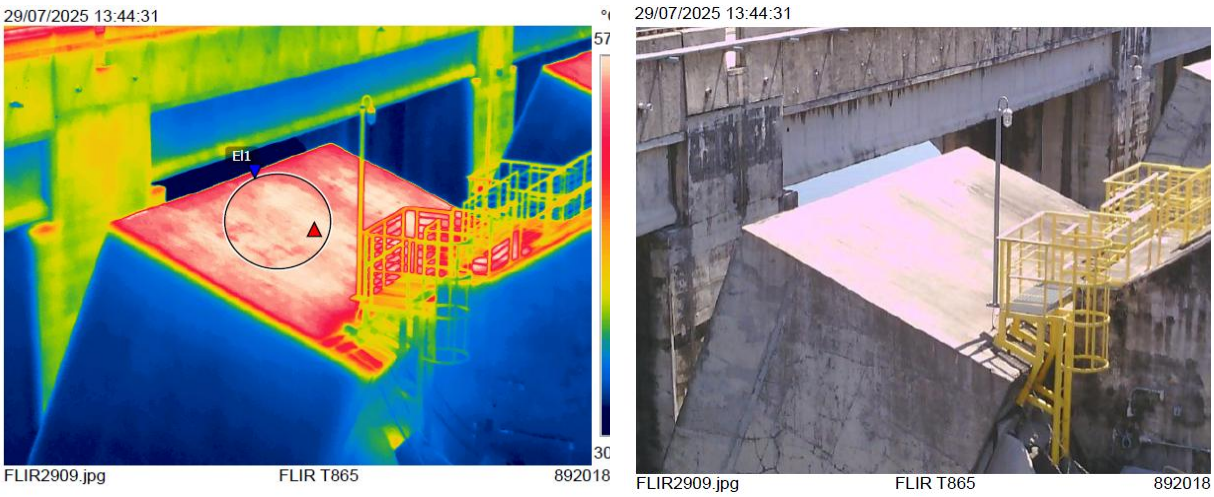


Figura 3 – Termograma e visão geral da viga munhão – Campanha 1

Campanha 2 – 10/03/2026: Realizada nas condições idênticas de equipamento e parâmetros. As medições do período da manhã ocorreram entre aproximadamente 07h46 e 07h50, e as do período de maior aquecimento entre 12h21 e 12h26. A data de março representa período tipicamente mais úmido e com regime de insolação distinto, permitindo comparação sazonal.

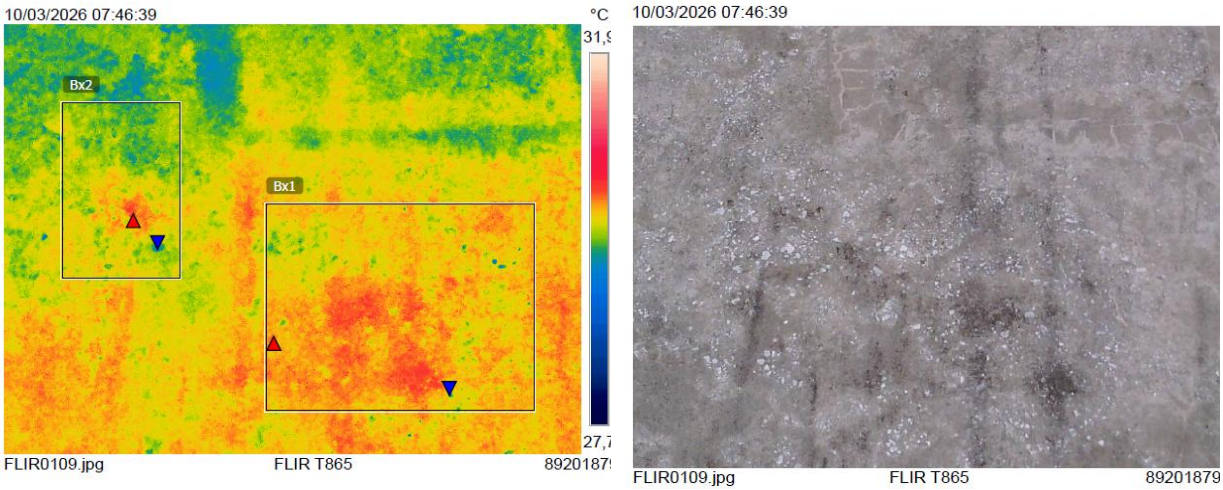


Figura 4 – Termograma e visão geral da viga munhão – Campanha 2

3.3 Estratégias de medição e registro

Em cada campanha, as imagens foram obtidas a partir de posições com visada direta das faces da viga munhão expostas ao ambiente (faces lateral esquerda, central e lateral direita de jusante). A face de montante não estava acessível visualmente por confrontar o nível d'água. O posicionamento garantiu resolução espacial suficiente para discriminar gradientes ao longo da extensão da viga.

Em cada termograma, o operador definiu regiões de interesse (boxes retangulares, denominados Bx1–Bx4, e linhas Li1–Li4, conforme o tipo de análise) cobrindo regiões distintas da face inspecionada. O software embarcado da câmera extraiu, para cada região, os valores de temperatura máxima, mínima e, quando disponível, média. As condições climáticas durante ambas as inspeções incluíam céu parcialmente aberto a aberto, com insolação direta no período da tarde, temperatura do ar entre 25 °C e 30 °C, sem ocorrência de chuva ou vento significativo – fatores que poderiam introduzir perturbações nas leituras superficiais.

Os dados foram organizados por campanha, por período do dia (manhã versus período de maior insolação) e por trecho da viga (esquerdo, central e direito), permitindo a consolidação das temperaturas máximas, mínimas e médias por região e a quantificação da amplitude térmica diária.

4. RESULTADOS

4.1 Campanha de 29/07/2025

4.1.1 Período da manhã

As medições matutinas revelaram distribuição de temperaturas quase uniforme ao longo da superfície da viga. Os valores máximos registrados nas diferentes regiões situaram-se entre 30,5 °C e 31,7 °C, enquanto os mínimos variaram de 25,0 °C a 28,7 °C, configurando uma amplitude máxima interna de aproximadamente 6,7 °C. Essa homogeneidade é compatível com a condição de equilíbrio térmico noturno, quando o concreto se resfria de forma relativamente uniforme em todas as faces. Não foram observados pontos quentes localizados nem diferenças expressivas entre os trechos da viga. A Tabela 1 consolida os dados do período da manhã da Campanha 1.

Tabela 1 – Temperaturas superficiais medidas no período da manhã – Campanha 1 (29/07/2025)

Trecho / Região	Box/Linha	T máx. (°C)	T mín. (°C)	T méd. (°C)
Central	Bx1	30,9	26,5	—
Central	Bx2	30,5	26,8	—
Esquerdo	Bx1	31,2	—	—
Esquerdo	Bx3	31,2	28,0	—
Direito	Bx2	31,3	—	—
Direito	Bx3	30,7	28,0	—
Direito	Bx1	31,0	26,2	29,3

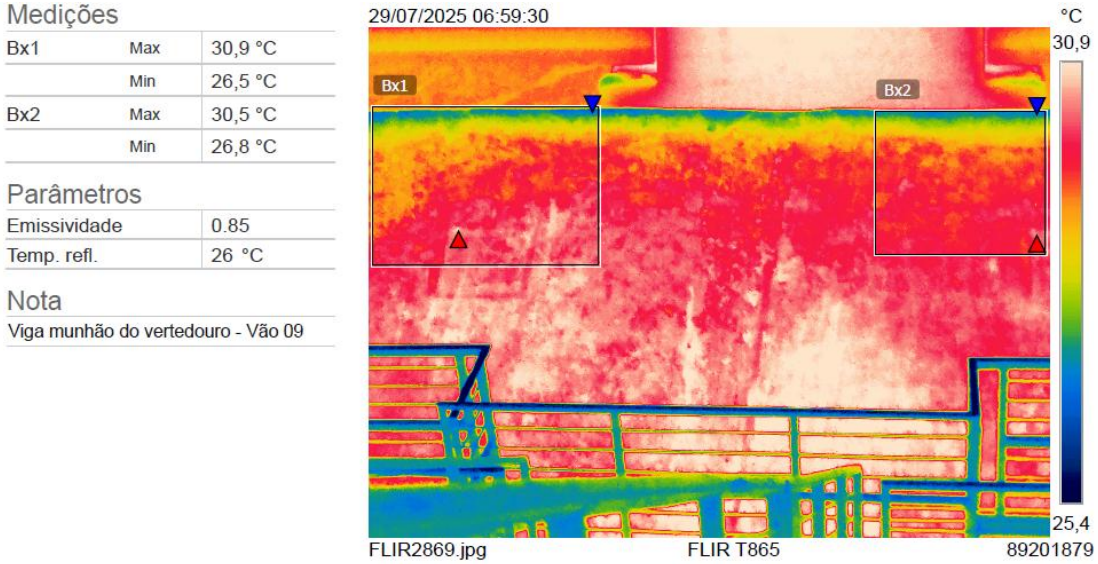


Figura 5 – Termograma período da manhã – Campanha 1

4.1.2 Período da tarde

No período de máxima insolação, os termogramas revelaram elevação expressiva e heterogênea das temperaturas superficiais. Na região central da viga, os boxes registraram: Bx1 com máxima de 60,4 °C e mínima de 49,5 °C; Bx2 com máxima de 63,0 °C e mínima de 58,6 °C; Bx3 com máxima de 60,6 °C e mínima de 55,7 °C. No trecho esquerdo, as temperaturas máximas variaram de 57,4 °C a 59,0 °C, com mínimas entre 46,6 °C e 54,4 °C. No trecho direito, os boxes apresentaram máximas de 59,1 °C a 60,4 °C e mínimas de 52,5 °C a 54,1 °C. A temperatura máxima absoluta registrada em toda a campanha foi de 63,0 °C (Bx2, trecho central, FLIR2897). A Tabela 2 apresenta os dados consolidados.

Tabela 2 – Temperaturas superficiais medidas no período da tarde – Campanha 1 (29/07/2025)

Trecho	Box	T máx. (°C)	T mín. (°C)	ΔT interno (°C)
Central	Bx1	60,4	49,5	10,9
Central	Bx2	63,0	58,6	4,4
Central	Bx3	60,6	55,7	4,9
Esquerdo	Bx1	57,4	46,6	10,8
Esquerdo	Bx2	57,9	53,3	4,6
Esquerdo	Bx3	59,0	54,4	4,6
Direito	Bx1	60,4	53,2	7,2
Direito	Bx2	59,2	52,6	6,6
Direito	Bx3	58,3	52,5	5,8
Direito	Bx4	59,1	54,1	5,0



Figura 6 – Termograma período da tarde – Campanha 1

4.2 Campanha de 10/03/2026

4.2.1 Período da manhã

As medições matutinas da segunda campanha confirmaram o padrão observado em julho de 2025: distribuição térmica superficial bastante homogênea, com temperaturas máximas entre 29,5 °C e 30,5 °C e mínimas entre 28,5 °C e 29,3 °C. A amplitude máxima interna entre regiões foi inferior a 2 °C. Nas linhas horizontais de inspeção (Li1 a Li4), os valores máximos variaram de 29,6 °C a 30,3 °C, com médias próximas a 29,7 °C. Esses dados confirmam que, no período da manhã, independentemente da

estação do ano, a viga encontra-se em estado de equilíbrio térmico próximo à temperatura ambiente.

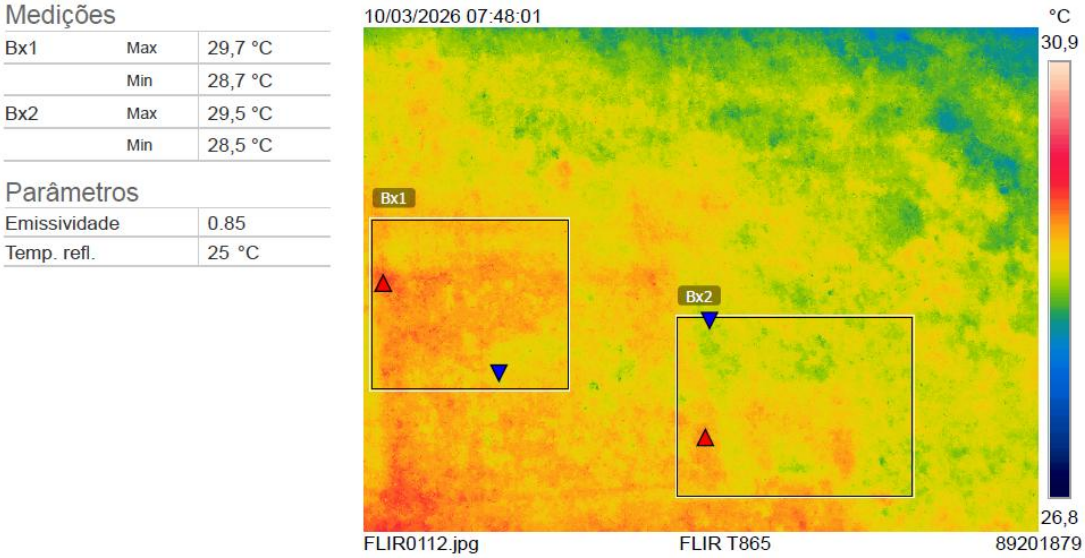


Figura 7 – Termograma período da manhã – Campanha 2

4.2.2 Período da tarde

No período de maior insolação da segunda campanha, os termogramas indicaram elevação expressiva das temperaturas superficiais. As medições em boxes revelaram: Bx1 com máxima de 54,0 °C; Bx2 com máxima de 52,6 °C e mínima de 47,8 °C (média = 50,5 °C). Em outro conjunto, Bx1 registrou máxima de 55,9 °C e mínima de 50,1 °C; Bx2, máxima de 58,4 °C e mínima de 50,6 °C (média = 53,6 °C). Nas linhas Li1 a Li4, as máximas variaram de 52,3 °C a 55,1 °C e as médias de 51,9 °C a 52,9 °C. A temperatura máxima absoluta registrada na segunda campanha foi 58,4 °C, valor inferior ao registrado em julho de 2025, o que é fisicamente consistente com a maior nebulosidade e menor insolação direta do período úmido.

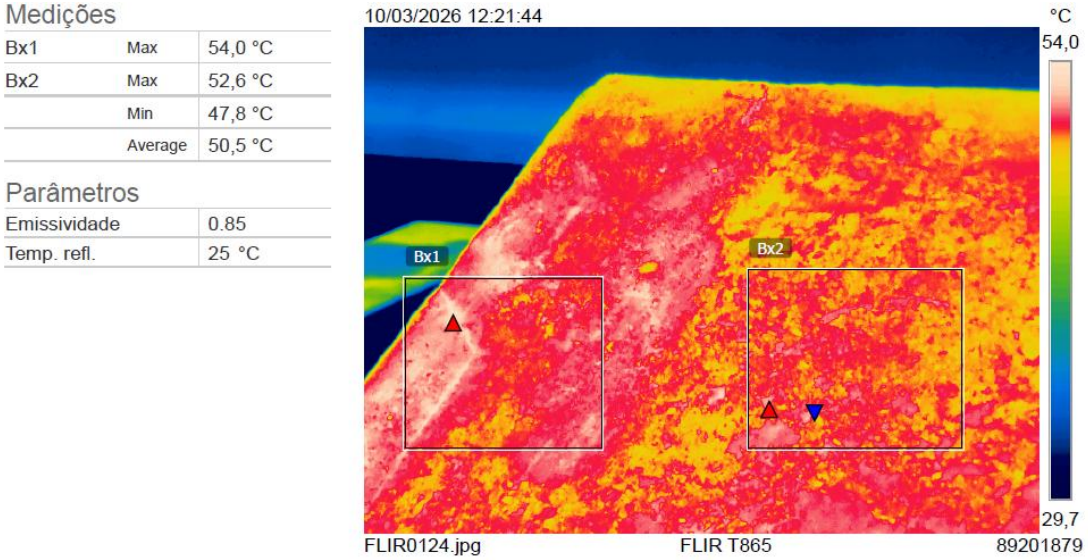


Figura 8 – Termograma período da tarde – Campanha 2

4.3 Síntese Comparativa das Duas Campanhas

A Tabela 3 apresenta a síntese comparativa dos principais indicadores térmicos das duas campanhas, evidenciando a consistência dos padrões observados e a amplitude térmica diária em cada período de medição.

Tabela 3 – Síntese comparativa das campanhas termográficas (vão 09, viga munhão)

Parâmetro	Campanha 1 (Jul/2025)	Campanha 2 (Mar/2026)
Data	29/07/2025	10/03/2026
T máx. – manhã (°C)	31,7	30,5
T mín. – manhã (°C)	25,0	28,5
ΔT superficial – manhã (°C)	≤ 6,7	≤ 2,0
T máx. – tarde/meio-dia (°C)	63,0	58,4
T mín. – tarde/meio-dia (°C)	46,6	47,8
ΔT superficial – tarde (°C)	até 13,5	até 7,8
Amplitude térmica diária (°C)	> 31	> 28
Temperatura do ar – manhã (°C)	≈ 25–26	≈ 25

5. DISCUSSÕES TÉCNICAS

5.1 Comportamento Térmico da Viga como Elemento de Concreto Massa

A viga munhão, com volume estimado superior a 200 m³, enquadra-se na categoria de concreto massa, para a qual a transferência de calor é governada pela baixa difusividade térmica do concreto. Nardino e Machado (2024), em modelagem por Método dos Elementos Finitos (MEF) de blocos de concreto massa, demonstraram que as temperaturas próximas à superfície atingem máximas mais baixas e se estabilizam mais rapidamente do que os pontos interiores, em razão dos efeitos de perda de calor por convecção na superfície. Essa característica fundamenta a leitura termográfica: a câmera capta apenas a temperatura superficial, que é diretamente influenciada pela insolação e pelo resfriamento convectivo, enquanto o núcleo do elemento permanece em temperatura mais estável. O gradiente resultante entre a face exposta ao sol e a face oposta (mantida em temperatura próxima à do ambiente ou da água do vertedouro) é o que gera as tensões internas discutidas a seguir.
Os dados obtidos revelam que, no período matutino, a viga encontra-se em estado de equilíbrio térmico próximo: amplitudes internas inferiores a 7 °C em julho e inferiores a 2 °C em março, ambas dentro dos limiares considerados seguros para estruturas de concreto massa. No período de maior insolação, porém, as amplitudes térmicas medidas em uma mesma face atingem até 13,5 °C (Campanha 1), e o diferencial entre a face aquecida (≈ 63 °C) e a face oposta estimada em temperatura ambiente (≈ 30 °C) configura gradiente absoluto superior a 30 °C ao longo da espessura do elemento. Esse valor supera os limiares recomendados pelo ACI 207.2R-07 (20 °C para a diferença interior-superfície em concreto massa) e excede o critério de 35 °C por metro de espessura do ACI 224R-01 para estruturas com espessura inferior à da viga munhão.

5.2 Restrições à Deformação Térmica e Geração de Tensões

Se a viga pudesse dilatar-se livremente em resposta ao gradiente térmico, não surgiriam tensões internas. Na prática, contudo, as restrições impostas pela vinculação da viga aos pilares adjacentes, pela armadura passiva e pelo próprio sistema de protensão impedem a livre deformação térmica, gerando tensões autogeradas. O concreto e o aço de protensão apresentam coeficientes de dilatação térmica semelhantes (~10×10^{-6} /°C), de modo que variações uniformes de temperatura pouco influenciam o nível de protensão. Gradientes não uniformes, entretanto, induzem curvatura e gradientes de deformação ao longo da seção: a face aquecida tende a expandir-se mais que a face oposta, produzindo flexão térmica; se a peça está restrita, essa expansão diferencial provoca tensões de tração na face mais fria ou mais contraída.

No caso em estudo, o mecanismo é o seguinte: durante o pico de insolação, a face exposta ao sol (T ≈ 58–63 °C) se expande significativamente em relação ao núcleo da viga e à face oposta (~30 °C). As restrições impostas pelo sistema estrutural geram tensões de tração na face mais fria. Adicionalmente, ao longo do resfriamento noturno, a face externa contrai rapidamente enquanto o núcleo ainda retém calor, invertendo o gradiente e gerando novamente tensões de tração na superfície externa. Esse ciclo diário repetido configura fadiga térmica do material superficial: microfissuras se formam, interconectam-se e evoluem para o padrão reticulado característico da fissuração em mapa.

5.3 Resposta da Estrutura Protendida sob Gradientes Térmicos

Conforme discutido no referencial técnico (Pfeil, 1983; ACI 207.2R-07), concretos protendidos geralmente mantêm todo o volume em compressão sob condições normais de carregamento. Gradientes térmicos elevados, entretanto, podem contrabalançar a compressão induzida e gerar tensões de tração nas fibras externas. O gradiente medido (~30 °C entre faces) é compatível com o surgimento de tensões de tração que superam a reserva de compressão do concreto de 2º estágio, que não está ativo no sistema de protensão.

A evidência mais relevante de que a protensão não conferiu imunidade completa ao fissuramento é precisamente a localização das fissuras: concentradas no concreto de 2º estágio (não protendido), preservando o concreto de 1º estágio (envolvido pela protensão longitudinal) sem fissuras de mapa visíveis. Essa distribuição confirma que o sistema de protensão atuou de forma benéfica, restringindo o fissuramento ao cobrimento e preservando o núcleo estrutural. Ao mesmo tempo, demonstra que o gradiente térmico foi suficientemente intenso para superar a resistência à tração do cobrimento não protendido.

5.4 Compatibilidade com as Observações Empíricas de Abertura e Fechamento das Fissuras

A observação de que as fissuras estavam mais fechadas em julho de 2024 (inverno) em comparação a novembro de 2023 é plenamente compatível com os dados termográficos obtidos. O mecanismo proposto é: quando a temperatura sobe, o concreto expande, forçando a abertura das fissuras; quando a temperatura cai, o concreto contrai e as fissuras se fecham parcialmente. A amplitude térmica diária superior a 30 °C, quantificada pela termografia, é suficiente para produzir movimentação cíclica mensurável nas fissuras existentes.

É importante, contudo, distinguir entre evidência observada e hipótese diagnóstica: os dados termográficos confirmam a existência de gradientes térmicos expressivos e sua compatibilidade com a movimentação das fissuras, mas não permitem, isoladamente, descartar causas adicionais ou concorrentes. A hipótese de reação álcali-agregado (RAA) ou formação de etringita tardia (DEF), levantada na 17ª Reunião Setorial, não pode ser excluída com base apenas em dados termográficos; investigações laboratoriais em testemunhos extraídos da estrutura seriam necessárias para confirmar ou afastar essa etiologia. A termografia posiciona-se, portanto, como ferramenta diagnóstica de primeira linha – não como prova isolada de causalidade.

5.5 Implicações para a Durabilidade e a Integridade Estrutural

As fissuras mapeadas no concreto de 2º estágio, com aberturas máximas de ~0,2 mm, encontram-se atualmente no limite do aceitável para estruturas hidráulicas. Não foram observados sinais de infiltração ativa de água através das fissuras nem eflorescências indicativas de percolação significativa. A capacidade resistente da viga munhão não foi comprometida no estado atual, uma vez que as fissuras não atingem a região dos cabos de protensão.
O principal risco identificado é de ordem durabilística e de longo prazo: a repetição contínua dos ciclos térmicos pode propagar lentamente as fissuras para camadas mais profundas, e a penetração de água, CO_2 e eventuais íons agressivos pelas fissuras existentes pode desencadear processos de corrosão de armaduras passivas e, progressivamente, comprometer a integridade do sistema de protensão. A estrutura opera, portanto, no limite de sua capacidade de acomodação de deformações, o que reduz a margem de segurança para outros fenômenos patológicos eventualmente concorrentes.

6. MEDIDAS ADOTADAS E PLANO DE AÇÃO

De posse dos resultados quantitativos obtidos nas campanhas termográficas estruturou-se um conjunto de medidas de gestão da integridade da viga munhão do vão 09, organizadas em ações já implementadas e ações programadas.
Entre as medidas já implementadas, destacam-se:

- Instituição de programa de inspeções periódicas direcionado às vigas munhão, com inspeções visuais semestrais associadas à medição de abertura de fissuras com fissurômetro, priorizando os períodos de extremos térmicos do ciclo anual amazônico (meio do período seco e meio do período úmido), de modo a capturar as condições de máxima e mínima solicitação térmica;
- Incorporação da termografia infravermelha ao plano de manutenção preditiva das estruturas civis do vertedouro, com campanhas de verificação anuais realizadas nos mesmos moldes das inspeções aqui apresentadas (medições pareadas manhã/tarde de um dia representativo), permitindo o acompanhamento evolutivo dos padrões térmicos ao longo dos anos;
- Consolidação de protocolo interno de inspeção termográfica para estruturas de concreto do Complexo Belo Monte, especificando condições ideais de medição (horários, condições climáticas, distância de captura, parâmetros radiométricos), tomando as campanhas de julho/2025 e março/2026 como referência metodológica;
- Registro e acompanhamento sistemático do quadro fissuratório no sistema de gestão da manutenção, assegurando rastreabilidade histórica das aberturas

medidas e possibilitando a detecção precoce de eventual progressão da patologia.

Entre as ações programadas em decorrência direta dos resultados, incluem-se:

- Avaliação técnico-econômica de sistemas de proteção superficial do concreto de 2º estágio (revestimentos elastoméricos com capacidade de ponteamento de fissuras e barreiras térmicas refletivas), com o objetivo de reduzir a amplitude térmica superficial e selar as fissuras existentes contra ingresso de agentes agressivos;
- Extensão gradual do monitoramento termográfico às vigas munhão dos demais vãos do vertedouro, priorizando os vãos 01 a 10, nos quais a fissuração em mapa já foi identificada em inspeções anteriores, de modo a hierarquizar as estruturas por severidade e orientar a alocação de recursos de manutenção;
- Estudo de viabilidade de modelagem termomecânica da viga para quantificação das tensões atuantes e suporte à decisão sobre eventual necessidade de intervenção estrutural futura.

Cabe destacar que, com base no diagnóstico termográfico, optou-se por uma estratégia de monitoramento intensificado em detrimento de intervenção corretiva imediata, uma vez que os dados demonstraram que a capacidade resistente da viga não está comprometida e que as fissuras permanecem restritas ao concreto de cobrimento. Essa decisão, fundamentada em evidência quantitativa, evita intervenção prematura de custo elevado e concentra os recursos na vigilância da evolução do quadro patológico e na proteção preventiva da estrutura – exemplo prático de aplicação do conceito de manutenção baseada em condição a estruturas civis de barragens.

7. CONCLUSÕES

As duas campanhas de inspeção termográfica realizadas na viga munhão do vão 09 do vertedouro da UHE Pimental – em 29/07/2025 e 10/03/2026 – permitiram as seguintes conclusões:

- A viga munhão está sujeita a um carregamento térmico cíclico severo, com amplitudes térmicas diárias superficiais superiores a 30 °C no período seco e superiores a 28 °C no período úmido, quantificadas por termografia infravermelha com câmera FLIR T865.
- As temperaturas superficiais máximas registradas foram 63,0 °C (julho/2025) e 58,4 °C (março/2026), com gradientes superficiais de até 13,5 °C entre diferentes regiões de uma mesma face da viga durante o pico de insolação.
- Esses valores superam os limiares internacionalmente recomendados (ACI 207.2R-07 e ACI 224R-01) para estruturas de concreto massa, caracterizando condição de risco para surgimento de tensões de tração superficiais.
- A concentração do fissuramento em mapa no concreto de 2º estágio (não protendido), com preservação do concreto de 1º estágio (envolvido pela protensão), é compatível com o mecanismo de tensionamento térmico diferencial e confirma o papel benéfico, mas limitado, da protensão frente a gradientes térmicos elevados.
- A movimentação cíclica das fissuras – fechamento em períodos mais frios e abertura em períodos mais quentes – é fisicamente compatível com a amplitude térmica diária quantificada, validando a hipótese de que a variação de

temperatura ambiente constitui mecanismo ativo na dinâmica do quadro patológico.

- A capacidade resistente atual da viga não foi comprometida, pois as fissuras estão restritas ao cobrimento de 2º estágio; contudo, a durabilidade e a proteção das armaduras são pontos de atenção relevantes para a manutenção de longo prazo.
- A termografia infravermelha demonstrou eficácia como END para diagnóstico e monitoramento de gradientes térmicos em grandes estruturas hidráulicas de concreto protendido, com capacidade de detecção quantitativa de heterogeneidades e condições de risco térmico.

8. TRABALHOS FUTUROS

Complementarmente às medidas de gestão descritas na seção anterior, e considerando as limitações inerentes à inspeção termográfica como técnica de medição superficial, recomenda-se a seguinte agenda de investigação científica:

- Ampliação do monitoramento termográfico para pelo menos quatro campanhas anuais, cobrindo os extremos das estações seca e úmida amazônica, a fim de caracterizar o espectro completo de variação térmica sazonal e correlacionar as temperaturas superficiais com medições de abertura de fissuras obtidas com fissurômetro;
- Modelagem termomecânica por Método dos Elementos Finitos (MEF) da viga munhão, incorporando as condições de contorno térmicas mensuradas, para quantificação das tensões induzidas pelo gradiente e comparação com os critérios de fissuração preconizados pelas normas vigentes (ACI 207.2R-07; NBR 6118).

9. PALAVRAS-CHAVE

Palavras-chave: termografia infravermelha; gradiente térmico; concreto protendido; patologia estrutural; estruturas hidráulicas.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NORTE ENERGIA S.A. UHE Pimental. Disponível em: https://www.norteenergiasa.com.br/uhe-belomonte/complexo-hidreletrico/pimental. Acesso em: 15 set. 2025.

ANDRADE, Walton Pacelli de. 17ª Reunião Setorial da Junta de Consultores de Concreto de Belo Monte. Relatório Técnico. Norte Energia S/A, 2023.

NASCIMENTO, Leandro Barioni do. Inspeção de estruturas de concreto com uso da termografia por infravermelho. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade São Judas Tadeu, São Paulo, 2022.

BRAGA, Gabriel Willian; ARAUJO, Luiz; GAIOFATTO, Robson; REIS, Victor. Inspeção de Estruturas de Concreto Com Uso de Câmera Termográfica – Primeiras Impressões. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 10., 2018, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, 2018.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 228.2R-13: Report on Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures. Farmington Hills, MI, 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.1R-05: Guide to Mass Concrete. Farmington Hills, MI, 2005.

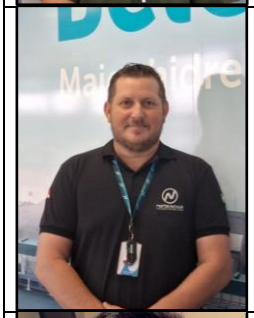
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ANDRADE, Walton Pacelli de. 18ª Reunião Setorial da Junta de Consultores de Concreto de Belo Monte. Relatório Técnico. Norte Energia S/A, 2024.

NARDINO, Cladilson; MACHADO, Roberto Dalledone. Análise térmica de blocos de concreto: potencial de fissuração devido ao gradiente térmico. **Revista Caderno Pedagógico**, Curitiba, v. 21, n. 9, p. 01–21, 2024.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.2R-07: Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete. Farmington Hills, MI, 2007.

PFEIL, Walter. Concreto Protendido. Rio de Janeiro: LTC, 1983.

	**Lucas Eduardo Oliveira CASTRO** Engenheiro Civil (UFPA, 2013), com Especialização em Estruturas de Concreto e Fundações (INBEC, 2015), MBA em Gerenciamento de Projetos (FGV, 2018) e Especialização em Segurança de Barragens (IDD, 2023). Mais de dez anos de experiência no Complexo Hidrelétrico Belo Monte nas áreas de Engenharia, Segurança de Barragens e PMO, na Norte Energia S.A.
	**Jeferson Felipe de FREITAS** Engenheiro Mecânico (Faculdade Serra Dourada) e Técnico em Manutenção Mecânica (SENAI/FIEMG). Atua em manutenção preditiva e monitoramento de ativos industriais em usinas hidrelétricas, na Norte Energia S.A. Aplica Análise de Vibração, Termografia Infravermelha, Análise de Óleo e MCA, com foco em confiabilidade e detecção precoce de falhas.
	**Edson Ray Fernandes Gonçalves** Técnico em Eletrotécnica (Escola Técnica FORTEC), com mais de onze anos de experiência no setor elétrico. Atua em manutenção preditiva de transformadores, subestações e GIS (SF6). Possui experiência em inspeções termográficas, análise de óleo isolante e ensaios em TP, TC e transformadores de potência, na Norte Energia S.A.
	**Marlon Pereira Borges** Engenheiro Eletricista (PUC-GO, 2005), com MBA em Gerenciamento de Projetos (FGV, 2020). Possui mais de quinze anos de experiência em usinas hidrelétricas, com passagem pela UHE Jirau e UHE Santo Antônio. Atualmente, é Gerente de Engenharia de Manutenção e Barragens no Complexo Belo Monte, pela Norte Energia S.A.
	**Marcus Farias Aires NOBREGA** Engenheiro Civil formado pela Pontifícia Universidade Católica do Paraná (PUCPR, 2014), cursando pós-graduações em Segurança de Barragens (IDD, 2026) e em Engenharia Geotécnica (PUC Minas, 2026). Atua na Norte Energia S.A. como Engenheiro de Segurança de Barragens. Possui experiência em projetos de usinas hidrelétricas.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

AVALIAÇÃO E RECUPERAÇÃO DO VERTEDOURO DA UHE JIRAU

Douglas de Oliveira REIS
Especialista em Segurança de Barragens - Jirau Energia

Selmo Chapira KUPERMAN
Doutor em Engenharia Civil - Desek

Eduardo Henrique de Souza SILVA
Mestrando em Engenharia Civil - Desek

Julio ROCHA
Pós-doc em Química - Venturo

Dieter HERWEG
Mestre em Engenharia Civil - Themag Engenharia

RESUMO

O presente artigo apresenta uma estratégia integrada de avaliação da integridade estrutural e planejamento de manutenção para a recuperação do vertedouro da Usina Hidrelétrica Jirau, localizada no rio Madeira, no município de Porto Velho/RO. O vertedouro é constituído por 18 vãos com capacidade de vertimento para 81.899,00 m³/s. Considerando as grandes dimensões, as restrições operacionais para intervenções e as solicitações intensas do rio Madeira, foi feito um levantamento abrangente com o objetivo de diagnosticar o estado de conservação da estrutura de concreto, permitindo uma visão holística das anomalias existentes e das intervenções necessárias. Para isso, foram feitas inspeções subaquáticas via imageamento multifrequencial e perfilamento hidroacústico em todas as superfícies de concreto. A análise integrada das imagens com amplo campo de abrangência e visadas complementares, possibilitou a caracterização detalhada e georrefenciada das anomalias, mesmo neste ambiente característico de elevada turbidez (acima de 500 NTU). A partir desses dados, desenvolveu-se uma análise de criticidade individualizada para hierarquizar as anomalias com base no risco estrutural e estado de conservação das estruturas. O estudo resulta na definição de uma matriz de priorização para as manutenções e na proposição de especificações técnicas detalhadas para os reparos, abrangendo métodos executivos e materiais compatíveis com as patologias identificadas, assegurando a recuperação da capacidade resistente e a durabilidade do empreendimento.

ABSTRACT

This paper presents an integrated strategy for structural integrity assessment and maintenance planning for the rehabilitation of the spillway of the Jirau Hydroelectric Power Plant, located on the Madeira River in the municipality of Porto Velho,

Rondônia, Brazil. The spillway consists of 18 bays with a discharge capacity of 81,899.00 m³/s. Considering its large dimensions, operational constraints for interventions, and the intense hydraulic demands of the Madeira River, a comprehensive survey was conducted to diagnose the condition of the concrete structure, enabling a holistic understanding of existing anomalies and required interventions. To this end, underwater inspections were carried out using multifrequency imaging and hydroacoustic profiling across the entire concrete surface. The integrated analysis of wide-coverage images with complementary viewing angles enabled detailed and georeferenced characterization of anomalies, even in this highly turbid environment (above 500 NTU). Based on these data, an individualized criticality analysis was developed to prioritize anomalies according to structural risk and the condition state of the structures. The study results in the definition of a prioritization matrix for maintenance actions and the proposal of detailed technical specifications for repairs, including execution methods and materials compatible with the identified pathologies, ensuring the recovery of structural capacity and the long-term durability of the facility.

1. INTRODUÇÃO

A avaliação das condições de conservação de estruturas civis submersas constitui etapa crítica para assegurar a integridade, segurança operacional e confiabilidade de empreendimentos hidrelétricos [1][2]. Esta importância é ainda mais relevante especialmente em vertedouros de grande porte submetidos a regimes hidrodinâmicos severos e a ambientes de elevada turbidez, os quais impõem limitações significativas à obtenção de dados confiáveis. Neste contexto, métodos convencionais de inspeção, limitados por restrições operacionais e baixa visibilidade, não raramente conduzem a diagnósticos incompletos ou excessivamente conservadores. Em resposta a esse desafio, o emprego de tecnologias de imageamento hidroacústico multifrequencial tem se consolidado como alternativa técnica capaz de ampliar o alcance e a qualidade das investigações submersas, permitindo a aquisição sistemática de informações com elevado nível de resolução e confiabilidade. Destaca-se, nesse campo, o uso de sondas hidroacústicas multifrequenciais especialmente configuradas para o imageamento de superfícies estruturais submersas de geometria complexa, cuja integração com o Sistema Global de Navegação por Satélite (GNSS) assegura o georreferenciamento preciso das aquisições e a rastreabilidade espacial dos dados, viabilizando análises mais consistentes das condições observadas. A evolução recente dos sensores e dos algoritmos de processamento de sinais elevou substancialmente a qualidade das imagens, mesmo em ambientes adversos [3]. Ainda assim, a simples aquisição de dados, por mais sofisticada que seja, não soluciona todo o problema. Seu real valor emerge quando associada a critérios estruturados de análise de engenharia. Nesta perspectiva, os dados transcendem a mera identificação de anomalias e passam a subsidiar interpretações à luz do desempenho estrutural e da durabilidade, permitindo transformar registros em diagnóstico e diagnóstico em diretrizes técnicas, com potencial para a hierarquização de intervenções e mitigação de riscos. Nessa interface entre investigação e interpretação, consolida-se uma abordagem orientada ao aprimoramento da consistência analítica e da rastreabilidade dos dados na avaliação de estruturas hidráulicas. Como desdobramento, desenvolveu-se uma análise de criticidade das anomalias com base no risco estrutural e no estado de conservação, que fundamenta a definição de uma matriz de priorização

das intervenções e o estabelecimento de diretrizes técnicas para os reparos, contemplando métodos executivos e materiais compatíveis, com foco na recuperação da capacidade resistente e na durabilidade.

2. ESTUDO DE CASO – UHE JIRAU

A Usina Hidrelétrica (UHE) Jirau, construída entre 2009 e 2015, possui um reservatório de aproximadamente 360 km² e está localizada no rio Madeira, no município de Porto Velho/RO. A barragem é caracterizada por um complexo de barramentos e por um vertedouro de superfície composto por 18 vãos destinados ao controle de cheias com vazão de projeto de 81.899,0 m³/s (decamilenar). A operação do rio Madeira exige a passagem de troncos de diversas magnitudes, expondo frequentemente o vertedouro a solicitações de impacto deste material lenhoso, que são responsáveis pela maior parte das patologias levantadas identificadas. Essas condições hidrodinâmicas severas, associadas às limitações operacionais para intervenções e alta turbidez, dificultam a obtenção de diagnósticos consistentes por métodos convencionais.

Com o objetivo de caracterizar as condições de conservação das estruturas de concreto, foi feito um levantamento abrangente nas superfícies submersas do vertedouro, contemplando paredes laterais, piso dos vãos, perfil Creager e a face jusante dos pilares. A aquisição dos dados foi conduzida por meio de imageamento com tecnologia moderna, permitindo a identificação e delimitação de anomalias mesmo em condições adversas de visibilidade.

As informações obtidas possibilitaram o mapeamento das ocorrências e a caracterização de suas dimensões e distribuição espacial. A partir desse conjunto de dados, estruturou-se a etapa de análise de engenharia, na qual as anomalias foram avaliadas quanto à sua criticidade, considerando parâmetros relacionados ao risco estrutural e ao estado de conservação dos elementos.

Essa integração entre imageamento subaquático e análise técnica permitiu consolidar uma base consistente para avaliação das condições do vertedouro, orientando a priorização das intervenções e o direcionamento das ações do plano de recuperação.

3. METODOLOGIA

3.1 Investigação com uso de imageamento hidroacústico multifrequencial

Considerando que a velocidade do som é significativamente afetada tanto pelo meio no qual se propaga quanto pela temperatura, essas variáveis podem ser exploradas para a obtenção de informações relevantes sobre as condições de conservação do concreto em estruturas civis submersas. Esse princípio é aplicado na detecção de reparos e ocorrências em estruturas submersas, onde imagens obtidas por sonda multifrequencial permitem identificar com precisão regiões com descontinuidades.

Esse comportamento está associado à formação de múltiplas interfaces durante intervenções ou processos de degradação, caracterizadas por variações de densidade e rugosidade. Tais descontinuidades alteram o padrão de reflexão da onda

sonora incidente, modificando o eco de retorno captado pelo transdutor e possibilitando a geração de imagens capazes de caracterizar essas interfaces com maior nível de detalhamento (Figura 1).

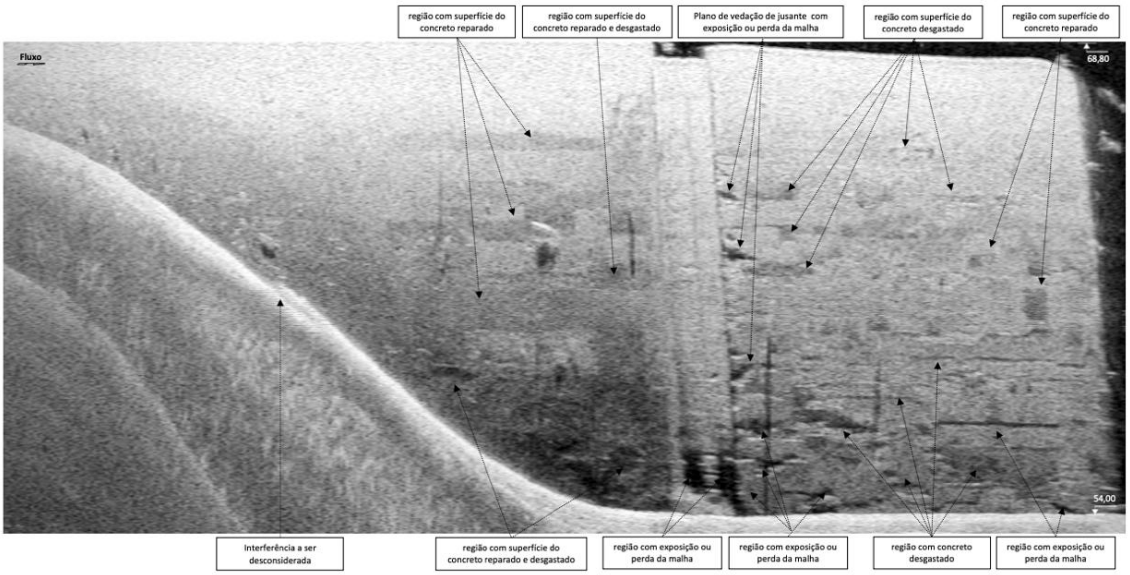


Figura 1 – Exemplo de imagem subaquática multifrequencial da parede lateral do vão do vertedouro da UHE Jirau.

Devido ao elevado campo de visão, as imagens multifrequenciais obtidas em perfis transversais e longitudinais ao paramento de jusante possibilitaram a visualização ampla das estruturas submersas, contemplando paredes laterais, perfil Creager, piso interno dos vãos e faces dos pilares. Após a aquisição em campo, as imagens foram exportadas em diferentes canais e submetidas a tratamento por meio de softwares específicos, com aplicação de filtros de ondas sonoras e atenuação de ruídos.

A análise temporal foi conduzida a partir da comparação de imagens multifrequenciais obtidas nos anos de 2020 a 2025 (Figura 2). Na primeira fase do processamento, foram aplicados os algoritmos *Absolute Error* e *Mean Absolute*, por meio do software Imag2go. Na segunda fase, utilizou-se software desenvolvido em linguagem Python, com a biblioteca OpenCV, empregando os algoritmos *Mean Squared Error e Structural Similarity Index*. Na etapa final, as dimensões das principais ocorrências foram determinadas com o uso do software ImageJ.

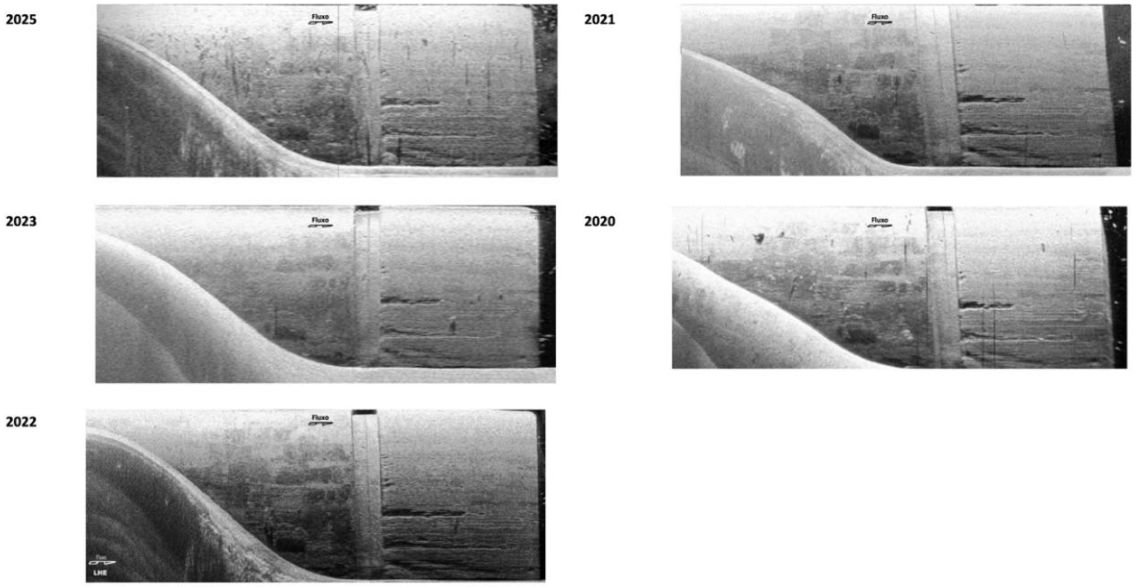


Figura 2 – Exemplo da análise temporal das imagens subaquáticas multifrequenciais da série histórica de 2025 a 2020 da parede lateral do vão do vertedouro da UHE Jirau.

3.2 Avaliação de Criticidade – Critério Admitido

A partir dos dados obtidos nas inspeções subaquáticas e no mapeamento detalhado das anomalias, consolidando informações sobre as dimensões e a profundidade de cada ocorrência, aplicou-se a metodologia GUT (Gravidade, Urgência e Tendência) para quantificar a criticidade individual de cada anomalia. Neste sistema, cada anomalia recebeu uma pontuação para definição do Grau Crítico.

A Matriz GUT é uma ferramenta de priorização e tomada de decisão estratégica que avalia três fatores fundamentais: Gravidade (G), relacionada à intensidade do dano; Urgência (U), associada ao prazo para intervenção; e Tendência (T), que representa o potencial de agravamento ao longo do tempo. Para cada fator, foi atribuída uma pontuação em escala de 1 a 5, sendo o Grau Crítico determinado pelo produto entre esses parâmetros.

$$Grau\ Crítico = G * U * T \quad (1)$$

A determinação da criticidade final considerou o efeito acumulado das ocorrências em cada elemento estrutural. Para os vãos do vertedouro, foram agregadas as pontuações das anomalias identificadas nas paredes do lado hidráulico esquerdo (LHE), lado hidráulico direito (LHD) e no piso com perfil Creager, resultando em uma pontuação única por vão. Procedimento análogo foi adotado para a avaliação dos pilares.

Complementarmente, foi instituído o Grau de Hierarquização (GH), com o objetivo de estabelecer critérios temporais para as intervenções. Este índice permite classificar os elementos estruturais em categorias de prioridade em função do nível de criticidade e da necessidade de intervenção, conforme detalhado na Tabela 1.

Tabela 1 - Grau de Hierarquização – GH

Grau	Vãos	Pilares
Prioritário:	GH ≥ 1100	GH ≥ 200
Curto prazo:	900 ≤ GH < 1100	100 ≤ GH < 200
Médio prazo:	700 ≤ GH < 900	50 ≤ GH < 100
Longo prazo:	GH < 700	GH < 50

Considerou-se para os Graus de Hierarquização os seguintes critérios:

- Prioritário: As estruturas classificadas como prioritárias apresentam condição crítica, indicando elevado grau de deterioração, com alta probabilidade de evolução acelerada das manifestações patológicas. Esses vãos e pilares demandam intervenção o mais breve possível, uma vez que a manutenção postergada pode resultar em comprometimento da estrutura, aumento expressivo dos custos de recuperação e, em situações extremas causar risco operacional do vertedouro.
- Curto prazo: As estruturas classificadas no curto prazo apresentam condições significativas, semelhantes às classificadas como prioritárias, indicando elevado grau de deterioração com alta probabilidade de evolução acelerada das manifestações patológicas, entretanto com uma quantidade menor de ocorrências identificadas em comparação com a classe Prioritário. Esses vãos e pilares demandam intervenção em reduzido de tempo. A postergação das ações corretivas pode levar esses elementos a atingirem níveis críticos, com perda de desempenho, aumento da severidade das anomalias e elevação dos custos de reparo.
- Médio prazo: As estruturas classificadas como médio prazo apresentam manifestações patológicas em estágio intermediário, sem comprometimento iminente da estrutura. Porém, com impacto no desempenho e na durabilidade da estrutura. Nestas estruturas recomendou-se acompanhamento por meio de inspeções periódicas para verificação da evolução das anomalias identificadas e que as intervenções sejam planejadas, integrando o cronograma de manutenção da usina, de modo a evitar a evolução dos danos para níveis mais severos.
- Longo prazo: As estruturas classificadas como longo prazo, apresentam anomalias de baixa severidade, predominantemente superficiais ou incipientes, e com menor ocorrência. Para esses casos, recomendou-se o acompanhamento por meio de inspeções periódicas para verificação da evolução das anomalias identificadas, podendo as intervenções serem postergadas sem prejuízo imediato à segurança ou ao desempenho estrutural, desde que mantido o monitoramento adequado.

3.3 Análise das anomalias identificadas

As anomalias identificadas nas paredes do lado hidráulico esquerdo (LHE), lado hidráulico direito (LHD), no piso com o perfil Creager e nos pilares, pontuadas, foram as indicadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Tipos de anomalias identificadas

Código	Anomalias	Profundidade (cm)
A-1	Região com superfície do concreto desgastado	≤ 6,00
A-2	Região com concreto desgastado	> 6,00
B-1	Região com concreto desgastado e exposição ou perda da armadura	≤ 6,00
B-2	Região com concreto desgastado e exposição ou perda da armadura	> 6,00
C	Região no perfil Creager com concreto desgastado e exposição ou perda da armadura	≤ 15,00
D	Região da junta de concretagem com concreto desgastado e exposição ou perda da armadura	≤ 15,00
E	Região da soleira do nicho do stop log com concreto desgastado com características de processo erosivo	≤ 15,00

Os códigos atribuídos a cada anomalia servem como identificadores para o vínculo direto com as respectivas estratégias de reparo e intervenção.

A pontuação de criticidade de cada anomalia é estabelecida em função da proporcionalidade direta entre suas dimensões geométricas e a profundidade da seção afetada. Desgastes superficiais no concreto recebem valorações inferiores quando comparados a ocorrências mais profundas e que apresentam exposição ou perda da armadura, as quais recebem pontuações substancialmente elevadas devido ao risco iminente à integridade estrutural.

A criticidade é acentuada em regiões de alta velocidade de escoamento, como no perfil Creager, onde as solicitações hidrodinâmicas potencializam os mecanismos de degradação e aceleram a erosão do material.

Um exemplo de como as anomalias foram apresentadas, ilustra-se nas Figura 3, Figura 4 e Figura 5.

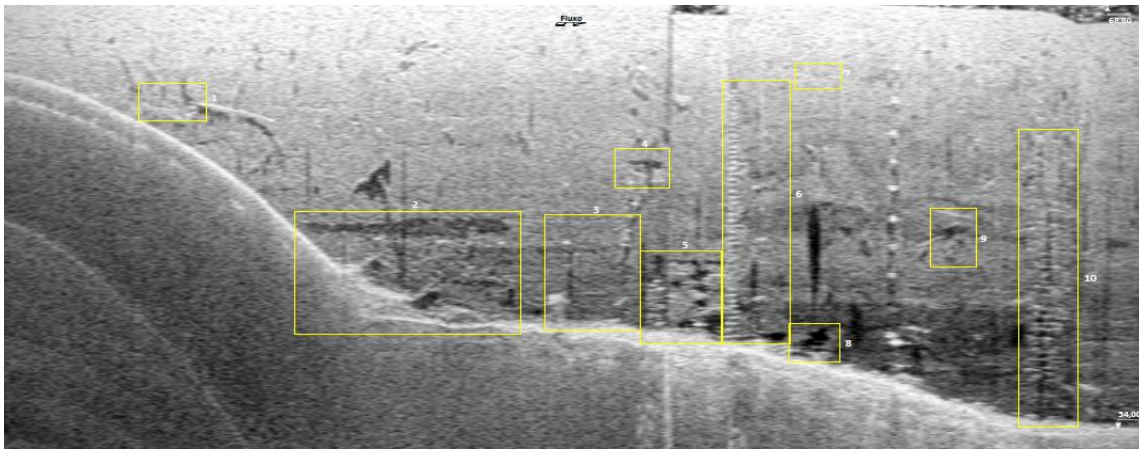


Figura 3 – Imageamento multifrequencial e perfilamento hidroacústico obtida da parede do vertedouro.

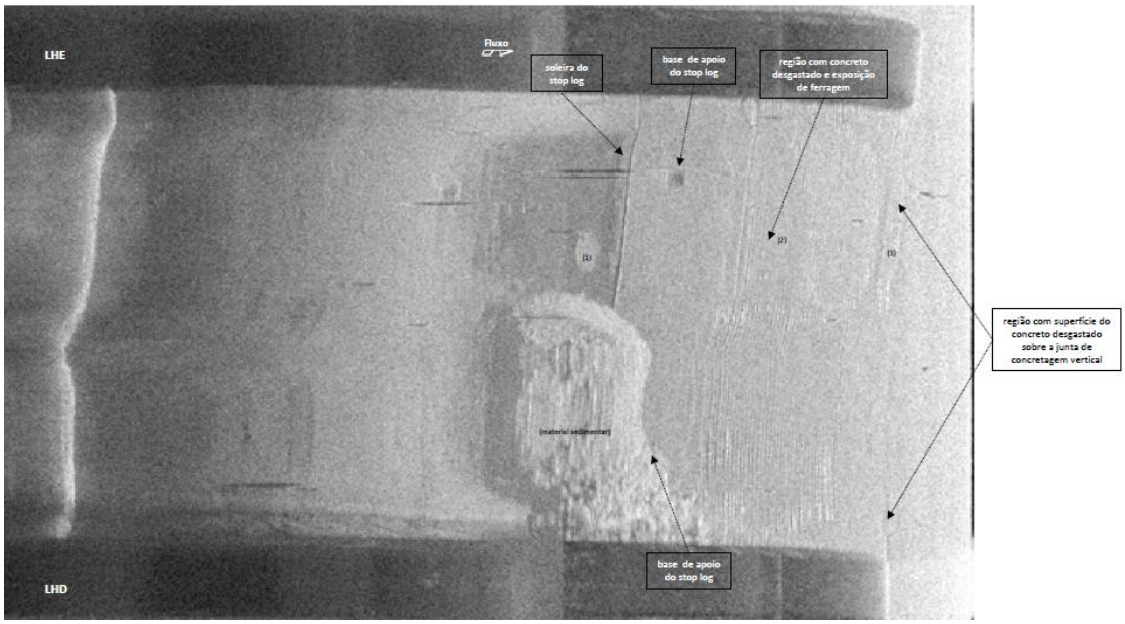


Figura 4 – Imageamento multifrequencial e perfilamento hidroacústico obtida em planta do piso do vertedouro.

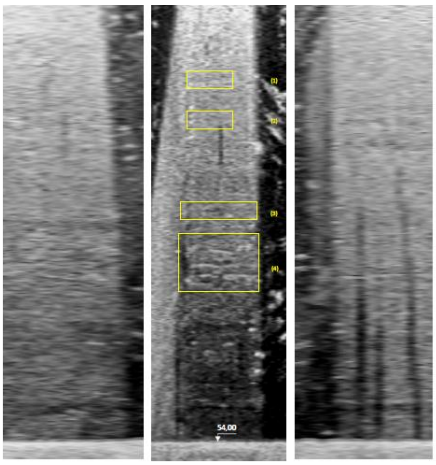


Figura 5 – Imageamento multifrequencial e perfilamento hidroacústico obtida de pilares do vertedouro.

Na avaliação das anomalias devidamente dimensionadas, em correlação com as imagens obtidas, torna-se possível identificar sua localização e inferir seu potencial de risco à estrutura. Dentro das delimitações marcadas em amarelo, a gradação cromática das regiões analisadas apresenta correspondência direta com a severidade das anomalias: tons mais escuros indicam maior profundidade dos danos, enquanto tons mais claros estão associados a manifestações superficiais. Adicionalmente, a presença de padrões de cor branca sinaliza a exposição da armadura de aço.

As regiões desprovidas de delimitações foram desconsideradas na triagem preliminar, por não apresentarem características compatíveis com anomalias relevantes nesta etapa da análise.

A consolidação desses critérios permitiu estruturar uma base quantitativa para a avaliação do estado de conservação das estruturas, subsidiando a priorização das intervenções e o direcionamento das ações de manutenção, posteriormente consolidadas em um plano de recuperação estrutural do vertedouro.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 Resultados da investigação subaquática

A análise integrada das imagens multifrequenciais e dos perfis hidroacústicos possibilitou a identificação e caracterização das anomalias em termos de comprimento (x), largura (y) e profundidade (z), evidenciando um padrão de ocorrência concentrado nas paredes laterais dos vãos, com maiores níveis de degradação a jusante do nicho da comporta stop log e abaixo da cota 59,5 m.

O mapeamento das ocorrências indicou a presença de diferentes estágios de degradação do concreto, abrangendo desde desgastes superficiais até situações com exposição ou perda de armadura, além de manifestações localizadas no perfil Creager e no piso dos vãos. Nas paredes laterais dos 18 vãos, foram catalogadas 892 ocorrências, sendo 254 regiões com desgaste superficial (até aproximadamente 4 cm de profundidade), correspondendo a cerca de 28% do total, 345 regiões com desgaste intermediário (entre 4 e 8 cm), aproximadamente 39%, e 293 regiões com desgaste acentuado, com exposição ou perda de armadura (superiores a 8 cm), cerca de 33%.

Nas regiões do perfil Creager e do piso interno dos vãos, foram identificadas ocorrências associadas a juntas de concretagem e à concha de dissipação, totalizando 23 registros relevantes. Adicionalmente, na região do piso a jusante da soleira da comporta stop log, foram identificadas 19 ocorrências com desgaste do concreto e exposição e/ou perda de armadura. Ressalta-se que o processo de sedimentação local dificulta a identificação e caracterização dessas anomalias, constituindo uma limitação inerente ao método de inspeção.

A análise temporal das imagens multifrequenciais, considerando a série histórica entre os anos de 2020 e 2025, não evidenciou alterações significativas nas dimensões das principais ocorrências nos eixos avaliados. Embora a técnica apresente limitações para a avaliação precisa da evolução das anomalias, especialmente em profundidade, mostra-se eficaz na identificação e acompanhamento de alterações relevantes ao longo do tempo.

4.2 Plano de intervenção das estruturas

Com base na consolidação das pontuações de criticidade obtidas pela metodologia GUT e na aplicação do Grau de Hierarquização (GH) definido, foi estabelecida a hierarquia final de prioridade para intervenção nos 18 vãos e pilares do vertedouro. O resultado dessa análise combinada, que considera tanto o nível de criticidade estrutural e operacional quanto os aspectos logísticos associados à instalação das comportas especiais de jusante necessárias ao ensecamento dos vãos, permite estabelecer uma priorização técnica para intervenção.

A Tabela 3, apresenta a análise de criticidade para intervenção dos vãos de maior urgência, definindo-se uma sequência executiva favorável à logística de instalação das comportas. Para a sequência de intervenções considerou-se a execução de dois vãos paralelos.

Tabela 3 - Análise de criticidade para intervenção dos vãos de maior urgência - Vertedouro UHE Jirau

Vão	Matriz GUT						Grau de hierarquização (GH)	Sequência de intervenções
	Paredes a jusante		Paredes a montante		Piso	Grau crítico final		
	LHD	LHE	LHD	LHE				
V03	314	514	60	34	272	1194	Prioritário	1
V04	505	422	56	34	112	1129	Prioritário	1
V08	258	178	44	96	204	780	Médio prazo	4
V11	201	652	24	44	144	1065	Curto prazo	2
V12	414	136	72	40	258	920	Curto prazo	4
V14	498	334	60	60	96	1048	Curto prazo	3
V16	303	302	70	22	272	969	Curto prazo	3
V18	552	298	40	36	144	1070	Curto prazo	2

Para os vãos classificados como de médio e longo prazo (Tabela 4), observa-se predominância de anomalias de caráter superficial ou incipiente, com menor recorrência e impacto estrutural. Esse comportamento indica, de modo geral, condições estáveis no período analisado, permitindo a adoção de estratégia baseada em monitoramento sistemático com o objetivo de verificar a evolução das anomalias identificadas.

Tabela 4 - Análise de criticidade – Recomendação de monitoramento dos vãos - Vertedouro UHE Jirau

Vão	Matriz GUT						Grau de hierarquização (GH)
	Paredes a jusante		Paredes a montante		Piso	Grau Crítico Final	
	LHD	LHE	LHD	LHE			
V01	246	282	70	46	0	644	**Longo prazo**
V02	228	326	0	0	139	693	**Longo prazo**
V05	252	232	72	68	102	726	**Médio prazo**
V06	228	258	66	36	130	718	**Médio prazo**
V07	200	110	46	40	96	492	**Longo prazo**
V09	180	222	12	28	114	556	**Longo prazo**
V10	210	188	12	50	162	622	**Longo prazo**
V13	172	161	50	92	112	587	**Longo prazo**
V15	80	140	86	66	128	500	**Longo prazo**
V17	184	286	54	36	178	738	**Médio prazo**

A Tabela 5, apresenta a análise de criticidade definida para os pilares a jusante do vertedouro. Os pilares localizados a montante foram considerados sem indícios de comprometimento na análise inicial, visto que não foram identificadas ocorrências durante as inspeções subaquáticas. Para esses casos, recomendou-se também o monitoramento por meio de inspeções periódicas, com o objetivo de verificar a evolução das anomalias.

Tabela 5 - Análise de criticidade para intervenção e/ou monitoramento dos pilares - Vertedouro UHE Jirau

Entre vãos	Matriz GUT	Grau de hierarquização
	Grau crítico do pilar a jusante	
V01-V02	12	**Longo prazo**
V02-V03	0 (1)	-
V03-V04	48	**Longo prazo**
V04-V05	34	**Longo prazo**
V05-V06	172	**Curto prazo**
V06-V07	44	**Longo prazo**

V07-V08	40	**Longo prazo**
V08-V09	44	**Longo prazo**
V09-V10	38	**Longo prazo**
V10-V11	8	**Longo prazo**
V11-V12	148	**Curto prazo**
V12-V13	30	**Longo prazo**
V13-V14	6	**Longo prazo**
V14-V15	6	**Longo prazo**
V15-V16	54	**Médio Prazo**
V16-V17	22	**Longo Prazo**
V17-V18	38	**Longo Prazo**

Notas: (1) Não foram identificadas ocorrências através da inspeção subaquática.

A consolidação desses dados proporcionou uma visão holística do estado de conservação dos vãos e pilares do vertedouro. Este diagnóstico atua como uma ferramenta estratégica para a gestão da UHE Jirau, ao orientar a alocação dos recursos destinados à manutenção anual dos vãos mais críticos e contribuir para a otimização da segurança e da vida útil do vertedouro.

4.3 Recuperação do vertedouro

De acordo a anomalia apresentada foram adotadas as medidas de recuperação apresentadas em etapas executivas que devem guiar as recuperações das estruturas de concreto do vertedouro.

4.3.1 Preparação da área de reparo

O processo de recuperação das estruturas do vertedouro inicia-se imediatamente após o ensecamento, por meio de uma inspeção minuciosa que abrange o piso, o perfil Creager e as paredes laterais. Esta etapa diagnóstica integra o uso de drones de alta resolução, dotados de tecnologia para georreferenciamento e fotogrametria de precisão em áreas de difícil acesso, além de ensaios de percussão (bate-choco) para a identificação de vazios e trechos segregados. O levantamento visa catalogar manifestações patológicas como fissuras, erosões superficiais, corrosão de armaduras e degradação de juntas de contração, correlacionando-as aos dados previamente obtidos nas inspeções subaquáticas para uma compreensão integral da evolução dos danos.

Concluído o mapeamento, passa-se para etapa de preparo do substrato, que consiste na delimitação das áreas de intervenção em geometrias regulares, empregando-se disco diamantado para garantir cortes precisos e regulares, a fim de evitar seções

curvas (Figura 6). A profundidade do corte deve ser proporcional à espessura da camada deteriorada, procedendo-se, subsequentemente, à remoção do concreto degradado mediante o uso de equipamentos mecânicos leves. Esta metodologia é essencial para assegurar a extração completa do material comprometido, mitigando vibrações excessivas que possam prejudicar a integridade das armaduras ou dos concretos sãos remanescentes.

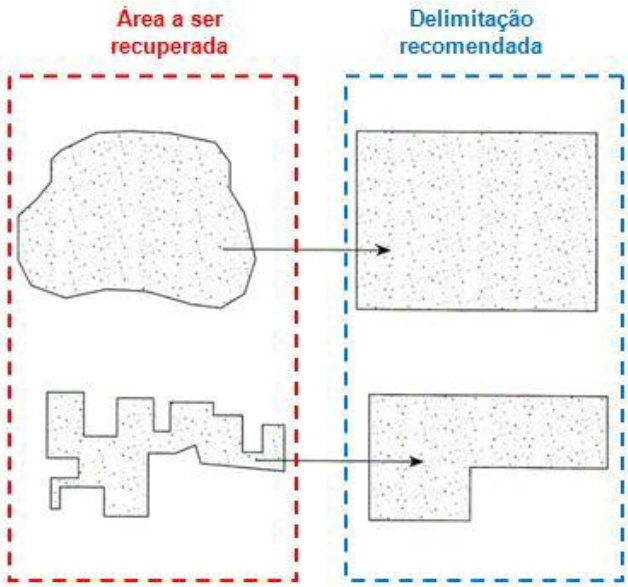


Figura 6 – Delimitação da área de reparo (adaptado de Concrete Repair and Maintenance - Illustrated [1])

As superfícies de concreto e/ou armadura devem ser rigorosamente limpas, através do emprego de escovas com cerdas de aço ou outro meio para eliminar substâncias aderentes à massa de concreto e/ou produtos da corrosão da armadura. Nos casos em que for identificada uma redução na seção das armaduras que comprometa os critérios normativos de projeto, deve-se proceder com a substituição ou o reforço estrutural.

Concluída essa etapa, realiza-se uma limpeza final com jato de ar ou água para a remoção de partículas residuais, seguida da saturação do substrato até que se atinja a condição de Saturada Superfície Seca (SSS). Este estado é mandatório para otimizar a aderência na interface entre o concreto existente e o material de reparo, garantindo a integridade e a longevidade da intervenção.

Por fim, a superfície já tratada deverá receber uma ponte de aderência. Esta poderá ser o “melechete”, que é uma ponte de aderência elaborada com calda de cimento, sílica ativa, água e aditivo, com dosagem previamente estudada em laboratório. Alternativamente ao melechete há outros produtos no mercado que podem ser empregados como ponte de aderência, a fim de permitir a eficaz aderência entre o concreto existente e o novo material de reparo cimentício.

4.3.2 Preenchimento das áreas

A seleção do material de recomposição é determinada pela profundidade e extensão da cavidade. Para intervenções com espessura inferior a 60 mm, prescreve-se o uso de argamassa polimérica tixotrópica industrializada. Em áreas generalizadas, o material pode ser aplicado por projeção, enquanto em reparos pontuais de até 100 mm, deve-se observar a aplicação em camadas sucessivas de, no máximo, 20 mm, com interface devidamente ranhurada para otimizar a aderência mecânica.

Para reparos com espessuras acima de 60 mm (generalizadas) e acima de 100 mm (pontuais ou generalizadas), recomenda-se o emprego de microconcreto ou Concreto Autoadensável (CAA). O uso do CAA é particularmente indicado devido à sua elevada fluidez e capacidade de preenchimento de fôrmas sem a necessidade de vibração mecânica, garantindo a homogeneidade do reparo em geometrias complexas ou áreas densamente armadas. Em arestas e cantos vivos, pode-se optar alternativamente por microconcreto ou graute aditivado com pedrisco. Em ambos os casos, o lançamento deve ser realizado em fôrmas estanques, e a utilização de aditivos cristalizantes é sugerida para reduzir a porosidade da matriz, elevando a resistência à abrasão frente às solicitações hidrodinâmicas.

O material de reparo empregado deverá ser curado por um período de, no mínimo, 7 dias. Neste caso poderá ser utilizado cura química, manta, filme plástico ou geotêxtil continuamente umedecidos ou utilizar sistema de mangueira perfurada e instalada na região recuperada com água em abundância. Estas medidas visam melhorar a hidratação do cimento de forma a melhorar o seu desempenho mecânico e minimizar o aparecimento de fissuras por retração no material utilizado para reparo.

4.3.3 Tratamento da superfície dos concretos

Para promover melhor resistência à abrasão dos concretos e reparos realizados, recomendou-se a aplicação de produto “endurecedor de superfície” em todas as áreas do vertedouro, tanto nos concretos sãos quanto nos locais reparados.

Os endurecedores de superfície à base de silicato de sódio são soluções aquosas, de baixa viscosidade e incolores, que funcionam como agentes de selagem em substratos cimentícios. Sua função é otimizar as propriedades físicas e mecânicas da camada superficial de concretos, elevando sua resistência à abrasão, reduzindo a porosidade capilar. Ao penetrar na matriz porosa do concreto, os íons de silicato reagem com o hidróxido de cálcio livre. Isso induz a formação de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) adicionais. A precipitação e o crescimento desses compostos cristalinos de C-S-H no sistema de poros capilares resultam na densificação da microestrutura superficial, aumentando sua resistência à abrasão.

4.3.4 Controle tecnológico

A qualidade da execução de todos os reparos executados deverá ser avaliada visualmente e por percussão com martelo de geólogo, após o período de cura do material. Caso ele apresente som cavo ou fissuras, precisará ser refeito.

Deverá ser verificado, durante todo o processo, para garantir a adequada execução:

- Mistura dos materiais (no caso de sistemas bicomponentes ou tricomponentes);
- Limpeza e saturação do substrato antes da aplicação dos produtos;
- Limpeza das armaduras;
- Controle de “pot life” ou início e fim de pega (de acordo com recomendações do fabricante);
- Controle da cura;
- Acabamento do reparo, sem excesso de material ou falha no preenchimento da região executada.

Para o controle da qualidade dos materiais de reparo ainda, deverão ser realizados os seguintes testes para avaliar o desempenho dos materiais de reparo no estado fresco e endurecido:

- Determinação da consistência/fluidez e/ou espalhamento (slump-flow) dos materiais que estão sendo empregados;
- Determinação da temperatura do material fresco previamente ao seu lançamento;
- Determinação da resistência à compressão e tração ao menos nas idades de 1, 3, 7 e 28 dias;
- Determinação da aderência à tração (conforme NBR 15258);
- Determinação da variação dimensional (conforme NBR 15261).

A aceitação definitiva do material de reparo deve ser verificada em função do atendimento de todas as exigências especificadas.

5. CONCLUSÕES

A integração entre o imageamento hidroacústico multifrequencial e a análise estruturada de criticidade mostrou-se eficaz para a avaliação de estruturas submersas em condições operacionais restritivas, especialmente em cenários onde o ensecamento dos vãos não é viável. A abordagem permitiu não apenas a identificação das anomalias, mas sua classificação em termos de relevância estrutural, estabelecendo uma base consistente para tomada de decisão.

Os resultados do mapeamento indicam que as manifestações patológicas se concentram em regiões específicas do vertedouro, associadas a maiores solicitações hidrodinâmicas, enquanto parcela significativa da estrutura apresenta comportamento estável no período analisado. Esse entendimento possibilitou a construção de uma matriz de priorização alinhada às condições operacionais do empreendimento.

Como principal contribuição, destaca-se a transformação dos dados de inspeção em diretrizes técnicas aplicáveis, viabilizando a definição de estratégias de intervenção mais assertivas. A metodologia permite estruturar o planejamento executivo das obras, reduzir incertezas no processo de contratação e compatibilizar soluções de reparo com as condições reais de campo.

Dessa forma, a abordagem proposta consolida-se como ferramenta de suporte à gestão de ativos em estruturas hidráulicas de grande porte, com potencial de aplicação em empreendimentos com características operacionais semelhantes.

6. PALAVRAS-CHAVE

Vertedouro; Inspeção subaquática; Avaliação de criticidade; Recuperação estrutural; UHE.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] SANTOS, A. S. et al. (2026) – “Análise do transporte de troncos submersos no Rio Madeira – UHE Jirau”, Revista Observatorio de la Economia Latinoamericana, v.24, n.1, p. 01-19, Brasil.

[2] SANTOS, A. S. et al. (2026) – “Influência do fluxo helicoidal no transporte de troncos submersos no rio Madeira”, Revista Caderno Pedagógico – Studies Publicações e Editora Ltda., v.23, n.1, p. 01-19, Brasil.

[3] ROCHA, B. C. et al. (2023) – “Avaliação in situ do acúmulo de material lenhoso (troncos) submersos na catenária do antigo log boom (UHE JIRAU, NO RIO MADEIRA, EM RONDÔNIA)”, Revista Brasileira de Engenharia de Barragens, v.VIII, p.103 - 110, Brasil.

[4] EMMONS, P. H. (1992) – “Concrete Repair and Maintenance Illustrated: Problem Analysis; Repair Strategy; Technique”, 320p.

	**Douglas de Oliveira REIS** Especialista em Segurança de Barragens pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT e MBA em Gestão e Gerenciamento de Projetos pela Fundação Getúlio Vargas – FGV. Integra a equipe de engenheiros especialistas da Jirau Energia. Possui sólida experiencia no setor elétrico e atuações na área de segurança de barragens e obras nos mais diversos empreendimentos, somando mais de 30 barragens dos setores produtivos no Brasil e exterior.
	**Selmo Chapira KUPERMAN** Fundador da Desek, é Engenheiro Civil, Mestre e Doutor pela Escola Politécnica da USP, com especializações na Europa e EUA. Com mais de 55 anos de experiência em tecnologia do concreto, é referência internacional em segurança de barragens. Possui sólida trajetória técnica e acadêmica, com forte atuação em normas, publicações e comitês especializados do setor.

	**Eduardo Henrique de Souza SILVA** Engenheiro Civil pelo Mackenzie, é Mestrando pela POLI-USP e Técnico em Química pelo SENAI. Integra a equipe de especialistas da Desek, possui expertise em tecnologia do concreto, patologia, recuperação estrutural e simulações termomecânicas de concreto massa. Estudou disciplinas de mestrado no Instituto Superior Técnico de Lisboa (IST) e foi pesquisador bolsista pelo Mack Pesquisa na UPM.
	**Julio ROCHA** Doutor em Química pela Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho-UNESP (1987). Pós doc no ISAS - Dortmund - Alemanha (1989-1992). Professor aposentado da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"-UNESP. Tem experiência na área de Química, com ênfase em Química Ambiental. Sócio-Diretor na Venturo coordena inspeções subaquáticas nos mais diversos empreendimentos hidrelétricos da país a mais de 15 anos.
	**Dieter HERWEG** Engenheiro Civil e Mestre em Engenharia pela Escola Politécnica da USP, além de pós-graduado em Administração de Empresas pela FGV-CEAG. Diretor Técnico da Themag Engenharia, tem 50 anos de experiência em projetos de grande porte como Usinas Hidrelétricas, Metrôs, Rodovias, Aeroportos, Túnel Imerso, Instalações Nucleares e Estruturas Offshore.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

COMPORTAMENTO TERMOMECÂNICO E FISSURAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO DE POÇOS DE GERADORES

Luan REGINATO
Mestre, Engenheiro Civil - Itaipu Parquetec

Adriana Elisabete LIMBERGER
Mestre, Engenheira Civil - Itaipu Parquetec

Jorge Pereira GOMES
Investigador Principal - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Marcel Tomoshigue UNTEN
Especialista, Engenheiro Civil - Itaipu Binacional

Carlos Alberto Ramírez DIAZ
Especialista, Engenheiro Civil - Itaipu Binacional

RESUMO

A compreensão do comportamento estrutural dos poços dos grupos geradores é essencial, pois essas estruturas estão submetidas a diferentes ações, incluindo variações térmicas decorrentes do regime de operação. Nesse contexto, este artigo apresenta uma análise termomecânica da parede do poço do gerador da usina hidrelétrica de Itaipu, desenvolvida por meio do método dos elementos finitos, com foco na iniciação e evolução da fissuração induzida por gradientes térmicos. O estudo integra simulações sazonais, eventos de resfriamento abrupto associados às paradas de máquina, avaliação do detalhamento das armaduras e modelagens numéricas baseadas na mecânica da fratura. Os resultados indicam que os gradientes térmicos sazonais, apesar dos elevados diferenciais de temperatura ao longo do ano, produzem níveis de tensão pouco expressivos, sem potencial significativo para indução de fissuração relevante. Em contraste, os gradientes associados a eventos de resfriamento rápido geram concentrações de tensões mais elevadas, com maior impacto na camada superficial do concreto e em regiões de variação geométrica. As análises sugerem que a fissuração tende a se concentrar predominantemente no cobrimento, com comportamento estável e sem mobilização significativa das armaduras. O trabalho fornece subsídios técnicos para a interpretação de inspeções e para o planejamento do monitoramento e da manutenção preditiva dessas estruturas.**Erro! Indicador não definido.**

ABSTRACT

Understanding the structural behavior of generator pit structures is essential, as these components are subjected to different actions, including thermal variations

resulting from the operating regime. In this context, this paper presents a thermo-mechanical analysis of the generator pit wall of the Itaipu Hydroelectric Power Plant, developed using the finite element method, with focus on the initiation and evolution of cracking induced by thermal gradients. The study integrates seasonal simulations, abrupt cooling events associated with machine shutdowns, assessment of reinforcement detailing, and numerical models based on fracture mechanics. The results indicate that seasonal thermal gradients, despite the high temperature differences observed throughout the year, produce relatively low stress levels, with no significant potential to induce relevant cracking. In contrast, the gradients associated with rapid cooling events generate higher stress concentrations, with greater impact on the concrete cover and on regions with geometric discontinuities. The analyses suggest that cracking tends to concentrate predominantly in the concrete cover, with stable behavior and without significant mobilization of the reinforcement. The study provides technical support for the interpretation of inspections and for planning the monitoring and predictive maintenance of these structures.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto associadas a poços de geradores em usinas hidrelétricas estão submetidas a um conjunto complexo de ações, incluindo carregamentos mecânicos estáticos e dinâmicos, variações térmicas operacionais e restrições geométricas e estruturais impostas pela configuração da casa de força. A avaliação da resposta dessas estruturas é relevante não apenas sob o ponto de vista da segurança estrutural, mas também da durabilidade e da definição de estratégias de inspeção e manutenção. Em elementos espessos de concreto, a literatura reconhece que gradientes térmicos podem induzir tensões significativas, especialmente quando a deformação térmica é restringida, configurando um dos mecanismos mais recorrentes de fissuração em barragens e estruturas hidráulicas de concreto [1].

No caso específico de poços de geradores, a compreensão dos mecanismos de fissuração ainda apresenta incertezas, uma vez que diferentes efeitos podem atuar de forma simultânea, incluindo variações térmicas, retração e condições geométricas locais. Estudos desenvolvidos em estruturas de fundação de geradores hidrelétricos mostraram que os carregamentos mecânicos, isoladamente, não são suficientes para explicar o quadro de fissuração observado, sendo necessária a consideração conjunta de efeitos térmicos e de retração para reproduzir os padrões identificados em campo [2]. Além disso, a interpretação da evolução das fissuras e de seus impactos estruturais exige a integração entre inspeções, monitoramento e modelagem numérica [3].

Na usina hidrelétrica de Itaipu, inspeções e levantamentos realizados nos poços dos geradores motivaram estudos voltados à melhor compreensão do comportamento termomecânico dessas estruturas e de seu potencial de fissuração. Análises anteriores indicaram que os carregamentos de projeto e de operação, quando considerados isoladamente, não explicam de forma satisfatória os estados de tensão nas regiões de interesse, ao passo que cenários de resfriamento rápido associados às paradas de máquina produzem gradientes térmicos mais severos e tensões de tração significativamente mais elevadas [4]. Nesse contexto, este trabalho tem por objetivo analisar o comportamento termomecânico da parede do poço do gerador de Itaipu, com foco na comparação entre os efeitos das variações sazonais de temperatura e dos resfriamentos abruptos, bem como na avaliação da iniciação e evolução da fissuração em regiões representativas da estrutura, considerando o papel das armaduras por meio da aplicação de modelos numéricos baseados na mecânica da fratura.

2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA E HIPÓTESES

Fissuras em estruturas de concreto associadas a poços de geradores têm sido observadas em diversas usinas hidrelétricas [2]. Apesar de ser um fenômeno conhecido, a compreensão dos mecanismos que governam a evolução, estabilidade e possível propagação das fissuras ainda apresenta elevado grau de incerteza, especialmente em condições operacionais reais. Nesse contexto, estudos baseados em modelagem numérica tornam-se fundamentais para investigar a resposta da estrutura, além de avaliar a interação entre os carregamentos aplicados, o comportamento do concreto fissurado e o papel das armaduras no controle da abertura e da propagação das fissuras.

Para o caso de Itaipu, após a avaliação das condições do poço do gerador quando submetido a carregamentos de projeto em associação com carregamentos de operação, verificou-se que os esforços analisados não seriam suficientes para ocasionar fissuras

nas regiões onde elas foram identificadas em campo. Então, como hipótese para o surgimento, e corroborando com a literatura técnica [2], analisou-se o efeito do resfriamento abrupto durante parada de máquinas, conforme apresentado por [4]. Concluiu-se na análise que o resfriamento associado à parada de máquina pode induzir tensões de tração significativas na parede do poço do gerador, em razão da influência predominante da restrição interna gerada pelos gradientes térmicos.

Na sequência, almejou-se avaliar, como uma extensão na hipótese inicial, a combinação dos efeitos sazonais com os eventos de parada de máquinas. Buscou-se compreender se o gradiente de temperatura entre verão e inverno, embora ocorra com uma duração de tempo muito maior, também seria suficiente para gerar esforços de tração superiores à resistência do concreto, e, por consequência, originar as fissuras. Os resultados dessa análise estão apresentados nas seções seguintes do presente artigo.

Alguns casos particulares também foram estudados e estão apresentados nesse artigo. Foram formuladas simulações de submodelos em regiões específicas do poço do gerador, aumentando-se o grau de detalhamento do modelo. A avaliação dessas regiões específicas e sob condições mais detalhadas foi motivada por análises da quantidade e disposição das armaduras do poço do gerador.

A avaliação do detalhamento das armaduras da parede do poço do gerador foi conduzida, inicialmente, com base em [5], por meio da verificação da armadura mínima de tração para controle da fissuração. Para isso, adotou-se a expressão da Equação 1, em que A_s é a área mínima de armadura, k é o coeficiente associado ao mecanismo de geração das tensões de tração, k_c é o coeficiente que representa a distribuição de tensões na seção, $f_{ct,ef}$ é a resistência média à tração efetiva do concreto, A_{ct} é a área de concreto da zona tracionada e σ_s é a tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a fissuração:

$$A_s = k \cdot k_c \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}/\sigma_s \quad (1)$$

A partir dessa relação, pode-se determinar a espessura efetivamente tracionada abrangida pela armadura existente, e_{esp}, conforme a Equação 2.

$$e_{esp} = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{k \cdot k_c \cdot f_{ct,ef} \cdot (1000\,mm)} \quad (2)$$

A armadura mínima A_s, na Equação 2, é dada por metro de parede.

Para o arranjo avaliado no poço, correspondente às unidades com barras de ϕ25 mm espaçadas a cada 20 cm, adotaram-se $k = 0{,}8$, para o caso geral de deformação intrínseca; $k_c = 1{,}0$, para tração pura; $f_{ct,ef} = 3\,MPa$; e $\sigma_s = 200\,MPa$. Com isso, a armadura existente de 2454 mm²/m em uma camada resulta em $e_{esp} = 205\,mm$, enquanto a armadura de 4909 mm²/m em duas camadas resulta em $e_{esp} = 409\,mm$. Esses resultados indicam que, em paredes mais delgadas, a adoção de duas camadas permite que praticamente toda a espessura esteja abrangida pela armadura mínima, proporcionando controle mais uniforme da fissuração. Em paredes mais espessas, por outro lado, onde foi adotada apenas uma camada, a espessura efetivamente tracionada abrangida pela armadura não alcança toda a espessura do elemento.

Complementarmente, a avaliação da fissuração superficial foi interpretada à luz de [6], que recomenda armadura de superfície constituída por barras ou malhas de pequeno diâmetro e, para cobrimentos superiores a 70 mm, recomenda armadura superficial adicional em cada direção para limitar a fissuração e o lascamento do concreto tracionado. No poço do gerador, como a armadura horizontal encontra-se mais interna, com cobrimento da ordem de 75 mm nas unidades analisadas, e não foi identificado

detalhamento específico de armadura de pele, conclui-se que, embora a armadura mínima global esteja atendida, a superfície permanece mais suscetível à formação e abertura de fissuras, especialmente sob ações térmicas.

Além disso, nas regiões de quinas de aberturas, esse efeito tende a ser agravado pela geometria das dobras das armaduras. Como o raio mínimo de dobra exigido para barras de maior diâmetro afasta a armadura das arestas, forma-se uma região adjacente à quina com menor influência direta das barras no controle da fissuração. Assim, essas zonas reúnem simultaneamente dois fatores desfavoráveis, sendo a concentração de tensões e menor efetividade local da armadura, o que reforça a hipótese de maior suscetibilidade à iniciação e à abertura de fissuras nas quinas.

Com base nesses aspectos, formulam-se as seguintes perguntas a serem avaliadas por meio de simulações numéricas: (i) a fissuração é predominantemente governada pela interação entre gradientes térmicos e restrições estruturais, sendo mais intensa em regiões de concentração de tensões? (ii) o padrão de fissuração é influenciado pelo detalhamento das armaduras, em especial pelo cobrimento e pela orientação das barras? (iii) a propagação das fissuras tende a ocorrer em direção às zonas armadas, em função da redistribuição de tensões após a abertura? e (iv) embora a fissuração do concreto de cobrimento possa ocorrer sob ações térmicas, as armaduras tendem a permanecer em regime elástico, atuando principalmente no controle da abertura das fissuras? Essas perguntas constituem a base conceitual para as análises numéricas desenvolvidas neste trabalho, permitindo investigar os mecanismos envolvidos na iniciação e propagação das fissuras.

3. MODELAGEM NUMÉRICA

A seguir, apresentam-se os procedimentos para o desenvolvimento dos três cenários analisados no presente trabalho, visando elucidar as perguntas levantadas. As simulações foram conduzidas utilizando o software Ansys.

O primeiro cenário diz respeito à simulação dos efeitos do carregamento térmico proveniente da variação entre verão e inverno associado ao resfriamento devido à parada de máquinas. Avalia-se a possibilidade do gradiente entre verão e inverno provocar tensões de tração superiores à resistência do concreto do poço.

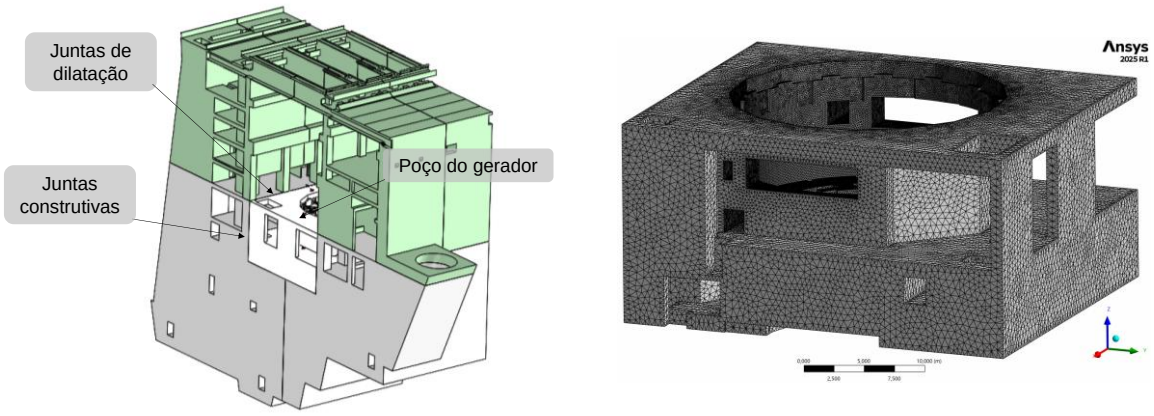
O segundo cenário diz respeito ao desenvolvimento de um caso particular do modelo do poço, com maior nível de detalhamento, representativo de uma região central da parede do poço do gerador, que se designou Submodelo A. Com essa simulação, pretende-se verificar se existe maior tendência de abertura das fissuras verticais em detrimento das fissuras horizontais, visto que a configuração das armaduras no poço poderia favorecer essa condição. Avalia-se também neste cenário como ocorre o efeito da propagação das fissuras pré-existentes sob novo ciclo de resfriamento, além da resposta da armadura existente.

O terceiro cenário, chamado de Submodelo B, representa as zonas de concentração de tensões, propõe elucidar o comportamento de fissuras existentes em quinas específicas do modelo. Semelhante ao Submodelo A, avalia-se os mecanismos de propagação e a resposta da armadura quando solicitada.

3.1 Modelo do poço do gerador

3.1.1 Geometria e malha

Na Figura 1 apresenta-se a geometria e a malha de elementos finitos utilizadas na simulação. A geometria representa integralmente o poço do gerador, delimitado lateralmente pelas juntas construtivas existentes.



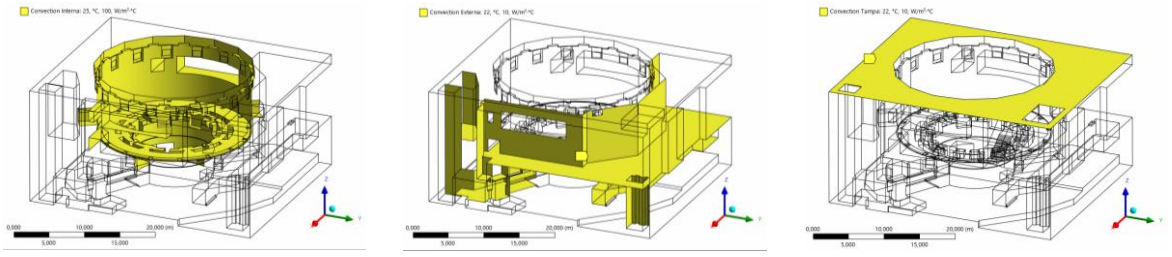
a) b)

Figura 1 – Poço gerador: a) Geometria; b) Malha utilizada na simulação

3.1.2 Condições de contorno

a) Condições de contorno térmicas

Para as condições de contorno térmicas, foram aplicadas superfícies de convecção nas faces interna e externa da parede do poço, bem como na região da tampa metálica, conforme ilustrado na Figura 2. Na superfície interna, foi adotado um coeficiente de convecção de 100 W/m²°C, representando a ventilação forçada promovida pela rotação da turbina durante a operação. Já nas faces externas, foi aplicado um coeficiente de convecção de 10 W/m²°C, valor compatível com a troca térmica por convecção natural entre o concreto e o ar ambiente. Essas condições visam representar de forma realista os mecanismos de dissipação de calor presentes na estrutura ao longo do tempo.

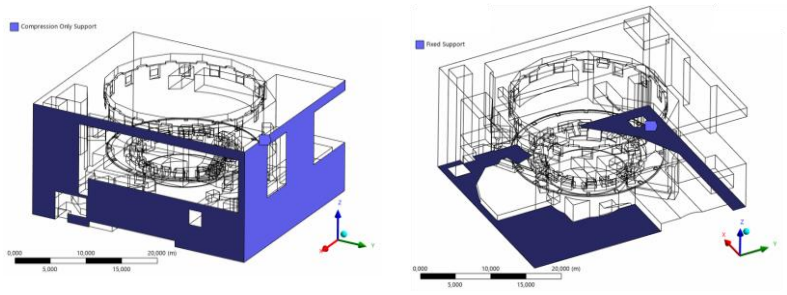


a) b) c)

Figura 2 – Convecção aplicados na simulação: a) região interna do poço; b) região externa do poço; c) região da tampa superior.

b) Condições de contorno estruturais

Para as condições de contorno mecânicas (Figura 3), foi adotado o contato do tipo *Only Compression* nas faces correspondentes às juntas de concretagem. Nesse tipo de condição, a face é restringida apenas quando há deslocamento no sentido da compressão, enquanto o deslocamento é liberado em caso de tração, simulando o comportamento real das juntas construtivas, que não transmitem esforços de tração entre blocos. Já na face inferior do poço do gerador, foi imposta a restrição total dos três graus de liberdade de translação, representando o engastamento da estrutura na fundação.



a) b)

Figura 3 – Condições de contorno estruturais: a) *Only Compression* nas superfícies laterais; b) *Fixed* na superfície inferior.

3.1.3 Propriedades dos materiais

Na Tabela 1 estão apresentadas as propriedades térmicas e mecânicas utilizadas na simulação.

Tabela 1 – Propriedades dos materiais utilizadas nas simulações.

	Propriedade	**Valor**
Térmicas	Coeficiente de dilatação térmica (10^{-6} ºC^{-1})	8.40
	Condutividade térmica (W/m.ºC)	1.84
	Calor específico (J/kg.ºC)	975.00
Mecânicas	Densidade (kg/m³)	2550.00
	Resistência uniaxial à compressão média (MPa)	34.10
	Módulo de elasticidade inicial (MPa)	39262.00
	Resistência uniaxial à tração média (MPa)	3.20
	Resistência uniaxial à tração inferior (MPa)	2.20

3.1.4 Configuração da simulação

Para representar a sazonalidade atuante na estrutura, foi adotado o histórico de temperatura ilustrado na Figura 4. A análise foi realizada com duração de 1080 dias, correspondente a aproximadamente 3 anos. A temperatura interna do poço do gerador (linha marrom) foi assumida como 40 ºC no verão e 25 ºC no inverno, similar aos valores médios registrados durante o ano de 2024 em uma das unidades geradoras de Itaipu. A temperatura na face externa da parede do poço (linha verde) foi configurada com valores de 37 ºC no verão e 22 ºC no inverno, com base em leituras obtidas por meio de câmara termográfica durante campanhas de inspeção térmica. Por fim, a temperatura na região superior ao poço do gerador, na tampa metálica localizada na cota 108,0 m (linha azul), foi aproximada da temperatura ambiente externa (linha azul tracejada), conforme medições obtidas por termômetros instalados na área externa da barragem. Além disso, foi incorporado ao histórico o evento de resfriamento abrupto registrado no verão do último ano, conforme detalhado na Figura 5, com o objetivo de permitir a comparação direta com as simulações anteriores.

Para simular os efeitos de fluência do concreto ao longo do tempo, foi adotado o modelo proposto por [7], correspondente a um concreto de classe C35/C45. Esse modelo, baseado nas formulações de [6], representa uma referência amplamente utilizada na literatura e foi incorporado aos parâmetros do material para avaliar a influência dos efeitos viscoelásticos na resposta estrutural.

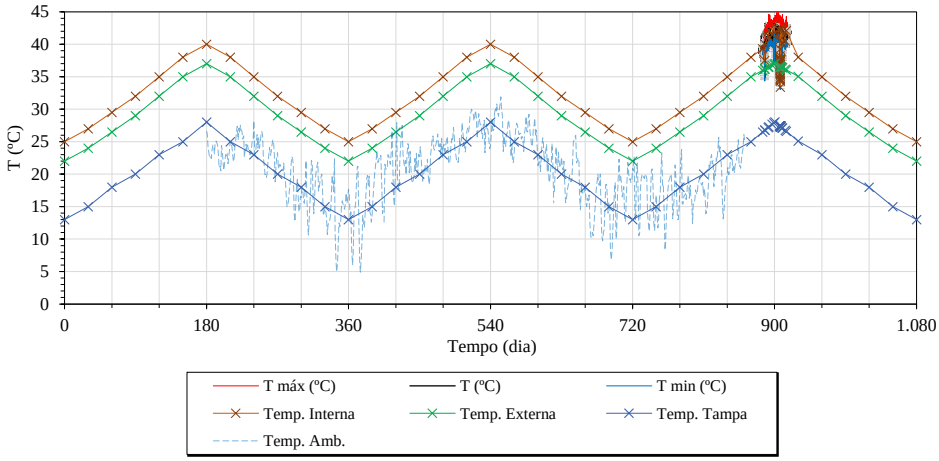


Figura 4 – Histórico de temperatura aplicado na simulação.

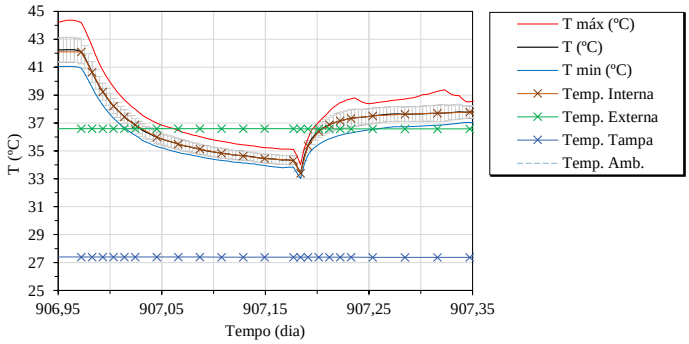


Figura 5 – Pormenor do resfriamento devido a parada de máquina no histórico aplicado na simulação.

3.2 Submodelo A

Este submodelo buscou representar o comportamento da região central da parede, para avaliar a abertura inicial de fissuras e sua posterior propagação sob a ação de gradiente térmico compatível com o comportamento real da estrutura. O submodelo foi desenvolvido com maior grau de detalhamento, incluindo a presença de armaduras e planos potenciais de fissuração.

3.2.1 Geometria Local

A Figura 6-a ilustra a localização do Submodelo A no poço gerador, e a Figura 6-b apresenta o modelo da região central com a correspondente malha de armaduras, reproduzindo o detalhamento típico das unidades geradoras U-1 a U-15, com duas camadas de barras de diâmetro 25 mm espaçadas a cada 20 cm em cada direção. As armaduras foram representadas por sólidos tridimensionais cujos nós são compartilhados com o volume de concreto, o que equivale à hipótese de aderência perfeita entre aço e concreto, sem escorregamento relativo.

Para representar os planos potenciais de fissuração, a geometria foi particionada em quatro planos potenciais, dois verticais e dois horizontais, imediatamente a frente das armaduras e entre o espaçamento das armaduras. Os planos estão ilustrados na Figura 7.

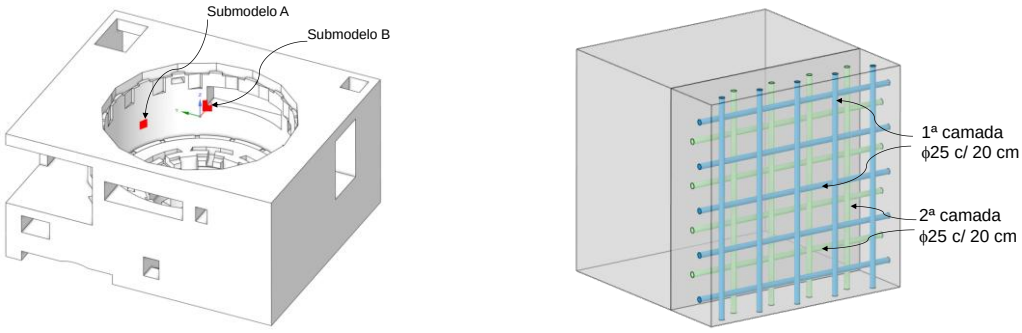


Figura 6 - a) Localização dos submodelos A e B no poço do gerador; b) Geometria da região central com as armaduras em duas camadas.

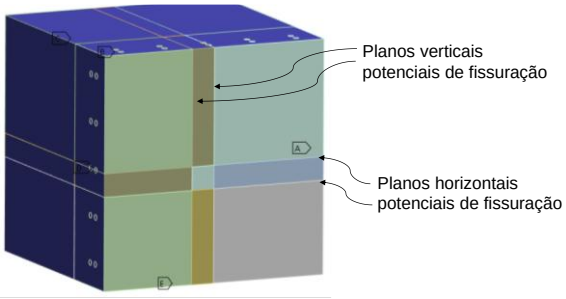


Figura 7 – Representação dos planos potenciais de fissuração no Submodelo A.

3.2.2 Condições de contorno

a) Condições de contorno térmicas

Para representar a troca de calor com o ambiente, foi aplicada na face frontal do submodelo uma condição de convecção, com coeficiente de transmissão superficial (h) de 100 W/m²°C.

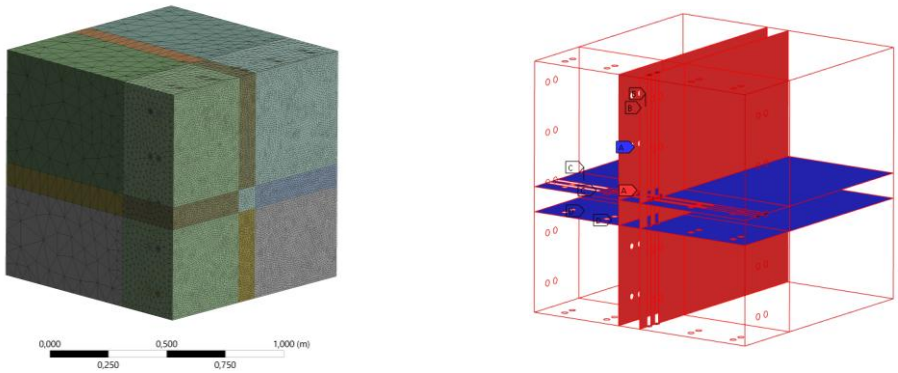
b) Condições de contorno mecânicas

Nas condições de contorno mecânicas, as faces laterais e a face de fundo do Submodelo A foram modeladas com restrição de deslocamentos normais (apoios do tipo *frictionless support*), permitindo o deslizamento tangencial, mas impedindo o afastamento ou penetração dessas faces. Essa configuração busca representar o confinamento fornecido pela restante estrutura do poço.

3.2.3 Malha

Na Figura 8-a está apresentada a malha de elementos finitos utilizada, composta por elementos sólidos tetraédricos do tipo SOLID187, com aproximação quadrática dos deslocamentos. Foi adotada uma malha refinada nas regiões de maior interesse (superfície interna e vizinhança das armaduras) enquanto a região mais interna do bloco recebeu uma malha mais larga, buscando equilíbrio entre precisão local e custo computacional. Os planos potenciais de fissuração foram modelados com elementos de contato, do tipo CONTA174 (contato superficial 3D) e TARGE170 (superfície-alvo 3D) (Figura 8-b). O elemento CONTA174 é sobreposto à superfície deformável e realiza a detecção/evolução do contato, enquanto o TARGE170 define a superfície-alvo correspondente. Esse par de elementos permite representar a abertura progressiva da fissura, com transmissão não linear de tensões normais e degradação de rigidez após o início da fissuração. Por se tratarem de elementos de interface

sobrepostos às faces dos elementos sólidos, sua discretização segue a geometria e a interpolação dos elementos da malha adjacente.



a) b)

Figura 8 – Submodelo A: a) Malha de elementos finitos; b) Superfícies de contatos não-lineares

3.2.4 Configuração da simulação

A variação temporal da temperatura na superfície do submodelo exposta foi reproduzida por meio da Lei de Resfriamento de Newton, adotando-se a expressão:

$$T(t) = T_{amb} + (T(0) - T_{amb})e^{-k.t} \quad (3)$$

Foi adotada a temperatura ambiente (T_{amb}) de 34,2 °C e a temperatura inicial ($T(0)$) igual a 42,11 °C, com base nos dados de instrumentação. O coeficiente global de transferência de calor (k) foi ajustado para k = 0,000233 s⁻¹, de modo a reproduzir satisfatoriamente o histórico térmico observado, resultando em uma redução de aproximadamente 7,8 °C em 5 horas (Figura 9).

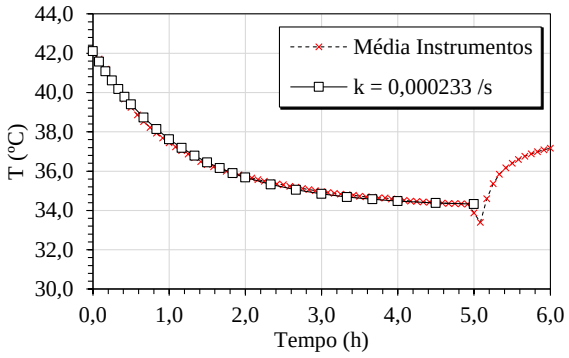


Figura 9 - Histórico de temperatura medido nos termômetros e o histórico aplicado na simulação com base na lei de resfriamento de Newton

Em relação aos planos potenciais de fissuração, foi considerado o comportamento não linear em modo de abertura. Nessa formulação, a interface permanece íntegra enquanto a tensão normal de tração é inferior à resistência à tração do concreto, adotada como 2,2 MPa (ver Tabela 1); ao atingir esse valor, inicia-se a abertura da fissura, com degradação progressiva da rigidez normal da interface. A relação entre tensão normal e abertura é definida de forma a reproduzir a energia de fratura G_F, calculada segundo [8] pela expressão:

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (4)$$

em que f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto.

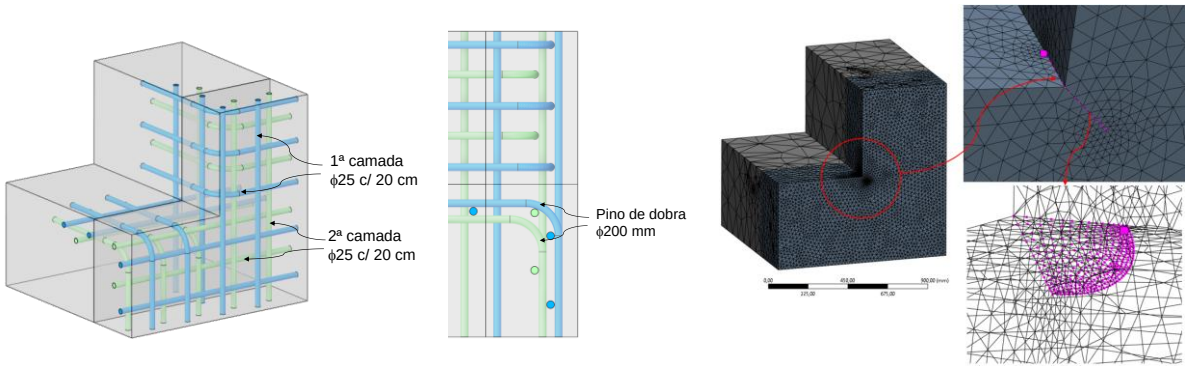
Para avaliar o potencial de fissuração, aplicou-se inicialmente o histórico de resfriamento ao modelo. Já para avaliar o potencial de propagação e a redistribuição de tensões, considerou-se em uma nova simulação uma fissura hipotética já formada, com 20 mm de profundidade, aplicando-se ao modelo um novo ciclo térmico. A fissura hipotética foi modelada por meio da desativação dos elementos de contato na região correspondente.

3.3 Submodelo B

Este submodelo buscou representar o comportamento de uma região de quina da parede, visando avaliar a tendência de propagação da fissura sob a ação de gradiente térmico, com base na mecânica da fratura.

3.3.1 Geometria local

A Figura 6-a ilustra a localização do Submodelo B no poço gerador, e a Figura 10-a apresenta o modelo da região de quina com a correspondente malha de armaduras, reproduzindo o detalhamento típico das unidades geradoras U-1 a U-15. A modelagem também inclui a dobra das barras de ϕ25 mm (Figura 10-b), cujo raio é compatível com o pino de dobra normativo. As armaduras foram representadas por sólidos tridimensionais cujos nós são compartilhados com o volume de concreto, equivalente à hipótese de aderência perfeita entre aço e concreto, sem escorregamento relativo.



a) b) c)

Figura 10 – Submodelo B: a) Geometria da região de quina das aberturas com as armaduras em duas camadas; b) Detalhe para a dobra das armaduras; c) Discretização da geometria em elementos tetraédricos de 2º grau e detalhe da fissura inserida no modelo.

Para representar uma fissura pré-existente, a geometria foi particionada na quina com inclinação de 45º em relação às faces, compatível com o estado de tensões do local. A geometria da fissura foi modelada como um quarto de circunferência, requisito necessário para utilização do modelo de comportamento implementado.

3.3.2 Condições de contorno

a) Condições de contorno térmicas

Para representar a troca de calor com o ambiente, foi aplicado nas superfícies internas diretamente expostas ao fluxo de ar o coeficiente de convecção de 100 W/m²·°C, reduzindo-se progressivamente para 75 e 50 W/m²·°C à medida que se avança para o interior da abertura. Essa gradação de h procurou representar a diminuição do efeito da ventilação forçada em zonas menos expostas, garantindo uma descrição mais realista do gradiente térmico entre a superfície livre e o interior da parede.

a) Condições de contorno mecânicas

Semelhante ao Submodelo A, no Submodelo B considerou-se como condições de contorno mecânicas as faces laterais e a face de fundo com restrição de deslocamentos normais (apoios do tipo *frictionless support*), permitindo o deslizamento tangencial, mas impedindo o afastamento ou penetração dessas faces. Essa configuração também buscou representar o confinamento fornecido pela restante estrutura do poço.

3.3.3 Malha

A Figura 10-c apresenta a discretização da geometria com a fissura em elementos finitos sólidos tetraédricos, do tipo SOLID187, com aproximação quadrática para os deslocamentos. Foi empregada malha mais refinada na vizinhança da quina da abertura, a fim de representar adequadamente o campo de tensões e deformações na ponta da fissura.

3.3.4 Configuração da simulação

O procedimento de simulação consistiu na aplicação inicial do histórico de resfriamento ao modelo, semelhante ao Submodelo A, com o objetivo de avaliar o potencial de propagação. Porém, utilizou-se a ferramenta SMART *Crack Growth*, da Ansys, para representar o comportamento da fissura. Foi considerada uma fissura inicial com 40 mm de profundidade na quina.

O recurso SMART *Crack Growth* (*Separating, Morphing, Adaptive, Remeshing Technology*) do ANSYS consiste em uma técnica de crescimento automático de fissuras em análises estruturais tridimensionais, baseada nos princípios da mecânica da fratura. O método utiliza o campo de tensões e deslocamentos na vizinhança da ponta da fissura para calcular, a cada incremento de carga, parâmetros como os fatores de intensidade de tensões (K_I, K_{II}, K_{III}) ou integrais de energia (J-integral), que governam a propagação da trinca. A partir desses critérios, o algoritmo promove a evolução da fissura de forma adaptativa, com atualização da malha por meio de técnicas de separação, deformação e remalhamento local [9].

No âmbito da mecânica da fratura, distinguem-se três modos básicos de fratura: Modo I (abertura, K_I), Modo II (cisalhamento no plano, K_{II}) e Modo III (cisalhamento fora do plano, K_{III}). Neste estudo, o Modo I apresenta-se como o mais relevante.

Para cada material, existe um valor crítico K_{Ic}, associado à tenacidade à fratura, a partir do qual a fissura tende a se propagar. Para o concreto, valores típicos de K_{Ic} situam-se entre 0,2 e 1,4 MPa$\sqrt{m}$, dependendo das propriedades do material [10]. Nas simulações numéricas, a comparação entre o K_I obtido e esse intervalo permite avaliar a condição de propagação. Neste trabalho, adotou-se $K_{Ic} = 0{,}5\ MPa\sqrt{m}$, valor intermediário representativo de concretos estruturais, adequado para análise da estabilidade da fissura na região de quina.

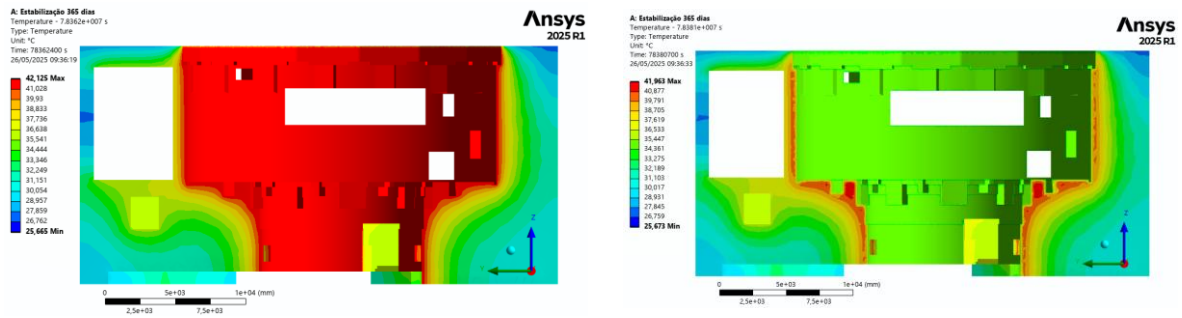
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Modelo do poço do gerador

4.1.1 Simulações Térmicas

As Figura 11-a e Figura 11-b apresentam a distribuição de temperatura na estrutura em dois instantes distintos: condição de verão estabilizada e após a parada de máquina. Na Figura 11-a (dia 907), observa-se o regime térmico antes da parada, com temperaturas internas próximas de 42,1 ºC e gradientes relativamente suaves ao longo da espessura da parede, evidenciando que o calor teve tempo suficiente para se redistribuir internamente. Apesar do elevado ΔT entre o interior e o exterior, essa redistribuição resulta em uma condição de menor concentração de tensões térmicas, associada ao baixo grau de restrição interna.

Em contraste, a Figura 11-b (dia 907,19) evidencia um resfriamento abrupto da superfície do concreto, com temperaturas reduzidas para cerca de 33 ºC, enquanto o interior da estrutura permanece acima de 41 ºC. Esse comportamento gera um gradiente térmico acentuado entre a superfície e o núcleo da parede, característico de convecção forçada, implicando em maior restrição térmica nas regiões superficiais. Como consequência, há potencial para desenvolvimento de tensões de tração elevadas e, portanto, maior suscetibilidade à fissuração. De forma geral, os resultados indicam que, embora o regime sazonal apresente variações térmicas significativas, o resfriamento abrupto associado à parada de máquina configura o cenário mais crítico do ponto de vista da geração de tensões térmicas.



a) b)

Figura 11 – Simulação do poço gerador: a) Distribuição de temperatura durante o verão no dia 907 b) Distribuição da temperatura após a parada de máquina, no dia 907,19.

4.1.2 Simulações Termomecânicas

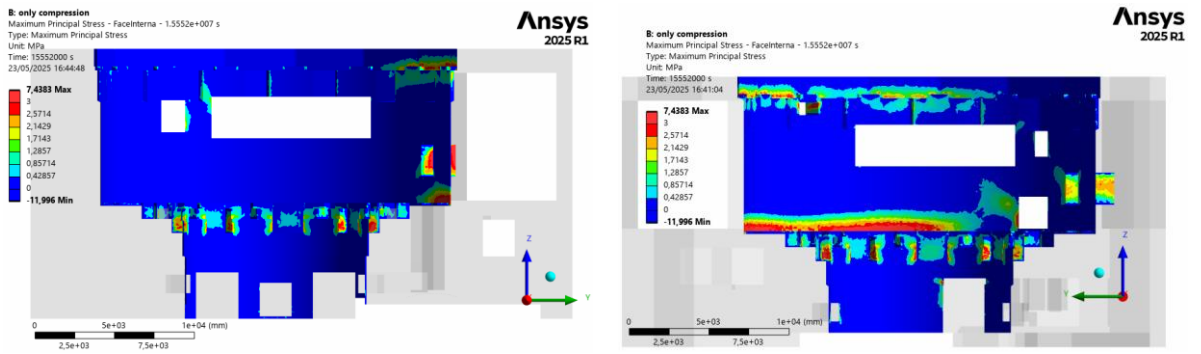
A resposta mecânica da estrutura foi obtida a partir do histórico de temperaturas nodais, convertidas em deformações e tensões térmicas com base no coeficiente de dilatação térmica e nas propriedades dos materiais. Salienta-se que se considerou com potencial de fissuração as regiões que apresentaram tensão de tração solicitante superior a resistência uniaxial à tração inferior (2,2 MPa). O estado de tensão inicial estimado, proveniente dos carregamentos mecânicos, originou tensões máximas e mínimas principais, abaixo das aberturas, próximas a 0. Para regiões entre os braços da cruzeta, as tensões máximas principais foram da ordem de 0,5 MPa, enquanto que as tensões mínimas principais foram da ordem de 0,2 MPa. Portanto as tensões inicias estimadas não afetam de maneira significativa a avaliação do potencial de fissuração a partir de carregamentos térmicos.

A análise das tensões principais máximas foi conduzida para três condições distintas: verão, inverno e resfriamento abrupto. Para a condição de verão, as Figura 12-a e Figura

12-b evidenciam a ocorrência de tensões de tração em regiões localizadas, como quinas de aberturas e bordas inferiores da parede, tanto nas faces de jusante quanto de montante. Destaca-se, em particular, o comportamento da porção inferior da parede, caracterizada por menor espessura, onde se observa um padrão compatível com flexão, induzindo tensões de tração nessa região. Apesar dessa tendência, as tensões máximas de tração atingem valores da ordem de 7,4 MPa, sendo que as zonas com tensões superiores a 2,2 MPa permanecem pontuais e restritas. De modo geral, os resultados indicam que, embora existam concentrações localizadas associadas à geometria e à resposta flexional da parede inferior, a maior parte da estrutura permanece submetida a níveis de tensão inferiores à resistência à tração do concreto (adotada como 2,2 MPa), sugerindo baixa probabilidade de fissuração relevante exclusivamente em função das variações térmicas sazonais.

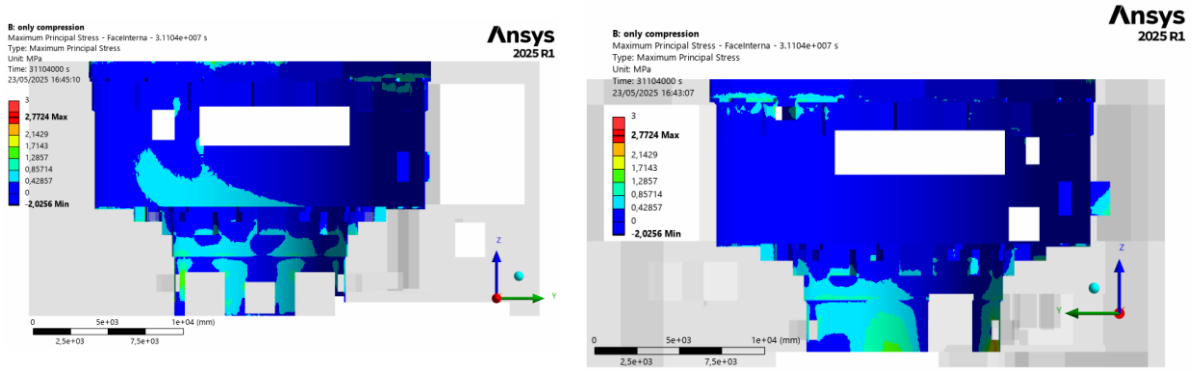
As tensões máximas principais observadas durante o inverno são ainda mais reduzidas em comparação ao verão. A Figura 13-a (face de montante) e a Figura 13-b (face de jusante) indicam tensões máximas próximas a 2,7 MPa, com extensas regiões da parede apresentando valores abaixo de 1,5 MPa.

Esse comportamento pode ser atribuído à maior homogeneidade térmica da estrutura ao longo do tempo frio, que favorece gradientes térmicos menores e, consequentemente, menores restrições internas. O resultado é uma distribuição de tensões mais branda e uniforme, com reduzido risco de indução de fissuras.



a) b)

Figura 12 - Tensões máximas principais típicas durante o verão na parede interior do poço: a) Face de montante; b) Face de jusante.



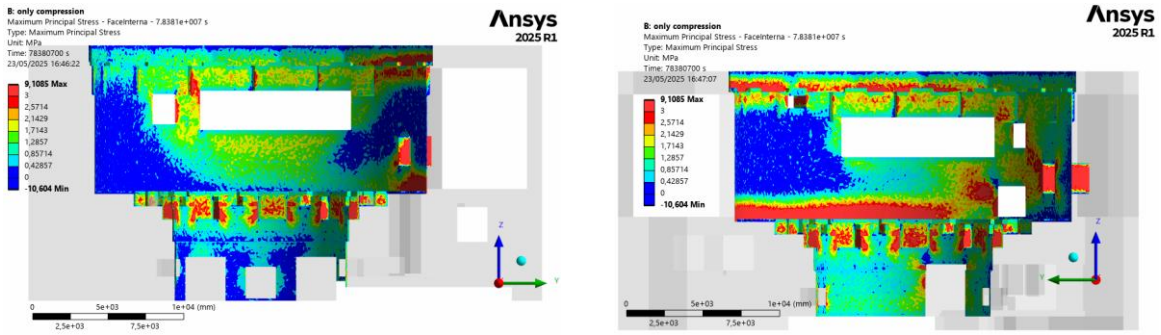
a) b)

Figura 13 - Tensões máximas principais típicas durante o inverno na parede interior do poço: a) Face de montante; b) Face de jusante.

Já durante a parada da máquina, ocorrida no verão (instante 907,19), ocorre um resfriamento forçado abrupto. A Figura 14-a (montante) e a Figura 14-b (jusante) evidenciam tensões principais máximas significativamente mais elevadas, com

valores superiores a 9 MPa. Esse comportamento está associado à rápida redução de temperatura na superfície interna, não acompanhada pelo núcleo da estrutura, o que resulta em um gradiente térmico acentuado ao longo da espessura da parede.

Esse descompasso térmico implica em elevado grau de restrição à deformação livre, promovendo a concentração de tensões de tração em regiões críticas, como extremidades inferiores, cantos de aberturas e transições de espessura. Como consequência, esse cenário apresenta o maior potencial de fissuração térmica entre os analisados, com níveis de tensão que superam significativamente a resistência à tração do concreto, indicando a necessidade de atenção especial às paradas de máquina e seus efeitos sobre a integridade estrutural do poço do gerador.



a) b)

Figura 14 - Tensões máximas principais típicas durante o resfriamento na parede interior do poço: a) Face de montante; b) Face de jusante.

Em relação à fluência, os resultados indicam que sua consideração promove apenas uma leve redistribuição das tensões principais máximas, com pequena redução nas regiões mais críticas, especialmente próximas às quinas e aberturas da parede do poço. Ainda assim, observa-se a manutenção de um padrão semelhante de concentração de tração, com valores máximos próximos a 8 MPa. Esses resultados sugerem que, para o intervalo de tempo considerado e sob o carregamento térmico imposto, os efeitos viscoelásticos não são suficientes para alterar de forma relevante o comportamento estrutural da parede, indicando que a fluência do concreto exerce influência limitada na resposta térmica de curto prazo durante eventos de resfriamento abrupto do poço.

4.2 Sub-modelo A

4.2.1 Simulação de abertura de fissura

A Figura 15-a apresenta o campo de tensões após 5 h, evidenciando regiões com tensões próximas de 2,8 MPa afastadas dos planos de fissura, enquanto nas proximidades das fissuras ocorre alívio de tensões devido à abertura dos contatos. Na região central, as tensões atingem cerca de 2,3 MPa, valor ligeiramente superior à resistência à tração adotada (2,2 MPa), compatível com o início da fissuração.

A abertura das fissuras (Figura 15-b e c) indica maior desenvolvimento da fissura vertical em relação à horizontal, em concordância com a disposição das armaduras. A fissura vertical à direita não apresenta abertura significativa, devido à restrição imposta pela aderência perfeita entre concreto e aço. As aberturas máximas são da ordem de 0,002 mm, caracterizando microfissuração superficial.

As tensões nas armaduras (Figura 15-d) concentram-se nas barras mais externas, com valores próximos de 14 MPa, correspondentes a cerca de 3% da tensão de escoamento do aço CA-50. Esse resultado indica que, embora ocorra fissuração do

concreto de cobrimento, o aço permanece em regime elástico, caracterizando um estado de serviço.

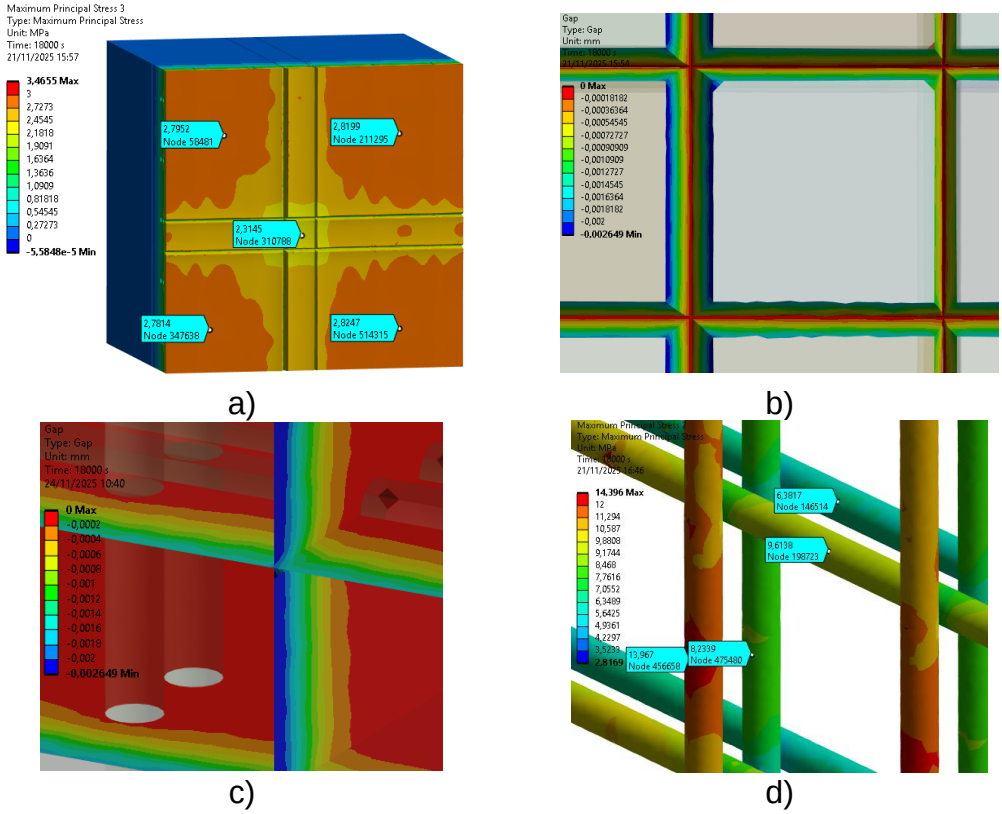


Figura 15 – Submodelo A, simulação da abertura: a) Tensões máximas principais (tração) na superfície após 5 horas de resfriamento; b) Vista frontal da abertura dos contatos; c) Vista em perspectiva da abertura ao longo da espessura; d) Tensões máximas principais (tração) nas armaduras.

4.2.2 Simulação de propagação

A Figura 16 apresenta os resultados do novo ciclo térmico considerando a presença de uma fissura prévia com profundidade de 20 mm. O campo de tensões após 5 h (Figura 16-a) mostra redução significativa das tensões na região central, com valores da ordem de 0,16 MPa, enquanto regiões afastadas das fissuras atingem cerca de 2,7 MPa. Esse comportamento indica que a presença e propagação da fissura reduzem a restrição à deformação térmica, aliviando as tensões no concreto superficial entre fissuras.

A abertura das fissuras (Figura 16-b e c) é significativamente maior que na simulação anterior, com valores aproximadamente 3 a 4 vezes superiores e maior profundidade de propagação. Observa-se avanço da frente de fissura em direção à primeira camada de armaduras horizontais, evidenciando tendência de crescimento em ciclos sucessivos, compatível com um mecanismo de fadiga térmica.

As tensões nas armaduras (Figura 16-d) mantêm padrão semelhante à simulação anterior, com maiores valores nas barras mais externas, atingindo cerca de 20 MPa (≈4% da tensão de escoamento do aço CA-50). Apesar do aumento em relação ao ciclo inicial, os níveis permanecem baixos, indicando predominância da fissuração do concreto de cobrimento, com limitada mobilização da armadura.

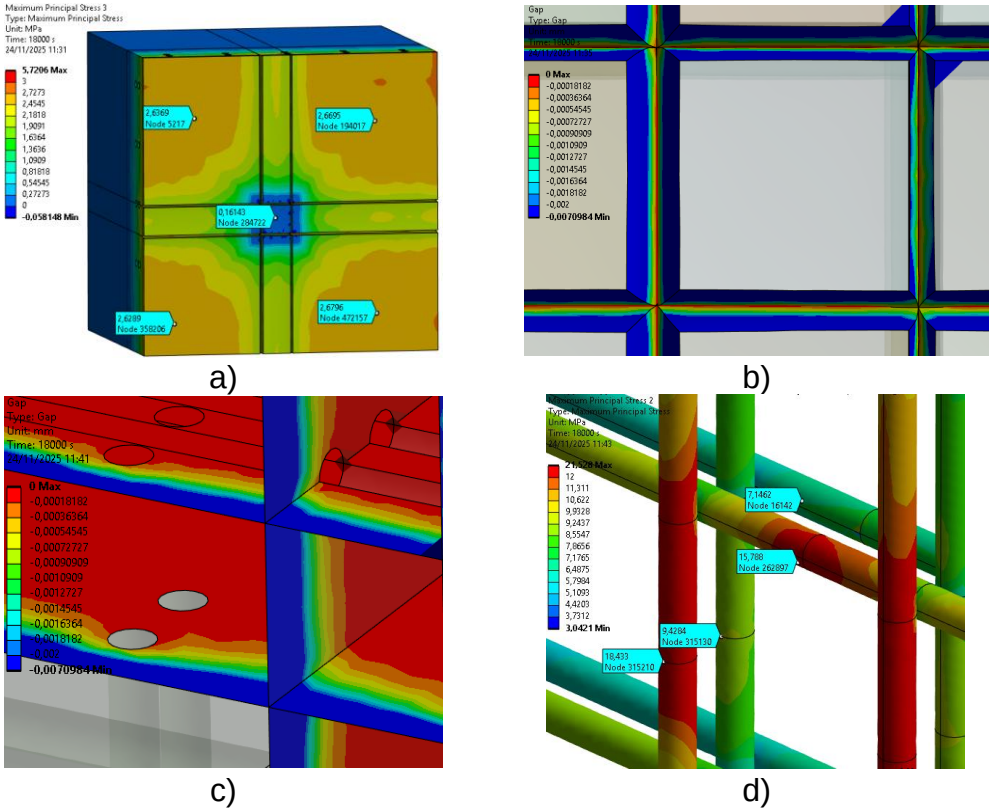


Figura 16 - Submodelo A, simulação da propagação: a) Tensões máximas principais (tração) na superfície após 5 horas de resfriamento; b) Vista frontal da abertura dos contatos; c) Vista em perspectiva da abertura ao longo da espessura; d) Tensões máximas principais (tração) nas armaduras.

4.3 Sub-modelo B

A Figura 17 apresenta a evolução do campo de tensões na vizinhança da quina, evidenciando, entre 0,66 h e 5 h, a intensificação das tensões na ponta da fissura e a correspondente redistribuição na sua vizinhança. Observa-se a propagação da trinca acompanhada por remalhamento automático, seguindo trajetória próxima de 45° em relação às faces, em concordância com os padrões previstos pela mecânica da fratura para o estado de tensões obtido.

A análise do fator de intensidade de tensões em modo I (K_I) indica tendência de propagação preferencial ao longo da superfície, com maior avanço superficial e menor extensão em profundidade. Esse comportamento é coerente com a maior exposição da superfície aos gradientes térmicos e menor confinamento pela armadura.

As tensões principais máximas de tração nas armaduras (Figura 17-c e d) aumentam de aproximadamente 13 MPa para 30 MPa ao longo do ciclo, correspondendo a cerca de 6% da tensão de escoamento do aço CA-50. Apesar do aumento, os níveis permanecem no regime elástico, indicando que o fenômeno crítico está associado à fissuração do concreto na região de quina, sem mobilização significativa da capacidade resistente da armadura.

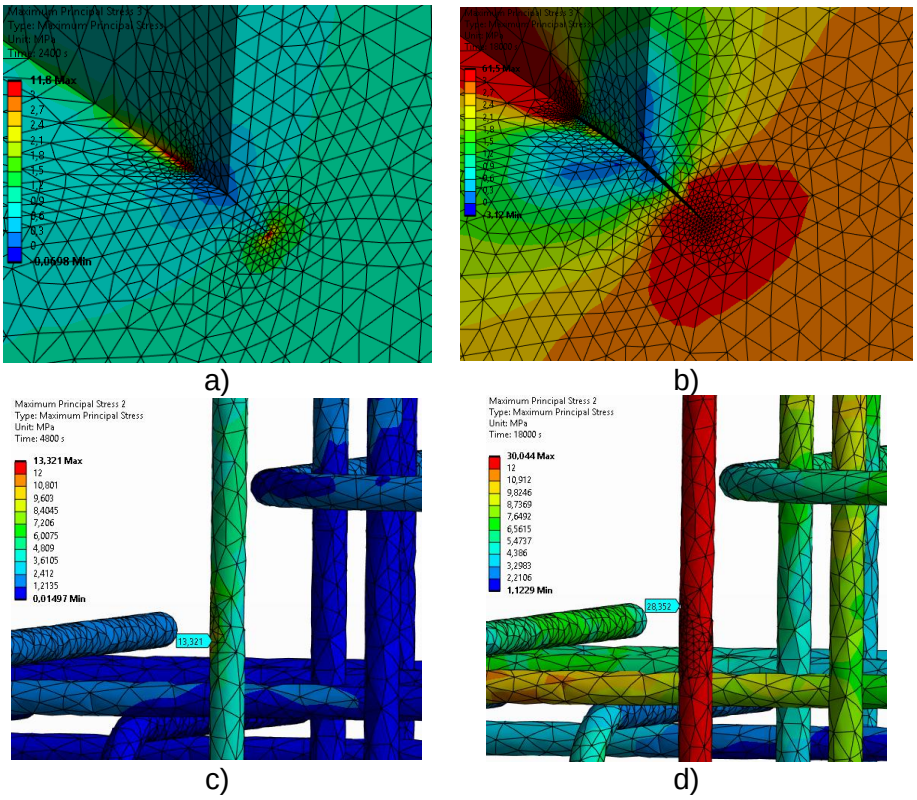


Figura 17 – Submodelo B, simulação com fissura inicial de 40 mm: a) Tensões máximas principais (tração) no tempo 0,66 horas; b) Tensões Máximas principais (tração) no tempo 5 horas; c) Tensões máximas principais (tração) nas armaduras no tempo 1,33 horas; d) Tensões Máximas principais (tração) nas armaduras no tempo 5 horas

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve por objetivo analisar o comportamento termomecânico da parede do poço do gerador de Itaipu, com ênfase na comparação entre os efeitos das variações sazonais de temperatura e dos resfriamentos abruptos associados às paradas de máquina, bem como na avaliação da iniciação e evolução da fissuração em regiões representativas da estrutura, considerando o papel das armaduras e a aplicação de modelos numéricos baseados na mecânica da fratura.

Os resultados mostraram que as variações sazonais, embora associadas a diferenciais térmicos expressivos ao longo do ano, produzem gradientes internos relativamente suaves, em razão da lenta propagação do calor no concreto. Nessas condições, as tensões de tração permanecem, em grande parte, restritas a regiões localizadas e com baixa capacidade de induzir fissuração relevante. Em contraste, os eventos de parada de máquina geram resfriamento rápido da superfície interna da parede, produzindo gradientes térmicos acentuados em curtos intervalos de tempo e elevando significativamente os níveis de tração, sobretudo em regiões de descontinuidade geométrica, como bordas inferiores, transições de espessura e quinas de aberturas.

As análises dos submodelos permitiram aprofundar a interpretação do papel das armaduras e da geometria local na fissuração. Na região central da parede, a simulação com contatos não lineares indicou que a fissuração tende a se concentrar no cobrimento, com aberturas muito reduzidas e tensões no aço bastante inferiores ao escoamento, caracterizando um estado de serviço dominado pela microfissuração do concreto. Além disso, a maior abertura das fissuras verticais, em comparação com as horizontais,

mostrou-se coerente com o posicionamento mais interno das armaduras horizontais. Quando considerada a presença de fissura pré-existente (representando o efeito de uma parada anterior em que houve fissuração do concreto), observou-se redução das tensões na faixa de concreto entre fissuras, aumento moderado da abertura e tendência de propagação em direção à primeira camada de armaduras, sem, entretanto, indicar mobilização significativa da capacidade resistente do aço.

Na região das quinas de aberturas, as simulações baseadas em mecânica da fratura mostraram que essas zonas são particularmente sensíveis, em razão da combinação entre gradientes térmicos mais intensos, concentração de tensões e menor efetividade local das armaduras junto às arestas. Para a fissura inicial de 40 mm, a propagação ocorreu preferencialmente ao longo da superfície, com trajetória compatível com o estado de tensões obtido e sem evidência de avanço instável. Mesmo nessa condição mais severa, as variações de tensões nas armaduras permaneceram muito inferiores ao limite de escoamento, reforçando que o fenômeno crítico continua associado à fissuração do concreto, e não à plastificação do aço.

De forma geral, conclui-se que as fissuras tendem a se concentrar e evoluir predominantemente na camada de cobrimento, com maior sensibilidade nas quinas de aberturas e sob eventos de resfriamento rápido. Os resultados corroboram as hipóteses de que a fissuração é governada principalmente pela interação entre gradientes térmicos e restrições estruturais, que o detalhamento das armaduras influencia o padrão de abertura das fissuras e que a armadura atua majoritariamente no controle da abertura, permanecendo em regime elástico nas condições analisadas. Assim, o estudo fornece subsídios técnicos para a interpretação do quadro de fissuração observado em campo e para o direcionamento de estratégias de monitoramento e manutenção preditiva em estruturas de concreto de casas de força submetidas a carregamentos térmicos transientes.

6. PALAVRAS-CHAVE

Casa de força, fissuras; Itaipu; simulações numéricas; método dos elementos finitos.**Erro! Indicador não definido.**

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] NORDSTRÖM, E.; HASSANZADEH, M.; MALM, R.; EKSTRÖM, T.; JANZ, M. (2019) – “Structural Safety of Cracked Concrete Dams”, Energiforsk Report 2019:623, Stockholm, Sweden.
[2] MALM, R.; HASSANZADEH, M.; GASCH, T.; ERIKSSON, D.; NORDSTRÖM, E. (2012) – “Cracking in the Concrete Foundation for Hydropower Generators: Analyses of Non-Linear Drying Diffusion, Thermal Effects and Mechanical Loads”, Elforsk Report 13:63, Stockholm, Sweden.
[3] MEITON, K.; PLAVSIC, L.; KRISTENSSON, A.; BJÖRNSTRÖM, J. (2019) – “Inventering av sprickbildning i aggregatnära betongkonstruktioner”, Energiforsk Report 2019:579, Stockholm, Sweden.
[4] REGINATO, L.; ZUBELDIA, L. F.; LIMBERGER, A. E.; GOMES, J. P.; UNTEN, M. T. (2025) – “Análises Termomecânicas na Estrutura de Concreto do Poço do Gerador da Usina Hidrelétrica de Itaipu”, XXXV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Tema 133, Porto Alegre, Brasil.
[5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. (2023) – “ABNT NBR 6118:2023 – Projeto de Estruturas de Concreto”, 4. ed., Rio de Janeiro, Brasil.
[6] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – CEN. (2004) – “EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”, Brussels, Belgium.

[7] JINDRA, D.; HRADIL, P.; KALA, J. (2024) – “Calibration and Verification of Creep Parameters for Concrete”, MATEC Web of Conferences, WMCAUS 2023, Vol. 396, Article 05006, Prague, Czech Republic.
[8] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE – fib. (2012) – “fib Bulletin 65: Model Code 2010 – Final Draft, Volume 1”, Lausanne, Switzerland.
[9] ANSYS, INC. (2025) – “Fracture Analysis Guide, Release 2025 R1”, Canonsburg, PA, United States.
[10] CHEN, H.; LIU, Y.; ZHANG, Z.; et al. (2024) – “Fracture Toughness of Ordinary Plain Concrete Under Three-Point Bending Based on Double-K and Boundary Effect Fracture Models”, Materials, Vol. 17, No. 21, Article 5387, Basel, Switzerland.

	**Luan REGINATO** Engenheiro Civil (UEPG, 2017), especialista em Segurança de Barragens (IPT, 2025), mestre em Engenharia Civil (Estruturas) (USP, 2020), pós-graduado em Gestão de Projetos (USP, 2021), doutorado em Engenharia Civil (Estruturas) em andamento (USP). Colaborador do Ceasb no Itaipu Parquetec. Atua na área de simulações numéricas e estruturas de concreto.
	**Adriana Elisabete LIMBERGER** Engenheira Civil (UTFPR, 2015), especialista em Segurança de Barragens (IPT, 2025) e mestre em Engenharia Civil (UNILA, 2022). Colaboradora do Ceasb no Itaipu Parquetec. Atua na área de simulações numéricas, geotecnia e instrumentação.
	**Jorge Pereira GOMES** Bacharelato em Engenharia Civil (ISEL, 1987), licenciatura em Engenharia Civil (IST, 1990), Mestrado em Engenharia Civil (IST, 1996), Doutoramento em Ciências de Engenharia Civil (UFRJ, 2006), grau de especialista em barragens (LNEC, 2006). Atualmente é investigador principal do departamento de barragens de betão (DBB) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e professor adjunto convidado no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL).
	**Marcel Tomoshigue UNTEN** Engenheiro Civil (UDESC, 2002), pós-graduado em Elaboração e Gerenciamento de Projetos (UniAmérica, 2012), especialista em Gerência de Manutenção (UTFPR, 2017), especialista em Patologia nas Obras Civis (IDD, 2024). Colaborador da Itaipu Binacional, onde atua da área de engenharia de manutenção civil.
	**Carlos Alberto Ramírez DIAZ** Engenheiro Civil (FIUNA, 2014), especialista em Patologia nas Obras Civis (IDD, 2024). Colaborador da Itaipu Binacional, onde atua da área de engenharia de manutenção civil.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

ESTUDO DE CASO SOBRE INFILTRAÇÃO NOS CABOS PROTENDIDOS DE VIGAS MUNHÃO: DIAGNÓSTICO E INTERVENÇÃO

Thomas Hideki KUNINARI
Engenheiro Civil – Desek

Selmo Chapira KUPERMAN
Engenheiro Civil – Desek

Caio Farto FARINACIO
Engenheiro Civil – Desek

Eduardo Issamu FUNAHASHI JR
Engenheiro Civil – Desek

Kauê TAKASE
Engenheiro Civil – Intertechne

RESUMO

Este artigo apresenta o relato de um estudo de caso envolvendo a avaliação, diagnóstico e intervenção em vigas munhão de comportas de uma usina hidrelétrica nas quais verificou-se infiltração de água pelos cabos protendidos. Os trabalhos realizados abrangeram desde a etapa inicial de inspeções visuais e análise de documentação técnica de projeto e execução, passando pela definição, acompanhamento e análise de ensaios de campo e laboratoriais, até a consolidação de um diagnóstico sobre as condições estruturais e de durabilidade das estruturas. A partir da interpretação integrada dos resultados em conjunto com o prognóstico da estrutura, a solução adotada consistiu no reforço estrutural por meio de um contraforte protendido, cujos critérios de dimensionamento, detalhes e métodos de execução, tecnologia do concreto com utilização de gelo, calda de cimento e dificuldades operacionais também são apresentados.

ABSTRACT

This paper presents a case study involving the assessment, diagnosis, and intervention of spillway gate trunnion beams of a hydroelectric power plant where water seepage through the post-tensioning tendons was observed. The work carried out ranged from the initial visual inspections and the analysis of technical design and construction documentation to the definition, monitoring, and analysis of field and laboratory testing, culminating in a consolidated diagnosis of the structural and durability conditions. Based on an integrated interpretation of the results along with the structural prognosis, the adopted solution consisted of structural strengthening by means of a post-tensioned buttress whose design criteria, execution methods, concrete technology utilizing ice for thermal control, cement grouting, and the operational challenges are also presented.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de concreto protendido desempenham papel fundamental em diversos componentes de usinas hidrelétricas, especialmente em elementos submetidos a elevados níveis de solicitação mecânica, como é o caso das vigas munhão associadas a comportas de vertedouros controlados. Essas vigas constituem elementos estruturais responsáveis pela transferência dos esforços provenientes das comportas para os pilares do vertedouro, estando submetidas a elevados níveis de solicitação localizada e exigindo condições adequadas de integridade estrutural ao longo da vida útil de serviço.

A proteção das armaduras ativas depende diretamente da qualidade de injeção das bainhas. Deficiências neste processo, que permitam eventual ingresso de água, podem criar condições favoráveis ao desenvolvimento de processos corrosivos e de difícil detecção, uma vez que os cabos permanecem inacessíveis após a execução da estrutura [1]. Nestes tipos de estruturas, manifestações patológicas como surgências de água ou lixiviação nas regiões das ancoragens são indicativos da existência de trajetórias de percolação pelos nichos de protensão.

A avaliação dessas manifestações representa desafio técnico devido não apenas na identificação e diagnóstico, mas também devido a incerteza sobre a evolução futura dos mecanismos de deterioração. Nestas condições, uma análise estrutural deve ser conduzida com base em abordagem integrada envolvendo inspeções visuais e ensaios de campo e laboratoriais, de modo a permitir a consolidação de um diagnóstico que permita definir as estratégias de intervenção compatíveis com o nível de risco identificado [2]. Têm sido reportados casos de manifestações patológicas associadas à infiltração em regiões de ancoragem de sistemas de protensão em estruturas hidráulicas de concreto, frequentemente relacionados à presença de descontinuidades construtivas ou falhas parciais de injeção das bainhas.

Neste contexto, o presente artigo apresenta um estudo de caso envolvendo a avaliação, diagnóstico e intervenção em vigas munhão de comportas de uma usina hidrelétrica brasileira, nas quais foram identificadas surgências de água e depósitos de material lixiviado nas regiões das ancoragens dos cabos protendidos. Os trabalhos desenvolvidos abrangeram inspeções em campo, análise de documentação de projeto e execução, extração e ensaio de testemunhos, investigações por georadar, ensaios de corrosão por RIMT, e a intervenção realizada nas vigas.

Além da discussão dos critérios adotados para diagnóstico e definição da solução estrutural, o artigo apresenta aspectos relacionados à tecnologia do concreto empregada na execução do reforço, incluindo estratégias de controle térmico com utilização de pré-refrigeração e pós-refrigeração e considerando as dificuldades executivas associadas às condições logísticas e ambientais da obra.

2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

2.1 Características gerais da usina

A estrutura analisada integra o barramento de uma usina hidrelétrica brasileira de médio porte, operando sob o regime a fio d'água.

O barramento possui uma configuração mista, composta por trechos de fechamento em terra e enrocamento, além de estruturas de concreto executadas. O sistema extravasor é composto por um vertedouro de soleira livre e um vertedouro controlado.

O vertedouro controlado possui dois vãos equipados com comportas segmento (15,25 m x 20,00 m), cujos esforços operacionais são transmitidos aos pilares por meio de vigas munhão em concreto protendido.

2.2 Características das vigas munhão

As vigas munhão do vertedouro controlado são elementos estruturais de concreto protendido responsáveis por absorver e transmitir os esforços provenientes dos mancais das comportas segmento para os pilares de concreto. O conjunto analisado é constituído por três elementos distintos, sendo uma viga munhão central e duas vigas munhão laterais. Em condições de operação, essas estruturas são submetidas a reações operacionais e hidrostáticas com componente normal de projeto da ordem de 15 MN atuando na interface de contato entre a viga e o pilar.

A estabilidade e a monoliticidade do conjunto dependem essencialmente de um sistema de protensão em duas direções, composto por cabos de aço de alta resistência do tipo CP-190 RB, com cordoalhas de 15,2 mm. A protensão longitudinal tem a função primordial de garantir a ligação estrutural, mantendo tensões de compressão permanente na área de contato para evitar o descolamento da junta. Complementarmente, as vigas possuem um sistema de protensão transversal dimensionado para combater esforços internos e reações tangenciais. As principais características geométricas e os parâmetros do sistema de protensão estão sintetizados na Tabela 1.

Tabela 1 – Características técnicas e de protensão das vigas munhão.

Característica	**Viga central**	**Vigas laterais**
Dimensões da viga	6,40 m x 3,70 m x 3,50 m	4,95 m x 3,70 m x 3,50 m
f_{ck} do concreto	35 MPa	35 MPa
Protensão longitudinal	24 cabos de 20 cordoalhas	18 cabos de 18 cordoalhas
Protensão transversal	15 cabos de 12 cordoalhas	15 cabos de 10 cordoalhas
Aço de protensão	CP-190 RB	CP-190 RB
Diâmetro das cordoalhas	15,2 mm	15,2 mm
Força longitudinal final ($N_{p\infty}$)	≈ 74,0 MN	≈ 49,9 MN

Para a proteção contra a corrosão e garantia da aderência posterior, as bainhas metálicas dos cabos foram preenchidas originalmente com calda de injeção. O projeto especificava o uso de calda com baixa relação água/cimento e aditivos para controle de exsudação e retração, visando o preenchimento completo dos vazios internos das bainhas e proteção anticorrosiva. Deste modo, as bainhas metálicas foram preenchidas com calda de cimento com $f_{ck} \geq 30$ MPa e relação água/cimento (a/c) máxima de 0,40. A especificação técnica de projeto estabeleceu o uso de aditivos plastificantes e expansores para obter exsudação nula e expansão controlada, de modo a eliminar eventuais vazios internos.

Adicionalmente, os nichos de ancoragem foram selados com um concreto de segunda etapa (f_{ck} ≥ 25 MPa), atuando como barreira física contra o ingresso de agentes agressivos. Comenta-se que devido a inexistência de armadura passiva cruzando a junta viga-pilar, o sistema de cabos longitudinais é o único mecanismo de transferência de esforços nesta interface.

3. IDENTIFICAÇÃO DA INFILTRAÇÃO

Após aproximadamente seis anos de operação, durante as inspeções realizadas quando da Revisão Periódica de Segurança (RPS), foram detectadas manifestações patológicas nas faces de jusante das vigas munhão. As anomalias concentravam-se no concreto de segunda etapa, especificamente nas regiões dos nichos de ancoragem das cabeças de protensão. Visualmente, identificou-se a presença de eflorescências acompanhadas por exsudação de material com tonalidade marrom-ferrugem.



Figura 1 – Viga munhão com indícios de eflorescência e umidade.

Devido à coloração atípica e à localização crítica sobre as cabeças de protensão, levantou-se a hipótese de que o material carreado seria proveniente da oxidação das cordoalhas após a lixiviação da calda de injeção. De modo a investigar essa suspeita, foram realizados ensaios químicos e de difratometria de raios-X (DRX) no material aderido à superfície. Contudo, as análises laboratoriais mostraram-se inconclusivas, indicando que o teor de ferro detectado era semelhante ao esperado nos produtos de hidratação do cimento Portland. Assim, os ensaios de superfície não permitiram confirmar com segurança se a oxidação provinha efetivamente da armadura de protensão ou se era apenas resultado da lixiviação de compostos da pasta de cimento.

Apesar da ausência de uma prova química definitiva, a incerteza técnica gerada foi considerada inaceitável considerando a responsabilidade estrutural do elemento somado com o fato do aço de alta resistência utilizado (CP-190 RB) ser reconhecidamente vulnerável ao fenômeno de corrosão sob tensão quando exposto à umidade. Este mecanismo de degradação é particularmente perigoso pela sua natureza frágil, podendo resultar numa ruptura brusca e repentina dos fios, sem deformações prévias que sirvam de aviso.

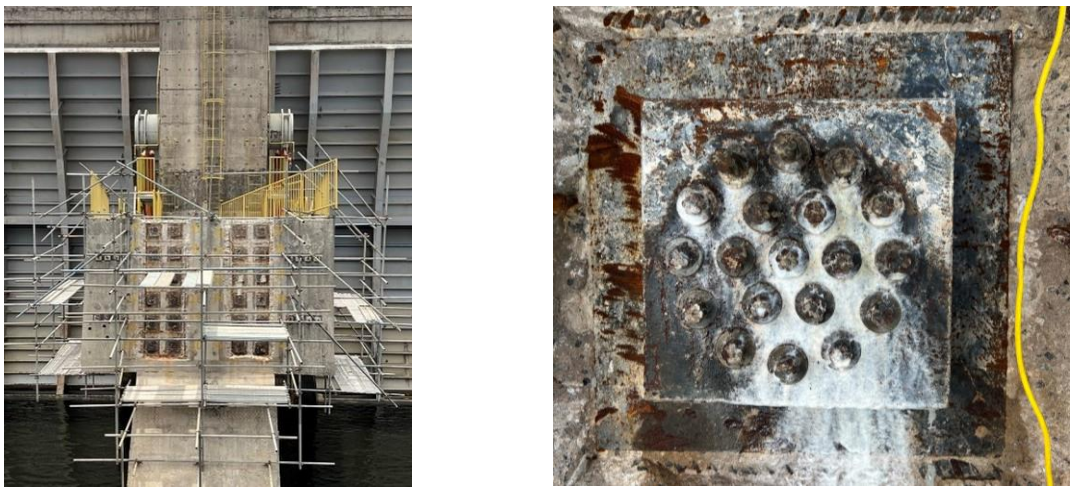
Considerando que o cenário de compressão da interface viga-pilar depende exclusivamente da integridade da protensão devido à inexistência de armadura passiva de ligação, a estrutura foi formalmente classificada no estado de atenção. A partir deste momento, foi decidido implementar um programa de investigações complementares.

4. INVESTIGAÇÕES, RESULTADOS E DIAGNÓSTICO

O programa de investigações foi estruturado de modo análise multidisciplinar, visando identificar a causa e a extensão das manifestações patológicas visualizadas. A estratégia de investigação avançou de maneira cronológica, iniciando pela exposição direta dos elementos críticos com a remoção dos concretos de segundo estágio da face das vigas munhão, seguida de ensaios não destrutivos e análises laboratoriais.

4.1 Abertura e inspeção dos nichos

A fase inicial dos trabalhos consistiu na remoção mecânica do concreto de segundo estágio, responsável pelo preenchimento dos nichos de ancoragem ativa na face de jusante das vigas munhão. Esta intervenção foi realizada de modo a permitir o acesso direto às placas de ancoragem e às extremidades das cordoalhas. Durante a execução, confirmou-se visualmente que a infiltração de água atingia as cabeças de protensão de forma direta, com acúmulo de umidade nos interstícios dos fios e sinais claros de lixiviação da calda de injeção original. Tais evidências indicaram que era provável que as barreiras de proteção primária tinham sido rompidas e que havia sido estabelecido um ambiente propício à corrosão.

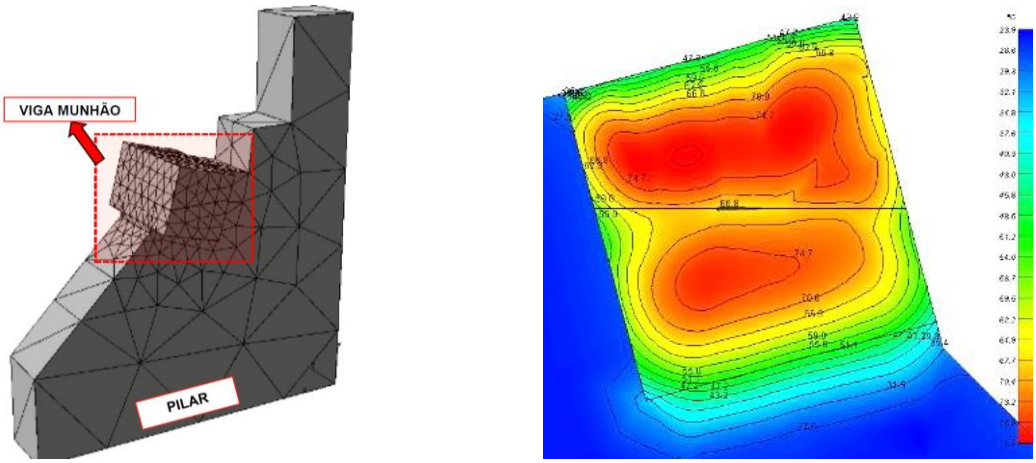


(a) (b)

Figura 2 – (a) Viga munhão após a remoção do concreto de 2º estágio e (b) detalhe de uma das ancoragens com sinais de lixiviação da calda de injeção.

4.2 Estudos retroativos de temperaturas e tensões

A investigação foi complementada pela extração de testemunhos para análises laboratoriais e por um estudo retroativo de temperaturas e tensões da viga munhão utilizando modelagem computacional via método dos elementos finitos com o software b4cast de modo a estimar o comportamento da viga munhão durante a sua fase de execução, uma vez que não havia informações disponíveis sobre monitoramentos de temperaturas internas do concreto quando da época da sua construção. O estudo considerou o traço de concreto empregado quando da sua execução, com consumo de 467 kg/m³ de cimento CP IV 32 que, segundo ensaio da época, não era considerado de baixo calor de hidratação por valores de 289 J/g às 41h e de 310 J/g às 168 h.



(a) (b)

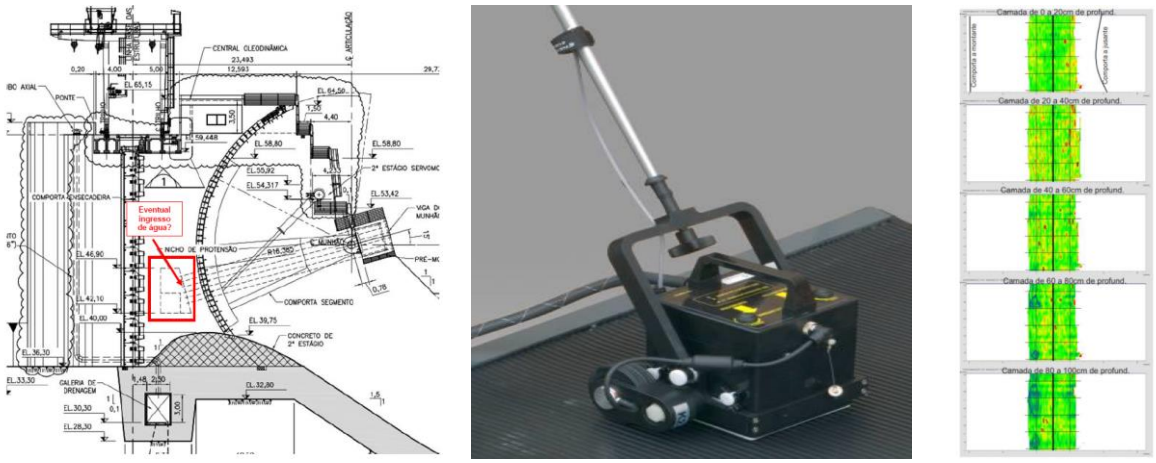
Figura 3 – (a) Modelo de elementos finitos considerados para os cálculos térmicos e de tensões retroativos; (b) exemplo de isotermas obtidas em corte transversal na viga munhão 30 horas após o início da concretagem da 2ª etapa.

Nas simulações realizadas foram consideradas as temperaturas de lançamento dos concretos indicadas nas fichas de controle tecnológico na época da construção, além do plano executivo em 2 etapas de concretagem. Segundo resultados obtidos, estimou-se que haveria a possibilidade de fissuração da viga munhão devido às tensões de origens térmicas que podem ter sido geradas devido ao alto gradiente térmico, além de que a temperatura máxima do concreto no interior da viga munhão poderia ter chegado a aproximadamente 80ºC, o que aumentaria a possibilidade de eventual formação de etringita tardia (*delayed ettringite formation* – DEF), no futuro.

Ressalta-se que apesar destes resultados, durante as inspeções visuais realizadas não foi verificado nenhum indício de quadro fissuratório nas vigas munhão, indicando que a presença das armaduras pode ter auxiliado no combate à fissuração térmica e que a DEF, caso existente nesta estrutura, ainda não havia expandido o suficiente para causar fissuração.

4.3 Ensaios de Georradar (GPR)

A investigação prosseguiu com a aplicação do Georradar (*Ground Penetrating Radar* – GPR) nas faces dos pilares, com o objetivo de investigar a integridade do maciço de concreto e identificar possíveis caminhos de percolação originados a montante. O ensaio foi posicionado nas regiões frontais aos nichos de ancoragem passiva localizados no interior do pilar, no intuito de verificar a hipótese de que estas áreas seriam os pontos primários de ingresso da água do reservatório. Para acesso a esta região que normalmente fica em contato com água, utilizou-se da comporta ensecadeira.



(a) (b) (c)

Figura 4 – (a) Localização dos ensaios de GPR nas paredes do pilar próximo ao nicho de ancoragem, (b) aparelho empregado e (c) um dos resultados obtidos pela tomografia.

Os resultados obtidos na varredura dos pilares revelaram zonas de porosidade acentuada, pequenos vazios de concretagem e sinais de segregação da matriz de concreto nas camadas mais profundas. Apesar de não ter sido constatada presença de água exagerada e nem um caminho preferencial para infiltração, o GPR confirmou a presença de umidade interna, sugerindo que a estanqueidade do pilar foi comprometida por falhas de adensamento ou juntas de concretagem deficientes.

Neste sentido, a detecção de anomalias justamente na região que abriga as ancoragens de protensão reforçou a hipótese de que o sistema de bainhas está exposto a um ambiente úmido originado no nicho de protensão, situado a montante do pilar e em contato com água do reservatório. Nesta hipótese, a água do reservatório, sob pressão hidrostática, encontraria ali uma zona com caminhos preferenciais de percolação para atravessar a estrutura até a face de jusante das vigas munhão, caso as bainhas metálicas apresentassem vazios de injeção.

4.4 Ensaios de Reflectometria (RIMT)

Dada a impossibilidade de inspeção visual direta do interior das bainhas metálicas em toda a sua extensão, a investigação técnica recorreu à técnica de reflectometria por impulsos eletromagnéticos, conhecida como RIMT (*Reflectometric Impulse Measurement Technique).* O ensaio consiste na emissão de impulsos elétricos de baixa tensão e curtíssima duração através das cordoalhas de aço, as quais atuam como condutores. O princípio físico do RIMT baseia-se na medição das alterações da impedância elétrica ao longo do cabo. Enquanto o cabo estiver em um ambiente uniforme — perfeitamente envolvido pela calda de cimento e sem oxidação — o sinal propaga-se de forma constante. No entanto, qualquer descontinuidade física, como a presença de vazios na calda de injeção, acúmulo de água livre ou redução da seção transversal por corrosão, gera uma reflexão de parte da energia do sinal. O equipamento processa as descontinuidades e mede o tempo de retorno, permitindo localizar a distância da ancoragem onde a anomalia se encontra.

A interpretação das reflexões obtidas permite graduar o estado de conservação dos cabos em uma escala qualitativa de 1 a 6, conforme detalhado na Tabela 2.

Tabela 2 – Critérios de classificação dos cabos de protensão pelo RIMT.

Grau	Classificação	Condição estimada do aço
1	Condição normal	Cabo íntegro, bem injetado e sem sinais de oxidação
2	Anomalia leve	Presença de oxidação superficial sem perda de seção
3	Anomalia média	Oxidação relevante e/ou presença de vazios na injeção
4	Anomalia forte	Redução de seção ativa e forte indício de corrosão
5	Anomalia severa	Perda significativa de seção útil
6	Falha total	Ruptura de fios ou interrupção da continuidade do sinal

Na viga munhão central, 100% dos 24 cabos analisados apresentaram anomalias classificadas como Grau 3 ou superior. Na viga munhão direita a situação mostrou-se mais crítica, uma vez que além de todos os 18 cabos apresentarem Grau 3, foram identificados 4 cabos em Grau 4 ou 4- (anomalia forte).

Aproximadamente 95% dos cabos apresentaram anomalias na região do nicho de protensão de montante, fortalecendo a hipótese de que a água do reservatório penetrava por este local e que a água proveniente de montante utilizava as bainhas como condutos.

4.5 Ensaios de laboratório e durabilidade

Para complementar o diagnóstico e especialmente no intuito de investigar se havia algum indício de degradação na matriz do concreto, realizou-se uma campanha de ensaios laboratoriais em testemunhos de concreto extraídos das vigas munhão e em amostras da água do reservatório.

A análise da água do reservatório resultou em uma classificação satisfatória em termos de potabilidade, mas com um caráter ácido com valores de pH variando entre 5,7 e 6,3 que poderia acelerar o processo de despassivação do aço e aumentar a taxa de corrosão. Em contrapartida, as análises químicas do concreto indicaram que a matriz ainda preserva uma elevada reserva alcalina, com pH interno superior a 12,5.

As análises petrográficas realizadas nas amostras de concreto da viga munhão com utilização de microscopia eletrônica de varredura (MEV) trouxeram informações importantes sobre a presença de reações expansivas. Ainda que externamente não fosse visualizado nenhum indício de suas ocorrências uma vez que o concreto da viga munhão se apresentava íntegro e sem quadro fissuratório, confirmou-se pelos ensaios as ocorrências incipientes de reação álcali-agregado (RAA) e DEF.

O fato de as vigas munhão se demonstrarem íntegras mesmo considerando a presença das duas reações expansivas mostram que os produtos gerados pelas reações expansivas não causaram expansão volumétrica e tensões que pudessem causar fissuração no concreto da viga. Neste contexto, há que se considerar também o efeito de confinamento causado pela protensão que auxilia a restringir expansões.

Segundo os ensaios realizados, verificou-se que os concretos da viga munhão apresentavam teores de álcalis solúveis abaixo do limite de 2,4 kg/m³ de Na_2O equivalente indicado pela NBR 15577-1 (ABNT, 2018) para cumprir a medida preventiva MP1 (conforme ABNT NBR 15577), o que reduz a probabilidade de progressão da RAA. No entanto, os valores determinados de SO_3 no concreto entre 5,28% e 7,36% são suficientes para permitir uma eventual progressão da DEF.

5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL E PROGNÓSTICO

5.1 Reanálise da capacidade de carga e fatores de segurança

O ensaio RIMT fornece um resultado qualitativo e não quantitativo da condição dos cabos de protensão, portanto, para uma reanálise numérica foi necessário realizar uma correlação dos graus de corrosão com uma porcentagem de perda de capacidade dos cabos. No entanto, não há estudos conclusivos relacionando os graus do ensaio RIMT com dados quantitativos e por isso a análise desenvolvida foi uma estimativa com diversas incertezas além do próprio desvio padrão intrínseco do ensaio.

Por estes motivos foram estimados uma faixa de valores de perda de seção para cada grau do RIMT. Estes valores tiveram como propósito proporcionar exclusivamente uma sensibilidade aproximada da condição da estrutura em determinado momento, não necessariamente representar o real estado dos cabos da viga munhão. Para se obter uma maior precisão do comportamento dos cabos e eventual evolução da anomalia, seria necessário realizar o monitoramento e acompanhamento da estrutura ao longo de muitos anos, eventualmente até os rompimentos dos cabos.

Para o Grau 3 do resultado do RIMT estimou-se uma faixa de 12% a 20% de perda de capacidade dos cabos. Na sequência recalculou-se as forças de protensão atuante e as tensões no contato da viga e pilar. Foram simulados três casos de carregamentos principais das comportas, sendo eles: ambas fechadas, uma aberta e uma fechada e ambas abertas. Considerou-se também um caso limite de ambas comportas fechadas e ocorrência de um evento sísmico.

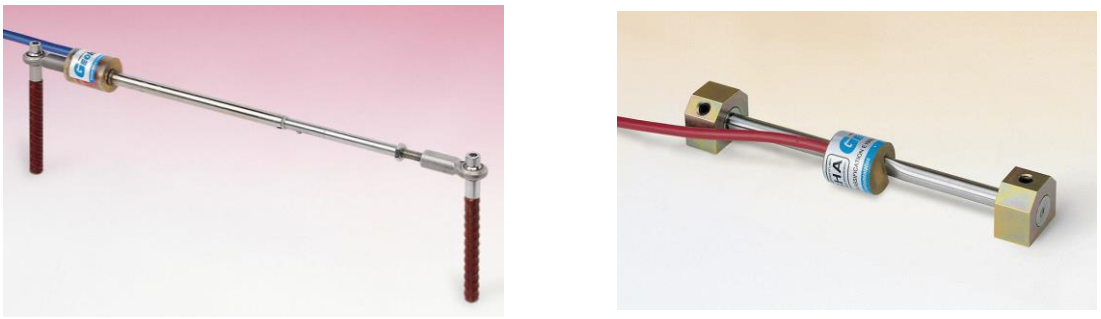
No estado limite, viga munhão prestes a se deslocar, o fator de segurança foi adotado como 1,0, ou seja, caso este fator seja menor que 1,0, implica-se no deslocamento da estrutura e consequentemente comprometimento da operação da comporta segmento. O resultado da reanálise, considerando os resultados do RIMT, para a viga central foi um fator de segurança de 1,10 a 1,17 e da viga lateral direita de 1,07 e 1,13.

6. ESTRATÉGIAS DE INTERVENÇÃO

6.1 Plano de instrumentação e monitoramento do concreto

Foi projetado um sistema de instrumentação para monitorar o comportamento cinemático na interface entre o pilar e a viga munhão, levando em consideração que alguma perda de força de protensão poderia resultar em deslocamentos na junta de contato.

A solução técnica baseia-se na tecnologia de corda vibrante, totalizando 16 canais de leitura automatizada. Para o monitoramento de deslocamentos triortogonais e de eventuais deslocamentos na junta entre a viga munhão e o pilar, foram instalados medidores do tipo *crackmete*r. Complementarmente, extensômetros de superfície (*strain* gauges) foram posicionados para medir microdeformações na interface das estruturas.



(a) (b)

Figura 5 – Instrumentos instalados: (a) Medidor triortogonal instalado do tipo *crackmeter* (Modelo 4420, Geokon) e (b) sensor do tipo *strain gauge* (Modelo 4000, Geokon)

A aquisição de dados foi centralizada em um datalogger que executa leituras programadas e processa a compensação térmica dos resultados por meio de termistores integrados em cada sensor. A estratégia de gestão de dados previu a consolidação de uma linha de base estatística durante os primeiros seis meses de operação, período após o qual seriam definidos os limites técnicos de atenção e alerta.

Ainda, de modo a auxiliar em eventuais ensaios futuros de RIMT para o monitoramento contínuo das corrosões nos cabos protendidos, foram instaladas ligações nas cabeças das ancoragens, de modo a possibilitar futuros ensaios de RIMT mesmo considerando nova execução do concreto de segundo estágio para proteção física das cabeças de ancoragens.



(a) (b) (c)

Figura 6 – Sistema instalado para a realização de futuros ensaios de RIMT: (a) ligações instaladas nas cabeças das ancoragens, (b) detalhe da ligação e (c) caixa protetora.

6.2 Controle de infiltração e estanqueidade da estrutura

Considerando que a água do reservatório foi identificada como o mais provável agente causador da corrosão, considerou-se fundamental interromper eventuais caminhos preferenciais da água do reservatório até o nicho de protensão de modo a reduzir e eventualmente interromper a taxa de corrosão da estrutura.

A primeira intervenção foi realizada com a instalação de comportas ensecadeiras entre os pilares e tratamentos nas faces laterais dos pilares, na qual foram realizados selamentos de juntas de construção, preenchimentos de fissuras e aplicação de

impermeabilização com utilização de materiais de cristalização integral. Esta primeira intervenção teve o propósito de secar as bainhas de protensão para reduzir a taxa de corrosão no aço.



(a) (b)

Figura 7 – (a) Detalhe de uma das paredes do pilar que recebeu o tratamento e (b) detalhe do serviço em execução

Numa segunda etapa de controle de controle de infiltração e garantia de estanquidade foi realizada a impermeabilização externa das vigas munhão, com o objetivo de evitar o aporte de externo de umidade e consequentemente reduzir taxas de expansão dos concretos caso as reações expansivas diagnosticadas passem a atuar efetivamente.

6.3 Reforço estrutural

Foram estudadas diversas opções de reforço estrutural definitivo, visando assegurar o adequado funcionamento das comportas do vertedouro mesmo no caso de rompimento total dos cabos de protensão. A solução adotada foi a construção de um contraforte protendido a jusante da viga munhão existente, conforme indicado na Figura 8.

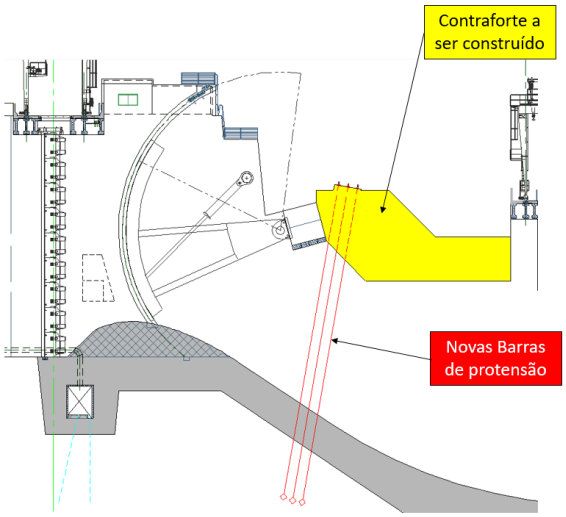


Figura 8 – Solução por contraforte protendido a jusante da viga munhão

Essa abordagem foi desenvolvida com o objetivo de contrabalancear as forças atuantes das comportas segmento, fazendo uso do equilíbrio de momentos resultantes da geometria da nova estrutura. Nessa concepção de solução, o contraforte é protendido contra o pilar do vertedouro, sendo protendido pelo seu topo e ancorado na rocha de fundação.

Para avaliar as tensões no concreto ao longo das diversas fases construtivas até o cenário de eventual rompimento dos cabos da viga munhão, foi elaborado um modelo matemático em elementos finitos, capaz de rodar análises não lineares e em diversas etapas de carregamento. Foram analisados as tensões e os deslocamentos resultantes da estrutura, visando o adequado comportamento das comportas segmentos em todos os cenários.

A análise demonstrou que mesmo com a implementação das novas protensões do contraforte, a adição de tensão de compressão no concreto existente foi pequena, sendo suportado com folga pelo pilar. Esse espraiamento de tensões ocorre devido a geometria do reforço, o qual consegue distribuir as tensões da nova protensão de maneira eficaz, minimizando acúmulo de esforços na estrutura existente.

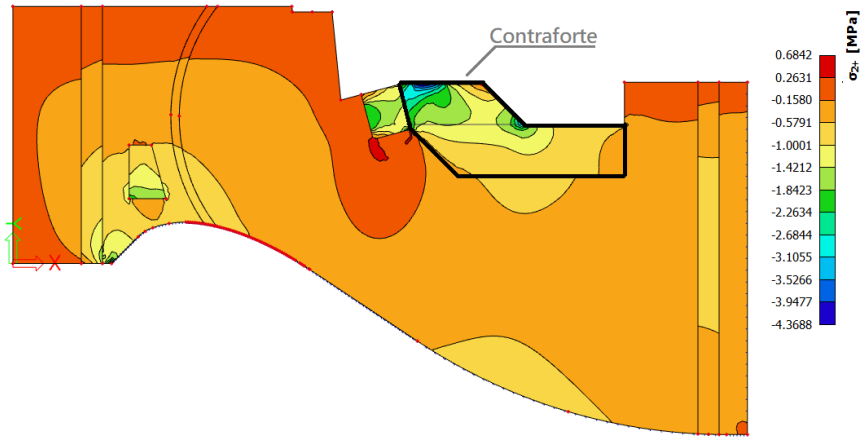


Figura 9 – Tensão principal σ2 (máx. compressão) – Caso após o rompimento dos cabos existentes

O contraforte protendido possui uma característica relevante para sua execução: não interferir com a região a montante da viga, possibilitando a operação da comporta durante a maior parte do processo construtivo, diminuindo o risco hidrológico da obra de reforço. Como a intervenção se restringe somente à área de jusante do vertedouro, a instrumentação previamente instalada, como os *strain gauges* e as caixas de leitura do RIMT, permaneceram intactas, permitindo a continuidade do monitoramento da estrutura.

7. EXECUÇÃO DO REFORÇO ESTRUTURAL

7.1 Estudos de dosagem dos concretos e caldas

Estudos de dosagens em laboratório foram realizados com o objetivo de garantir o atendimento às especificações mecânicas de projeto e estabelecer os parâmetros de referência as simulações térmicas posteriores. Foram testados diferentes aditivos de diferentes fabricantes de modo a buscar uma otimização dos traços com redução nos consumos de aglomerantes empregados, de modo a obter traços com menores gerações de calor. Tanto para o concreto quanto para a calda foi realizada a adição de gelo em substituição a água de amassamento. Ainda, foi adicionada sílica ativa aos traços de concreto como medida preventiva para mitigação da reação álcali-agregado e, nas caldas de cimento, foi empregado aditivo inibidor de corrosão como uma medida de segurança adicional para garantir a longevidade das barras de protensão.

Para os traços de concreto foi empregada classe de consistência S100 (*slump* entre 100 e 160 mm) com relação água/aglomerante máxima de 0,60. Para as caldas de injeção, foi empregado relação água/aglomerante máxima de 0,45, índice de fluidez pelo cone de Marsh inferior a 10 segundos, água exsudada de no máximo 2% e com expansão total livre de no máximo 7%.

Os maiores desafios encontrados nos estudos de dosagem foram de ordem logística, tais como elevadas temperaturas ambientes e o elevado tempo de transporte entre usina de concreto e obra de, aproximadamente, 2 horas. Comenta-se também que houve dificuldade de encontrar um fornecedor de gelo na região cujo material atendesse às especificações mínimas para utilização como água de amassamento.

7.2 Simulações computacionais para definição do plano executivo

Para a definição do plano de concretagem, realizou-se um conjunto de modelagens pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o software b4cast, de modo a estimar as temperaturas internas do concreto devido à sua geração de calor e as tensões térmicas causadas pelos gradientes térmicos.

Dentre os parâmetros mais críticos para o controle de temperatura neste caso, ressalta-se o emprego de traços de concreto com elevados consumos de aglomerante de até 350 kg/m³ para o f_{ck} de 30 MPa especificado, além de emprego de cimento CP II F 40, de alto calor de hidratação (320 J/g às 168 h). Além disso, levando em consideração as temperaturas ambientes elevadas da região e o elevado tempo de transporte do concreto entre caminhão e a obra, testes preliminares em obra identificaram que as temperaturas de lançamento do concreto chegavam a 42ºC sem sua pré-refrigeração com gelo, e em patamares próximos a 35ºC considerando substituição total da água de amassamento por gelo.

As simulações via MEF permitiram prever o comportamento das temperaturas e das tensões de origem térmica durante o endurecimento do concreto. A partir destes resultados, foi possível especificar as alturas máximas de concretagem e os intervalos de lançamento entre etapas considerando concreto pré-refrigerado com gelo. As especificações realizadas tiveram como premissa que as tensões térmicas do concreto fossem inferiores à sua resistência à tração e que a temperatura interna do concreto fosse inferior a 65ºC.

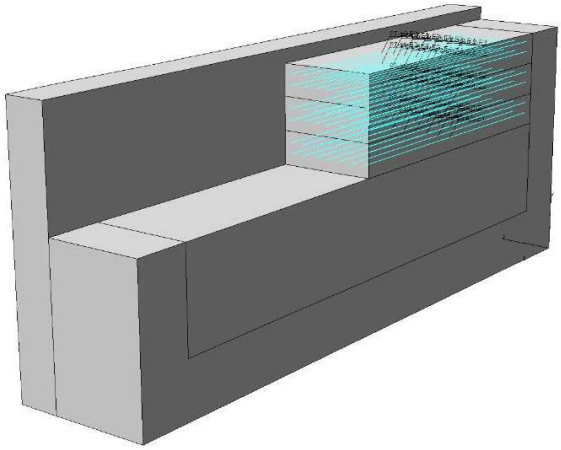
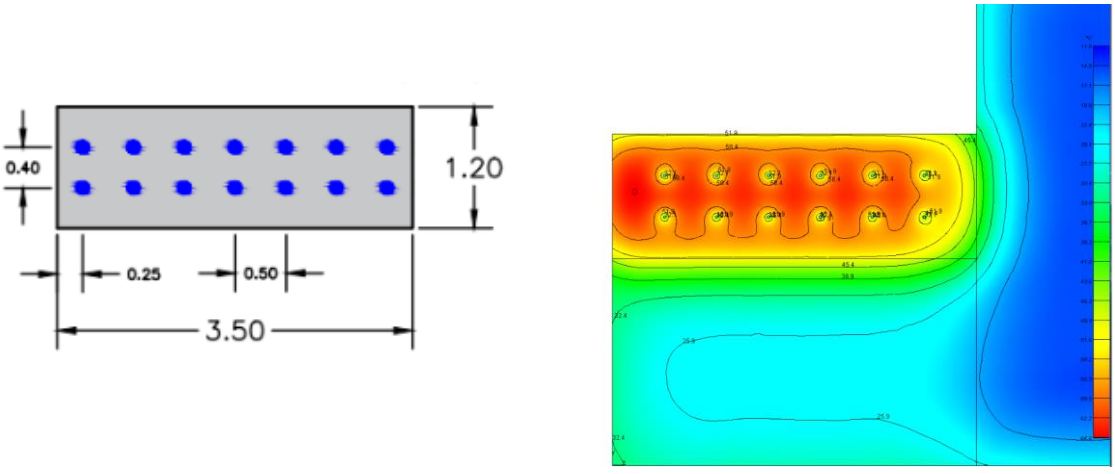


Figura 10 – Exemplo de modelo utilizado nas simulações térmicas considerando o sistema de pós-refrigeração do concreto com serpentinas.

Os primeiros resultados obtidos na simulação considerando concreto pré-refrigerado com gelo mostraram para as condições empregadas em obra e com temperaturas de lançamento na ordem de 35ºC, que a altura máxima de concretagem a ser executada para o controle adequado da temperatura interna do concreto era de 60 cm. Desta maneira, no intuito de reduzir o impacto no cronograma e permitir execução de maiores camadas de concretagem, foram dimensionados a partir das simulações os sistemas de pós-refrigeração com a utilização de serpentinas com água no interior do concreto.

Nas simulações computacionais considerou-se o sistema de pós-refrigeração com tubulação embutida de PVC, sendo cada tubo com diâmetro de 1 polegada e com entrada de água no sistema com temperatura de 31ºC e com vazão de 8,0 m³/h. O sistema considerado foi um sistema aberto, ou seja, com entrada de água em uma das extremidades e com a saída de água na outra extremidade da camada de concretagem. A partir dos resultados das simulações considerando estas premissas, foi possível especificar o espaçamento entre tubos, sendo de 50 cm na horizontal e de 40 cm na vertical.



(a) (b)

Figura 11 – (a) Corte transversal do croqui de sistema de pós-refrigeração empregado para uma camada de concretagem de 1,20 m e (b) isotermas obtidas nas simulações computacionais com sistema de pós-refrigeração cerca de 30 horas após o início.

Comenta-se ainda que, concomitantemente com a realização das primeiras simulações computacionais, foi executado um protótipo em obra com monitoramento de suas temperaturas internas de modo a obter dados para validar as propriedades térmicas consideradas nas simulações bem como permitir eventuais ajustes nos cálculos.



(a) (b)

Figura 12 – (a) Protótipo executado em obra para monitoramento das temperaturas internas do concreto para validação dos modelos computacionais e (b) datalogger utilizado para registro das temperaturas.

7.3 Resultados obtidos

Um dos contrafortes foi executado em 13 etapas de concretagem e o outro em 11 etapas de concretagem, nos quais os resultados das simulações computacionais orientaram as alturas máximas de concretagem com e sem sistemas de pós-refrigeração e em função das temperaturas de lançamento do concreto. A Tabela 3 mostra os resultados obtidos no contraforte de reforço da viga munhão direita e a

Tabela 4 mostra os do contraforte da viga munhão central.

Tabela 3 – Resultados obtidos de temperaturas do contraforte de reforço da munhão direita.

Reforço	**Temperatura de lançamento média do concreto (ºC)**	**Temperatura máxima monitorada (ºC)**	**Sistema de pós-refrigeração**	**Altura da camada (cm)**
1ª etapa	45	56,0	Não	90
2ª etapa	32	46,3	Não	40
3ª etapa	36	58,1	Não	120
4ª etapa	38	60,3	Não	75
5ª etapa	32	64,8	Não	115
6ª etapa	36	60,8	Não	90
7ª etapa	39	60,7	Não	90
8ª etapa	40	Não medido	Não	90
9ª etapa	39	67,2	Sim	120
10ª etapa	35	52,4	Sim	140
11ª etapa	39	54,7	Sim	145

Tabela 4 – Resultados obtidos de temperaturas do contraforte de reforço da munhão central.

Reforço	Temperatura de lançamento média do concreto (ºC)	Temperatura máxima monitorada (ºC)	Sistema de pós-refrigeração	Altura da camada (cm)
1ª etapa	32	58,1	Não	120
2ª etapa	32	56,6	Não	45
3ª etapa	32	54,6	Não	30
4ª etapa	32	59,8	Não	70
5ª etapa	36	57,5	Não	45
6ª etapa	31	Não medido	Não	60
7ª etapa	39	60,1	Não	80
8ª etapa	38	59,4	Sim	110
9ª etapa	39	60,8	Sim	90
10ª etapa	39	54,6	Sim	140
11ª etapa	38	54,6	Sim	120
12ª etapa	41	52,9	Sim	110
13ª etapa	38	53,7	Sim	120
13ª etapa	41	66,9	Sim	160



(a) (b)

Figura 13 – (a) Controle de temperatura de recebimento dos concretos e (b) sistema de pós-refrigeração do concreto com serpentinas de PVC.

O controle da resistência à compressão foi feito por amostragem total e todos os resultados obtidos atenderam aos f_{ck} especificados no projeto estrutural.

7.4 Injeção de contato e de bainhas

A etapa de injeção foi executada com o objetivo de assegurar o preenchimento completo das bainhas dos tirantes de protensão e a consolidação da interface estrutural entre a viga munhão existente e o novo contraforte. Embora o projeto original contemplasse o uso de resina epóxi para a junta de contato, a solução foi alterada para a aplicação de calda de cimento, visando garantir maior compatibilidade com as condições logísticas da obra.

Para a injeção de contato, foi instalado um sistema de válvulas manchete associado ao uso de perfis hidroexpansivos nas bordas, de modo a assegurar o confinamento adequado da calda. Para o controle tecnológico durante a execução da calda realizaram-se os seguintes ensaios: fluidez e vida útil pelo Cone de Marsh, exsudação e expansão em provetas e moldagem e rompimento de corpos de prova cilíndricos para ensaios de resistência à compressão. Estes ensaios foram realizados para o controle de qualidade das injeções dos tirantes e das injeções de contato.

Previamente à execução da injeção de contato foram realizados testes de estanqueidade com água para identificação de possíveis pontos de fuga e, durante a execução, o monitoramento contínuo da pressão de injeção de modo a garantir o preenchimento sem causar tensões de tração na face do contraforte. Os volumes de calda consumidos para as injeções dos tirantes foram compatíveis com os volumes teóricos previamente estimados.

8. DISCUSSÕES

A análise multidisciplinar demonstrou que a complexidade do diagnóstico e do prognóstico foi acentuada pela natureza oculta da origem das manifestações patológicas, uma vez que foi necessário um conjunto de investigações de modo a identificar a origem da umidade. Apenas a presença das manifestações patológicas já demandou intervenções como a remoção do concreto de segundo estágio, de modo a possibilitar a inspeção direta das ancoragens e a realização dos ensaios de RIMT.

É válido destacar que as manifestações patológicas visualizadas foram decorrentes de falhas executivas evitáveis, uma vez que uma adequada injeção da calda de cimento nas bainhas com seu total preenchimento garantiria a estanqueidade necessária. Mesmo com o preenchimento inadequado das bainhas a infiltração de água poderia não ter ocorrido caso tivesse havido um perfeito fechamento dos nichos de protensão de montante, os concretos dos pilares se apresentassem íntegros, sem fissuras e com adequado tratamento das juntas de construção.

Ressalta-se também que na realidade das obras de barragens as condições de contorno muitas vezes podem apresentar dificuldades operacionais para controlar as temperaturas internas dos concretos devido ao calor de hidratação do cimento. Neste caso essa dificuldade foi verificada tanto por meio dos cálculos retroativos realizados quanto pelos monitoramentos térmicos realizados durante a fase de execução do reforço. Estas dificuldades podem estar relacionadas com: localizações remotas dos canteiros de obras, limitações de infraestrutura para obtenção de traços de concreto com menores consumos de cimento, dificuldades para emprego de sistemas de refrigeração. Neste contexto, as simulações computacionais pelo método de elementos finitos são importantes para a manter as temperaturas internas do concreto baixas o suficiente para evitar fissurações térmicas e DEF.

9. CONCLUSÕES

Neste caso evidenciou-se que a infiltração de água pelos cabos não foi uma falha sistêmica, mas uma consequência de deficiências executivas no fechamento dos nichos de protensão de montante, no tratamento das juntas de construção e, principalmente, na injeção das bainhas, que falharam em sua função de barreira primária de proteção.

A aplicação de métodos de investigação com GPR e RIMT permitiu identificar a origem das infiltrações e fundamentar as análises estruturais que revelaram as necessidades de intervenções. A execução de contrafortes de concreto protendido assegura o adequado desempenho estrutural da viga munhão, mesmo no caso de rompimento total dos cabos de protensão, sendo uma solução definitiva de reforço.

Por fim, o trabalho consolida lições práticas essenciais: a importância de garantia da estanqueidade de estruturas de concreto e da qualidade de injeção da calda de cimento em estrutura protendidas. Uma lição é de que as temperaturas internas de estruturas em concreto massa podem ser controladas em níveis seguros mesmo diante de desafios logísticos.

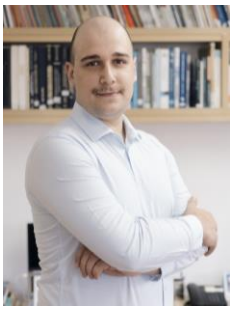
10. PALAVRAS-CHAVE

viga munhão, infiltração, diagnóstico, reforço, protensão.

11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Fédération Internationale du Béton (fib). **Durability of post-tensioning tendons**. Bulletin No. 33. Lausanne, Switzerland, 2005.

[2] ICOLD (CIGB). **Dam Surveillance Guide**. Bulletin No. 158. International Commission on Large Dams, Paris, 2016.

	**Thomas Hideki KUNINARI** Engenheiro Civil (Universidade Presbiteriana Mackenzie), Pós-Graduação em Segurança de Barragens (IDD) e MBA em Gestão de Negócios (USP Esalq). Atua pela Desek desde 2019 com consultorias em Tecnologia do Concreto e Segurança de Barragens. Autor e apresentador de artigos técnicos sobre concreto massa, concreto aparente, paredes de concreto, patologia das construções, método da maturidade e concretos reforçados com fibras.
	**Selmo Chapira KUPERMAN** Engenheiro Civil, Mestre e Doutor (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP). Possui mais de 55 anos de experiência em Tecnologia do Concreto e Segurança de Barragens, com atuação em mais de 130 barragens e usinas hidrelétricas de concreto. Ex presidente, membro honorário e conselheiro vitalício do IBRACON, membro honorário do ACI e atuantes em comitês técnicos do ACI, IBRACON, ABNT, RBEB e RILEM.
	**Eduardo Issamu FUNAHASHI JR.** Engenheiro Civil (UNESP), Mestre (IPT) e Doutorando (UNILA). Atua pela Desek desde 2008 com consultorias em Tecnologia do Concreto e Segurança de Barragens, com atuação direta em mais de 100 empreendimentos e em mais de 35 barragens de concreto. Autor e coautor de mais de 20 artigos técnicos publicados em revistas e anais de congressos nacionais e internacionais do LNEC, IBRACON, CBDB, CBPAT e outros.
	**Caio Farto FARINACIO** Engenheiro Civil (Universidade Presbiteriana Mackenzie) e Mestre (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP). Atua pela Desek desde 2019 com consultorias em Tecnologia do Concreto e Segurança de Barragens. Autor e apresentador de artigos técnicos sobre diferentes estruturas de concreto, e com a tese de mestrado com foco a formação de etringita tardia (DEF) e seus efeitos em pastas de cimento.
	**Kauê TAKASE** Engenheiro Civil. Possui 15 anos de experiência em obras de Engenharia com ênfase nas áreas de Usinas Hidrelétricas e Grandes Barragens, no Brasil e no exterior. Graduado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). Pós-Graduação Lato Sensu pela Escola Politécnica (USP) em Gestão de Projetos na Construção e pelo IDD Educação Avançada em Segurança de Barragens.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

METODOLOGIA COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA PRELIMINAR DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO ASSOCIADAS A BARRAGENS

Felipe PARELLADA NICOLODI
Engenheiro Civil – Intertechne Consultores

Gabriel Felipe PRYJMA CARDEAL VIEIRA
Mestre em Eng. Civil – GENGARQ – Curitiba, PR, Brasil

Daniela GUTSTEIN
Professora Doutora em Eng. Civil – UTFPR – Curitiba, PR, Brasil

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma metodologia computacional para análises paramétricas de estruturas de contenção associadas a barragens e obras hidráulicas, implementada em linguagem Python, com o objetivo de apoiar estudos conceituais e a seleção preliminar de alternativas de projeto. A metodologia integra, em uma única rotina computacional, verificações clássicas de estabilidade global, incluindo deslizamento, tombamento e tensões admissíveis na fundação, ao pré-dimensionamento estrutural de muros de gravidade e de flexão e à estimativa comparativa de custos, permitindo a análise simultânea de aspectos geotécnicos, estruturais e econômicos. A metodologia foi aplicada em estudos paramétricos envolvendo variações geométricas, parâmetros geotécnicos e condições de carregamento, bem como em um caso representativo de contenção em canal de restituição de usina hidrelétrica e em análises de sensibilidade das condições de fundação. Os resultados apresentaram boa concordância com soluções analíticas da literatura, permitindo identificar faixas de transição entre tipologias estruturais, geometrias otimizadas e tendências de desempenho técnico-econômico, evidenciando o potencial da metodologia para subsidiar decisões nas etapas iniciais de projeto. Embora esta etapa da pesquisa não contemple explicitamente efeitos de subpressão e acoplamentos hidráulico-geotécnicos, os resultados demonstram a viabilidade da metodologia proposta como suporte ao planejamento e à avaliação preliminar de intervenções em barragens.

ABSTRACT

This study presents a computational methodology for the parametric analysis of retaining structures associated with dams and hydraulic works, implemented in Python to support conceptual studies and the preliminary selection of design alternatives. The proposed methodology integrates, within a single computational routine, classical global stability verifications, including sliding, overturning, and

allowable foundation bearing stress checks, with the preliminary structural design of gravity and cantilever retaining walls and comparative cost estimation, enabling the simultaneous assessment of geotechnical, structural, and economic aspects. The methodology was applied to parametric studies involving geometric variations, geotechnical parameters, and loading conditions, as well as to a representative case study of a retaining structure for the tailrace channel of a hydropower plant and sensitivity analyses of foundation conditions. The results showed good agreement with analytical solutions reported in the literature, enabling the identification of transition ranges between retaining wall typologies, optimized geometries, and techno-economic performance trends, demonstrating the potential of the proposed methodology to support decision-making during the early stages of design. Although this stage of the research does not explicitly consider uplift pressures or coupled hydraulic–geotechnical effects, the results demonstrate the feasibility of the proposed methodology as a support tool for the preliminary planning and assessment of interventions in dams.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção possuem aplicações relevantes em barragens e obras hidráulicas, sendo empregadas em muros de aproximação, canais de adução e restituição, contenções auxiliares, adequações operacionais, alteamentos localizados e estruturas associadas à fundação e ao sistema hidráulico. Nessas aplicações, as verificações de estabilidade global constituem etapa fundamental do processo de projeto, especialmente nas fases iniciais de definição conceitual, nas quais diferentes alternativas estruturais e geotécnicas precisam ser avaliadas de forma comparativa. Entre as diversas aplicações dessas estruturas em empreendimentos hidrelétricos, destacam-se os muros de aproximação das tomadas d'água, como ilustrado na Figura 1.

Figura 1 – Muro de aproximação em Pequena Central Hidrelétrica (PCH): (a) vista da face voltada ao canal de aproximação; (b) vista da face do muro da ombreira direita durante a compactação do aterro entre a estrutura e a encosta natural.



Fonte: Adaptado de [2].

Tradicionalmente, as análises preliminares de estabilidade dessas estruturas são realizadas por meio de verificações analíticas clássicas envolvendo critérios de deslizamento, tombamento e avaliação de tensões admissíveis na fundação. Apesar da relativa simplicidade desses métodos, estudos paramétricos envolvendo múltiplas combinações geométricas, geotécnicas e de carregamento, podem demandar elevado tempo de processamento manual, dificultando análises comparativas mais abrangentes durante as etapas iniciais de projeto.

Além disso, a crescente necessidade de otimização técnico-econômica em empreendimentos hidráulicos vem ampliando a demanda por ferramentas computacionais capazes de auxiliar avaliações preliminares de estabilidade e viabilidade. Nesse contexto, metodologias computacionais aplicadas à engenharia de barragens têm sido utilizadas como suporte à análise estrutural e à avaliação do comportamento de estruturas de gravidade e contenção, especialmente em situações envolvendo interação fundação-estrutura e variabilidade de parâmetros geotécnicos ([1] e [2]).

Em [1], se demonstrou a influência da deformabilidade da fundação nas distribuições de tensões e nas verificações de estabilidade global de estruturas de gravidade em concreto por meio do Método dos Elementos Finitos, evidenciando a importância da adequada representação dos parâmetros geomecânicos nas análises estruturais. Posteriormente, em [2] se discutiu metodologias computacionais aplicadas ao projeto de barragens de gravidade de concreto, destacando a necessidade de integração

entre critérios tradicionais de estabilidade e ferramentas numéricas de apoio à tomada de decisão em engenharia de barragens.

Apesar da disponibilidade de ferramentas consolidadas para análises geotécnicas e estruturais, observa-se que as etapas iniciais de concepção de estruturas de contenção em barragens ainda dependem, em grande medida, da utilização de diferentes programas e de sucessivas verificações independentes para comparação entre alternativas. Essa fragmentação dificulta a realização de estudos paramétricos abrangentes, especialmente quando se busca avaliar, de forma integrada, aspectos de estabilidade global, pré-dimensionamento estrutural e estimativas preliminares de custos. Nesse contexto, metodologias computacionais que concentrem essas avaliações em um único procedimento podem contribuir significativamente para a tomada de decisão nas fases conceituais de projeto.

Segundo [3] quanto mais cedo for definida uma solução adequada no ciclo de vida de um empreendimento, menor será o custo das modificações necessárias. A aplicação desse princípio em obras de contenção é especialmente pertinente, uma vez que parâmetros como resistência e permeabilidade do solo, nível do lençol freático e características de estruturas vizinhas podem alterar completamente o método construtivo ideal, segundo [4].

Nesse contexto, o presente trabalho apresenta uma metodologia computacional voltada à automatização de verificações analíticas clássicas de estabilidade global aplicadas a estruturas de contenção de barragens e obras hidráulicas, a partir de uma ferramenta computacional paramétrica implementada em linguagem Python. A proposta concentra-se na validação inicial da metodologia aplicada à análise paramétrica preliminar de estruturas de contenção. São realizadas verificações de estabilidade global, dimensionamento estrutural simplificado e estimativa preliminar de custos para muros dos tipos gravidade e flexão, permitindo a realização de análises paramétricas com variação de altura, geometria e parâmetros geotécnicos. Mais do que automatizar procedimentos tradicionais de cálculo, a metodologia proposta busca integrar avaliações geotécnicas, estruturais e técnico-econômicas em um fluxo único de análise, fornecendo suporte à comparação entre alternativas de contenção e à tomada de decisão em estudos conceituais de empreendimentos hidrelétricos.

O estudo foi concebido como a etapa inicial de um projeto de pesquisa mais amplo voltado ao desenvolvimento de metodologias computacionais para análise de estruturas de contenção associadas a empreendimentos hidrelétricos. Nesta etapa, foram analisados casos sem modelagem explícita do nível d'água, da subpressão e dos acoplamentos hidráulico-geotécnicos. A metodologia utiliza como base o desenvolvimento computacional anteriormente implementado em [5], ampliando sua aplicação para estudos paramétricos de estruturas de contenção associadas a barragens e obras hidráulicas. Os resultados obtidos permitiram validar os procedimentos implementados e estabelecer uma base para a incorporação, em etapas futuras da pesquisa, de efeitos hidráulicos e de modelos mais avançados de interação solo-estrutura.

2. CONCEPÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As diferenças fundamentais entre os tipos de estruturas de contenção, muros de gravidade e de flexão, estão associadas ao mecanismo resistente predominante, à esbeltez estrutural e nas metodologias construtivas. Essas características têm impacto direto no comportamento mecânico, nos critérios de dimensionamento e nos resultados obtidos em análises paramétricas de desempenho técnico e econômico.

Os muros de gravidade resistem aos empuxos atuantes principalmente por meio do peso próprio da estrutura, sendo concebidos como corpos rígidos, com seções maciças e bases largas. A estabilidade global desses muros é garantida essencialmente pela resultante das forças gravitacionais, que se opõem aos esforços de deslizamento e tombamento provocados pelos empuxos de terra. Em função desse mecanismo resistente, os muros de gravidade apresentam comportamento pouco deformável, sendo usualmente associados à condição de empuxo em repouso ou a valores conservadores de empuxo ativo. De modo geral, são empregados em alturas menores a moderadas, sendo especialmente indicados quando há espaço disponível para a implantação de bases mais largas e quando o solo de fundação apresenta capacidade de carga compatível com as elevadas tensões transmitidas.

Por outro lado, os muros de flexão, usualmente executados em concreto armado, resistem predominantemente à flexão da parede e à interação entre a base (sapata) e o aterro, o que os torna mais esbeltos do que os muros de gravidade. Nesse caso, o empuxo de terra gera momentos fletores significativos, especialmente na base da parede, que são equilibrados pela armadura de aço tracionada. O comportamento estrutural desses muros pressupõe a ocorrência de deformações compatíveis com o concreto armado, o que justifica a adoção do empuxo ativo na maioria das situações de projeto. Os muros de flexão são, em geral, mais adequados para alturas de contenção maiores e para contextos com restrições geométricas, uma vez que requerem bases menos extensas do que as necessárias para muros de gravidade.

Essas diferenças conceituais refletem-se diretamente na análise paramétrica das soluções. Nos muros de gravidade, pequenas variações na altura do muro ou nos parâmetros geotécnicos do aterro tendem a resultar em aumentos expressivos no volume de concreto e na largura da base necessária para garantir a estabilidade global, impactando significativamente os quantitativos e os custos. Já nos muros de flexão, a variação da altura e das propriedades do solo influenciam de forma mais sensível os momentos solicitantes e, consequentemente, a área de armadura necessária, permitindo maior flexibilidade geométrica, porém com maior dependência do dimensionamento estrutural detalhado. Essas diferenças justificam a realização de análises paramétricas nas fases iniciais do projeto, permitindo identificar a tipologia estrutural mais adequada em função das características geotécnicas e geométricas do empreendimento.

3. CRITÉRIOS DE PROJETO

3.1 Propriedades Geotécnicas e Teorias de Empuxo

O dimensionamento e a verificação da estabilidade de estruturas de contenção dependem da adequada estimativa dos empuxos horizontais exercidos pelo material contido. Esses empuxos resultam da interação entre o maciço e a estrutura, sendo influenciados pelas propriedades geotécnicas do solo, pela geometria do terreno, pelas condições de carregamento e pelo comportamento deformacional da contenção.

Os coeficientes de empuxo ativo (k_a) e em repouso (k_0) são obtidos pelas teorias de Rankine ou Coulomb, a depender das condições do terreno e do ângulo de atrito da interface solo-muro [6]. Para solos normalmente adensados, o coeficiente de empuxo em repouso pode ser determinado pela expressão de Jaky segundo [7]:

$$k_0 = 1 - \sin \emptyset \quad (1)$$

onde Ø é o ângulo de atrito interno efetivo do solo. Para o coeficiente de empuxo ativo, segundo a teoria de Rankine, adota-se:

$$k_a = \frac{1-sin\,\emptyset}{1+sin\,\emptyset} \quad (2)$$

Para muros de gravidade, estruturas bastante rígidas, adota-se o coeficiente de empuxo $k = k_0$ e para muros de flexão, por serem mais deformáveis, $k = k_a$ [6]. A força horizontal resultante do empuxo de aterro, considerando-se largura do muro igual a um metro, é calculada como:

$$E = k \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \quad (3)$$

Quando há sobrecarga no terreno, adota-se a distribuição de empuxo de aterro trapezoidal, a partir de uma altura inicial (h_0) equivalente a sobrecarga q e peso específico do aterro γ_t, conforme pré-estabelecido na literatura técnica de referência: $h_0 = q/\gamma_t$. A Tabela 1 apresenta valores típicos de parâmetros geotécnicos para diferentes tipos de solos, adotados como referência para os estudos paramétricos.

Tabela 1 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos

Tipo de Solo	c **[kPa]**	$\emptyset$ **[°]**	k_a	k_p	k_0
Areia fofa a média	0	28 – 32	0,30 – 0,35	2,5 – 3,0	0,4 – 0,5
Areia compacta	0	34 – 38	0,25 – 0,28	3,0 – 4,0	0,3 – 0,4
Silte argiloso	10 – 25	20 – 26	0,35 – 0,40	2,0 – 2,5	0,5 – 0,6
Argila mole	15 – 30	15 – 22	0,40 – 0,45	1,5 – 2,0	0,6 – 0,8
Argila rígida a muito rígida	30 – 50	20 – 28	0,30 – 0,35	2,0 – 2,5	0,5 – 0,6

Fonte: [6]

3.2 Verificações de Estabilidade Global

Os critérios de estabilidade global adotados neste estudo encontram-se alinhados às verificações usualmente empregadas em estruturas hidráulicas de gravidade, incluindo deslizamento, tombamento e tensões admissíveis na fundação conforme [1].

Para as verificações de estabilidade das estruturas de contenção foram adotados os coeficientes de segurança e condições de carregamento dados em [8], para estruturas à gravidade de concreto, assumindo-se os planos potenciais mais críticos ao longo da base do muro (no contato concreto-fundação).

O fator de segurança ao deslizamento (FSD) é obtido pela relação entre as forças resistentes e atuantes no plano de análise, adotando-se os coeficientes parciais de minoração da segurança quanto à coesão $fsdc$ = 4,0 e ao atrito $fsd\emptyset$ = 2,0, respectivos ao caso de carregamento normal. Estes valores foram adotados considerando os critérios tradicionalmente empregados em projetos de barragens segundo a Eletrobrás, dados em [8], para a situação de menor confiabilidade dos parâmetros de resistência do plano de análise (compatível com a fase de estudos preliminares), a partir de:

$$FSD = \frac{\frac{\sum Fv.tg\emptyset}{fsd\emptyset} + \frac{c.A}{fsdc}}{\sum Fh} \geq 1{,}0 \quad (4)$$

onde $\sum Fv$ corresponde ao somatório das forças normais ao plano de análise e $\sum Fh$, dos empuxos na direção tangencial ao plano de análise, ou seja, forças resultantes verticais e horizontais, respectivamente, para planos de análise potenciais de deslizamento horizontais.

O fator de segurança ao tombamento (FST) é definido pela relação entre o somatório dos momentos estabilizadores ($\sum Mest$) e tombadores ($\sum Mtomb$) em relação ao eixo hipotético de rotação no pé do muro (face oposta aos maiores empuxos horizontais aplicados), a partir da expressão:

$$FST = \frac{\sum Mest}{\sum Mtomb} \quad (5)$$

Para a condição de carregamento normal, FST deve ser igual ou superior a 1,5 segundo [8].

A verificação das tensões na fundação considera a distribuição de tensões no contato entre o concreto da base e fundação, calculada pela expressão da Teoria de Vigas segundo a Resistência dos Materiais, considerando-se a base retangular com largura de 1m e altura *h*, de acordo com a expressão:

$$\sigma_{base} = \frac{(\sum Fv)}{h} \pm \frac{6.(\sum Mc)}{h^2} \quad (6)$$

onde $\sum Fv$ corresponde ao somatório das forças normais e $\sum Mc$ corresponde ao somatório dos momentos em relação ao centro do plano de análise (base do muro), onde para o caso de carregamento normal, a base deve estar inteiramente comprimida, sem ocorrência de tração ([8] e [9]).

As verificações implementadas nesta etapa da pesquisa concentram-se em análises clássicas preliminares de estabilidade global, sem incorporação explícita dos efeitos associados à subpressão, percolação, fluxo transiente ou acoplamentos hidráulico-geotécnicos. Dessa forma, os resultados apresentados devem ser interpretados como suporte à avaliação preliminar de alternativas de contenção e estudos paramétricos iniciais.

3.3 Dimensionamento dos Muros de Flexão

O dimensionamento dos muros de flexão considera o comportamento da estrutura como elemento engastado na base, onde a resistência aos empuxos horizontais é garantida pela armadura longitudinal da parede de concreto armado. As verificações seguem os critérios da ABNT NBR6118 conforme [10] para o estado limite último (ELU), adotando-se armadura simples com posição da linha neutra limitada a $x/d = 0{,}45$.

A profundidade da linha neutra é calculada por:

$$x = 1{,}25 \cdot d \cdot \left[1 - \left[\sqrt{1 - \frac{M_{Sd}}{0{,}425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right]\right] \quad (7)$$

e a área de armadura:

$$As = \frac{M_{Sd}}{d - 0{,}4 \cdot x} \cdot f_{yd} \quad (8)$$

Onde M_{Sd} corresponde ao momento solicitante de cálculo, b_w, à largura do muro na direção longitudinal, d, à altura útil da armadura principal de flexão, f_{cd}, à resistência à compressão do concreto de cálculo e f_{yd}, à resistência ao escoamento da armadura de cálculo, considerando coeficientes de majoração das ações e minoração das resistências conforme ELU. Para efeitos de agressividade ambiental, a ferramenta adota, por conservadorismo, Classe de Agressividade Ambiental III (Forte), requerendo a resistência à compressão característica do concreto mínima fck=30 MPa e cobrimento nominal de 40 mm, a serem confirmados em projeto executivo conforme normalização de referência [10].

3.4 Estimativa de Custos com o SINAPI

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), mantido pela Caixa Econômica Federal em parceria com o IBGE, é a referência oficial para estimativas de custos em obras públicas no Brasil. Suas composições unitárias de serviços e insumos são organizadas por região geográfica e atualizadas periodicamente [11]. As composições paramétricas adotadas neste estudo, referentes ao mês de março de 2025, são: concreto usinado f_{ck} 30 MPa (SINAPI 94972), concreto massa (SINAPI 94974), aço *CA-50* para cortinas (SINAPI 100345) e forma para concreto (SINAPI 100341).

Os custos apresentados devem ser interpretados como valores comparativos por metro linear, obtidos a partir de quantitativos diretos, e não representam o custo total de execução de estruturas de contenção de pequena extensão. Para trechos curtos, os custos de mobilização e logística predominam, ao passo que a análise proposta é mais representativa para estruturas de contenção contínuas e de maior comprimento.

4. METODOLOGIA

4.1 Estrutura do Programa Computacional

A metodologia computacional proposta foi implementada em linguagem *Python*, com arquitetura modular voltada à realização de análises paramétricas de estruturas de contenção associadas a barragens e obras hidráulicas. A ferramenta implementa verificações analíticas clássicas de estabilidade global, incluindo deslizamento, tombamento e tensões na fundação, além do pré-dimensionamento estrutural simplificado de muros de flexão e da estimativa preliminar de quantitativos e custos.

O fluxo computacional foi organizado em módulos independentes para determinação dos empuxos, verificações de estabilidade global, dimensionamento estrutural e avaliação comparativa de custos, permitindo a realização de estudos paramétricos com variação de parâmetros geométricos e geotécnicos.

A implementação computacional utiliza como ponto de partida o desenvolvimento apresentado em [5], sendo ampliada neste trabalho para aplicações em estruturas associadas a barragens. A metodologia foi expandida para incorporar estudos paramétricos, análises comparativas e avaliação preliminar de alternativas de projeto, fornecendo suporte a estudos de viabilidade técnico-econômica e à tomada de decisão nas fases iniciais de concepção.

4.2 Procedimento de Dimensionamento

Inicialmente, para o projeto do muro de gravidade, as etapas principais de dimensionamento foram:

1. Cálculo dos empuxos de solo;
2. Verificação ao deslizamento, ao tombamento e às tensões na base; e,
3. Ajuste iterativo das dimensões geométricas até convergência dos critérios de estabilidade.

Em seguida, a geometria adotada compreende a face vertical junto ao aterro, com largura da crista e da base definidas pelo usuário.

Para o muro de flexão, além das verificações de estabilidade global, realiza-se o dimensionamento da armadura principal da parede. O momento fletor máximo (M_{Sd}) é determinado na seção de engastamento (base da parede), e a área de aço é calculada considerando armadura simples à tração, com f_{ck} = 30 MPa e aço *CA-50*. O programa também verifica seções intermediárias ao longo da altura do muro, conforme recomendado por [12].

4.3 Validação da Implementação Computacional

A implementação computacional foi validada por meio da comparação de seus resultados com quatro exemplos analíticos retirados ou adaptados da literatura técnica: dois exemplos de [12], referentes a um muro de gravidade e um muro de flexão, e dois exemplos de [13], igualmente representativos dessas tipologias. Foram comparados os fatores de segurança ao tombamento (FST) e ao deslizamento (FSD), as tensões máximas na fundação e o consumo de armadura (kg/m), verificando-se a concordância entre os resultados obtidos e aqueles reportados na literatura.

4.4 Quantificação dos Materiais e Serviços

A partir da geometria definida e dos parâmetros obtidos no dimensionamento, a implementação computacional determina automaticamente, por metro linear de estrutura de contenção, os volumes de concreto estrutural, concreto magro ou argamassa de regularização, o consumo de aço *CA-50* e de área de formas. Para os muros de flexão, a quantificação da armadura decorre do dimensionamento à flexão da parede, enquanto, nos muros de gravidade, predominam os volumes de concreto e as superfícies de forma.

Esses resultados alimentam diretamente a estimativa orçamentária, elaborada com base em composições do SINAPI para concreto usinado estrutural, concreto massa/magro, aço *CA-50* e formas. Os custos são apresentados por metro linear, permitindo a comparação entre alternativas estruturais e a realização de estudos paramétricos. Dessa forma, a quantificação de materiais e serviços integra a metodologia proposta, conectando o dimensionamento estrutural e geotécnico à avaliação técnico-econômica das soluções propostas.

Ressalta-se, contudo, que as estimativas possuem caráter preliminar e podem variar em função do comprimento total da estrutura de contenção, uma vez que, em trechos reduzidos, as parcelas indiretas e os custos fixos tendem a representar participação proporcionalmente mais elevada do que naquelas de maior extensão. Além disso, a metodologia adotada não contempla alguns itens relevantes para a implantação da

solução, tais como a mobilização, ensaios de investigação e caracterização geotécnica, limpeza do terreno, escavação, diária do engenheiro responsável e ensaios tecnológicos de controle do concreto, como moldagem e ruptura de corpos de prova. Dessa forma, os valores obtidos devem ser interpretados como referências comparativas entre alternativas, e não como orçamento executivo completo da obra.

4.5 Limitações da Implementação Computacional

A presente versão da implementação computacional possui caráter preliminar, ou seja, realiza estudos paramétricos e avaliação comparativa, não contemplando todas as condições de carregamento possíveis em estruturas de contenção aplicadas a barragens e obras hidráulicas.

Nesta etapa do desenvolvimento, não foram consideradas ações hidrostáticas, subpressões, efeitos sísmicos, percolação, análises de interação solo-estrutura avançadas ou verificações em estado limite de serviço. As análises concentram-se em casos representativos sem consideração explícita dos efeitos hidrostáticos, subpressões e acoplamentos hidráulico-geotécnicos, permitindo validar os algoritmos implementados e realizar estudos paramétricos comparativos entre tipologias de muros à flexão e à gravidade. Dessa forma, os resultados apresentados devem ser interpretados como suporte à avaliação preliminar de alternativas de contenção e estudos paramétricos iniciais, não substituindo análises executivas completas de estruturas hidráulicas e barragens.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos com a ferramenta computacional desenvolvida, abrangendo sua validação frente a exemplos da literatura e sua aplicação em análises comparativas entre muros de arrimo de gravidade e de flexão. A discussão contempla os efeitos da altura da contenção sobre os critérios de estabilidade, o dimensionamento estrutural e os custos preliminares, bem como uma análise paramétrica adicional voltada à otimização da espessura do muro de flexão.

5.1 Validação da Implementação Computacional

A comparação dos resultados obtidos pelo programa com os valores analíticos dos exemplos da literatura revelou elevada concordância técnica. A Tabela 2 resume os principais parâmetros comparados para os quatro exemplos de validação.

Tabela 2 – Comparação dos resultados obtidos com exemplos da literatura

Exemplo	Tipo de Muro	Parâmetro Verificado	Resultado Referência	Resultado Programa	Δ (%)
Ex. 1 – [12]	Gravidade	FST	2,02	2,02	0,00%
		Tensão Máx. na Base (kPa)	123,2	123,02	-0,15%
Ex. 2 – [12]	Flexão	FSD	0,604	0,60	-0,66%
		Peso de Aço (kg/m)	75,21	68,35	-9,12%
Ex. 3 – [13]	Gravidade	FST	2,104	2,10	-0,19%
		Tensão Máx. na Base (kPa)	308,05	307,99	-0,02%
Ex. 4 – [13]	Flexão	FST	2,932	2,92	-0,41%
		Tensão Máx. na Base (kPa)	199,61	197,49	-1,06%

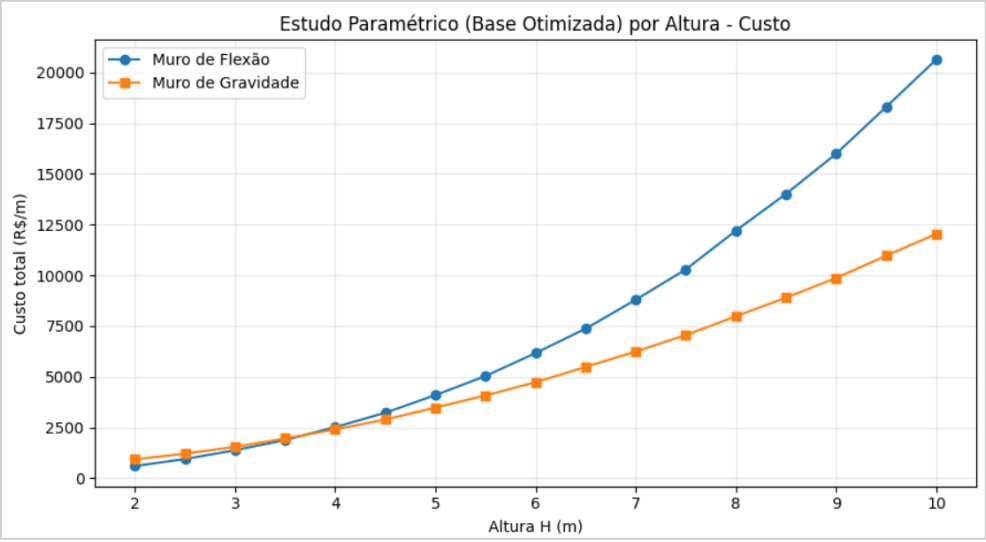
Fonte: Elaboração própria, com base em [12] e [13].

As diferenças observadas são atribuídas principalmente às aproximações numéricas inerentes à implementação computacional e ao arredondamento de valores intermediários durante o processamento dos cálculos. A maior divergência foi verificada no peso de armadura do Exemplo 2 (9,12%), decorrente da adoção automática de espaçamento comercial para barras Ø8 mm, resultando em uma área efetiva de aço ligeiramente inferior à obtida na solução analítica. À exceção do consumo de armadura do Exemplo 2, as divergências entre os demais parâmetros estruturais e geotécnicos permaneceram inferiores a 6,01%. Esses resultados demonstram que os procedimentos implementados reproduzem adequadamente as soluções analíticas clássicas adotadas no dimensionamento de estruturas de contenção, fornecendo base consistente para as análises paramétricas e os estudos comparativos apresentados nas seções seguintes. Assim, considera-se que a implementação computacional apresenta nível de precisão compatível com sua aplicação em estudos conceituais e análises paramétricas de estruturas de contenção associadas a barragens.

5.2 Análise Comparativa entre Tipologias por Altura

Foi realizada uma análise paramétrica variando-se a altura da contenção e ajustando-se a largura da base para valores próximos ao mínimo necessário ao atendimento dos critérios de estabilidade adotados. Para essa análise, foram adotados os seguintes parâmetros geotécnicos: coeficiente de coesão de 10 kPa, ângulo de atrito interno de 30°, peso específico do solo de 18 kN/m³ e coeficiente de empuxo ativo $k_a = 0{,}33$, conforme as premissas de projeto apresentadas na Seção 3. A Figura 2 apresenta a comparação dos custos estimados em função da altura da contenção para as duas tipologias analisadas: muro de gravidade e muro de flexão.

Figura 2 - Comparação técnico-econômica entre muros de gravidade e de flexão em função da altura da contenção, evidenciando a faixa de transição entre as tipologias.



Fonte: dos autores (2026)

A Figura 2 evidencia a existência de uma faixa de transição entre as tipologias, na qual a solução estrutural mais vantajosa sob o ponto de vista técnico-econômico se altera em função da altura da contenção. Os resultados indicam que, para as condições analisadas, os muros de flexão apresentam maior competitividade econômica para alturas inferiores a aproximadamente 3,5 m, enquanto, para alturas superiores a 4,5 m, os muros de gravidade passam a constituir a alternativa mais vantajosa sob o ponto de vista técnico-econômico.

A diferença de comportamento observada entre as tipologias está associada aos mecanismos resistentes predominantes em cada solução estrutural. Nos muros de flexão, o aumento da altura da contenção provoca crescimento dos momentos fletores e, consequentemente, da armadura necessária, mantendo geometrias relativamente esbeltas. Nos muros de gravidade, por outro lado, o aumento da altura exige principalmente o acréscimo do volume de concreto e da largura da base para garantir a estabilidade ao deslizamento e ao tombamento.

Esse comportamento confirma que, para alturas reduzidas, os muros de flexão apresentam vantagem econômica decorrente do menor consumo de concreto. À medida que a altura aumenta, o aumento dos momentos fletores exige maior quantidade de armadura, reduzindo progressivamente essa vantagem relativa. A identificação dessa faixa de transição constitui um dos principais resultados do estudo, evidenciando que a solução estrutural mais vantajosa depende da interação entre as condições geotécnicas e os critérios de projeto adotados, e não exclusivamente da altura da contenção.

Ressalta-se, entretanto, que esses resultados são representativos das condições geotécnicas e das hipóteses adotadas nesta etapa da pesquisa. A consideração de ações hidráulicas, como subpressão e nível d'água, poderá alterar a faixa de transição observada entre as tipologias estruturais. Ainda assim, os resultados reforçam a importância da realização de estudos paramétricos nas fases iniciais de projeto, uma vez que a escolha da tipologia estrutural depende da interação entre as características geotécnicas do maciço e os critérios de dimensionamento adotados.

A análise paramétrica evidencia o potencial da metodologia proposta para apoiar a seleção preliminar da tipologia estrutural mais adequada em estruturas de contenção associadas a barragens e demais obras hidráulicas, permitindo avaliar rapidamente tendências de desempenho técnico-econômico em função dos parâmetros de projeto.

5.3 Otimização da Espessura do Muro de Flexão

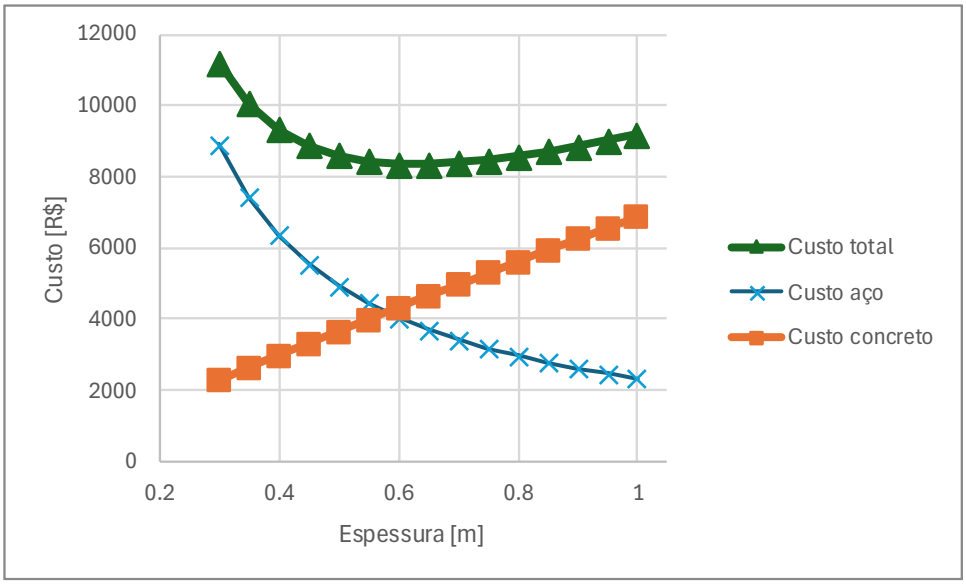
Como análise paramétrica complementar, investigou-se a influência da espessura da parede (e) no custo total de um muro de flexão de 7,0 m de altura, considerando $k_a = 0{,}33$ e $\gamma = 18\ kN/m^3$, valores representativos de materiais granulares frequentemente empregados em estruturas associadas a barragens. Os resultados indicaram que a espessura ótima corresponde a $e = 0{,}65\ m$. Com a espessura ótima se obteve o menor custo total (R$ 8.359,14/m), que comparado com as demais soluções com espessuras não otimizadas, como 0,35 m ou 1,00 m (custos de R$ 10.051,47 e R$ 9.202,19, respectivamente) pode possuir custos totais 17% menores.

A Figura 3 evidencia que o custo total resulta da interação entre dois mecanismos concorrentes. A redução da espessura diminui o consumo de concreto, porém exige maior taxa de armadura para resistir aos momentos fletores. Por outro lado, o aumento da espessura reduz a necessidade de armadura, mas eleva significativamente o volume de concreto. Como consequência, observa-se a existência de uma espessura intermediária capaz de minimizar o custo total da estrutura.

Observou-se ainda que, para espessuras reduzidas, a armadura calculada supera a armadura mínima prescrita pela ABNT NBR6118, limitando novos ganhos econômicos decorrentes da redução da espessura. Em contrapartida, para espessuras maiores, o aumento do volume de concreto não é compensado pela diminuição da armadura, em

razão da aproximação da armadura mínima. Esse comportamento demonstra que soluções aparentemente mais robustas nem sempre representam a alternativa economicamente mais eficiente, reforçando a importância da realização de análises paramétricas nas fases iniciais de projeto. A identificação automática dessa condição ótima constitui um dos principais diferenciais da metodologia proposta, permitindo ao projetista avaliar rapidamente o impacto de alterações geométricas sobre o desempenho técnico-econômico da estrutura, sem necessidade de sucessivos redimensionamentos manuais.

Figura 3 - Comparação de custos envolvidos na análise paramétrica de estrutura de contenção - variação da espessura de um muro de flexão hipotético com H=7m.



Fonte: dos autores (2026)

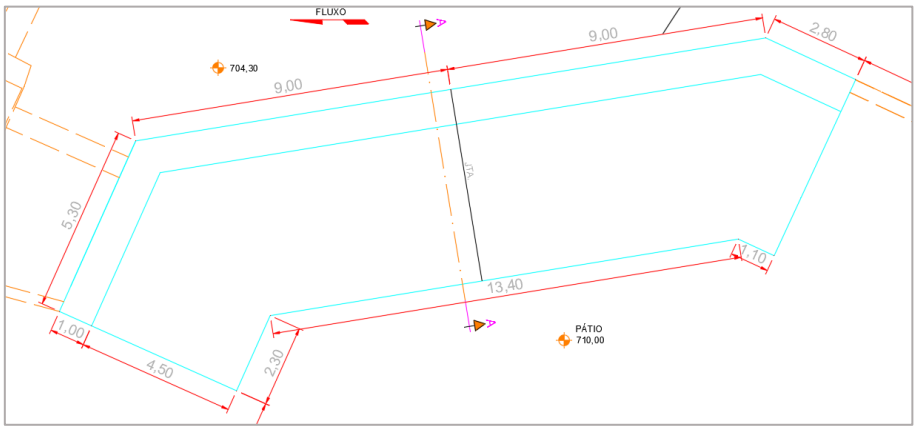
5.4 Exemplo Prático

Como aplicação da metodologia proposta, analisa-se o alteamento das contenções laterais de um canal de restituição de uma usina hidrelétrica. Esse tipo de intervenção é recorrente em empreendimentos existentes, seja em decorrência da revisão de estudos hidrológicos, que podem impor novos níveis operativos, seja da necessidade de adequação às normas e critérios de projeto atualmente vigentes.

O alteamento das contenções laterais do canal visa garantir condições adequadas de operação e estabilidade da seção, evitando galgamentos e instabilidades decorrentes do aumento da lâmina d'água e dos empuxos de solo associados. Nesse contexto, a metodologia proposta mostra-se particularmente útil por permitir uma avaliação preliminar integrada, contemplando estabilidade global, pré-dimensionamento estrutural e estimativa comparativa de custos.

A Figura 4 mostra o arranjo geral do trecho analisado, destacando a implantação do muro de contenção. O canal encontra-se escavado aproximadamente na EL. 704,30, enquanto o platô adjacente localiza-se na EL. 710,00, tornando necessária a execução da estrutura de contenção. A Figura 5 apresenta as geometrias adotadas para a seção transversal das duas tipologias analisadas. Observa-se que ambas atendem aos critérios de estabilidade considerados, conforme a metodologia proposta.

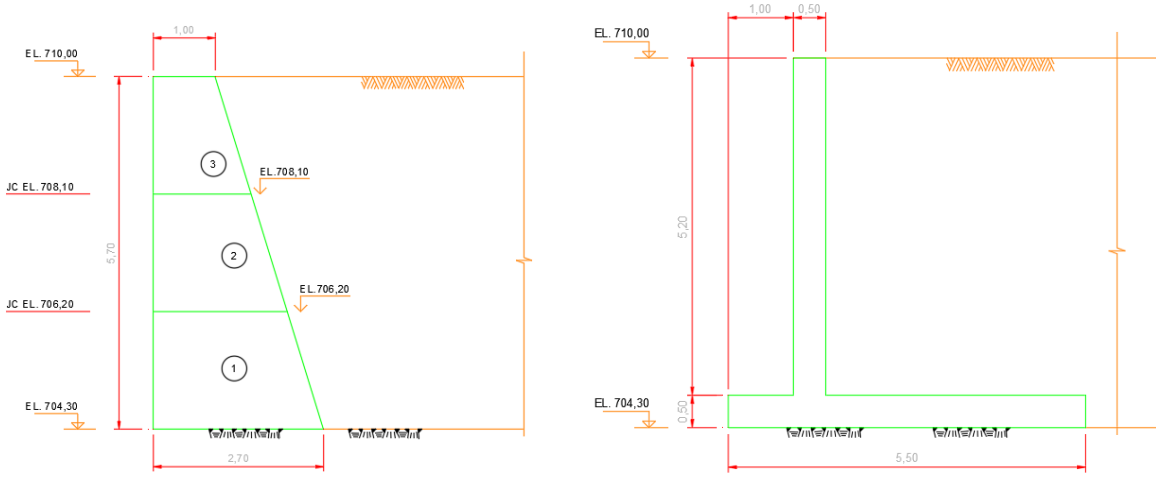
Figura 4 – Exemplo prático - Implantação da estrutura de contenção - em planta com localização da seção transversal “A” de estudo



Fonte: dos autores (2026)

Figura 5 – Exemplo prático – Seção transversal A das estruturas de contenção estudadas, sendo (a) à gravidade e (b) à flexão.

(a) (b)



Fonte: dos autores (2026)

De forma preliminar, avaliaram-se duas opções, o muro de gravidade e o muro de flexão. Considerando as condições específicas do arranjo analisado e a menor relevância dos deslocamentos estruturais para o caso em estudo, adotou-se, de forma simplificada, o empuxo ativo para ambas as tipologias. Os parâmetros adotados e os quantitativos obtidos para ambas as tipologias se encontram apresentados nas Tabelas 3 a 6.

Tabela 3 – Exemplo prático – Parâmetros dos materiais adotados

Parâmetro	Valor		Parâmetro	Valor
Altura do muro	5,7 m		Peso específico do concreto	24 kN/m³
Peso específico adotado do aterro	18 kN/m³		Base máxima permitida	5,50 m
Ângulo de atrito do aterro	30°		Sobrecarga a montante	25 kN/m²
Coeficiente de empuxo	0,33		Tensão admissível	700 kN/m²
Coesão	20 kN/m²		Ângulo de atrito	30°

Fonte: dos autores (2026)

Tabela 4 – Exemplo prático - Custos unitários

Item	Material (R$)	Mão de obra (R$)
Concreto estrutural (m³)	631,51	43,17
Concreto massa (m³)	119,01	187,12
Aço CA50 (kg)	8,31	1,50
Forma (m²)	19,10	24,58

Fonte: dos autores (2026)

Tabela 5 – Exemplo prático - Quantitativos e custos – Muro de flexão

Item	Quantidade	Custo (R$)
Concreto estrutural	4,50 m³	3.036,06
Concreto massa	0,19 m³	58,16
Aço CA50	234,94 kg	2.304,77
Forma	2,28 m²	43,55
Total	—	**R$ 5.442,54**

Fonte: dos autores (2026)

Tabela 6 – Exemplo prático - Quantitativos e custos – Muro de gravidade

Item	Quantidade	Custo (R$)
Concreto estrutural	1,05 m³	711,45
Concreto massa	9,49 m³	2.905,33
Aço CA50	38,53 kg	378,01
Forma	9,32 m²	177,98
Total	—	**R$ 4.172,77**

Fonte: dos autores (2026)

A aplicação da metodologia ao caso de alteamento das contenções laterais do canal de restituição estudado demonstrou sua utilidade na comparação preliminar entre alternativas estruturalmente viáveis. Para as condições analisadas, ambas as tipologias atenderam aos critérios de estabilidade adotados. Entretanto, o muro de gravidade apresentou melhor desempenho sob o ponto de vista técnico-econômico, com custo estimado de R$ 4.172,77/m, inferior ao do muro de flexão (R$ 5.442,54/m). Considerando o comprimento aproximado de 26,1m da estrutura, essa diferença representa economia estimada de aproximadamente R$ 33.100,00 no orçamento preliminar da obra.

Esse resultado indica que, para a geometria e os parâmetros geotécnicos considerados, a solução em muro de gravidade mostra-se mais vantajosa do ponto de vista técnico-econômico. Mais do que comparar custos, o exemplo prático demonstra a capacidade da metodologia proposta em subsidiar decisões de projeto nas fases conceituais (estudo preliminar), permitindo identificar, de forma rápida e fundamentada, a solução estrutural mais adequada para cada cenário analisado.

5.5 Análise de Sensibilidade do Ângulo de Atrito do Solo

Como análise de sensibilidade complementar, investigou-se a influência do ângulo de atrito do solo de fundação, variando-se ϕ entre 20° e 40°. Para cada tipologia analisada (muro de flexão e muro de gravidade), a geometria da estrutura foi ajustada de modo a atender aos critérios mínimos de estabilidade adotados. Considerou-se altura de contenção de 5,0 m, solo sem coesão e coeficiente de empuxo ativo $k_a = 0{,}65$.

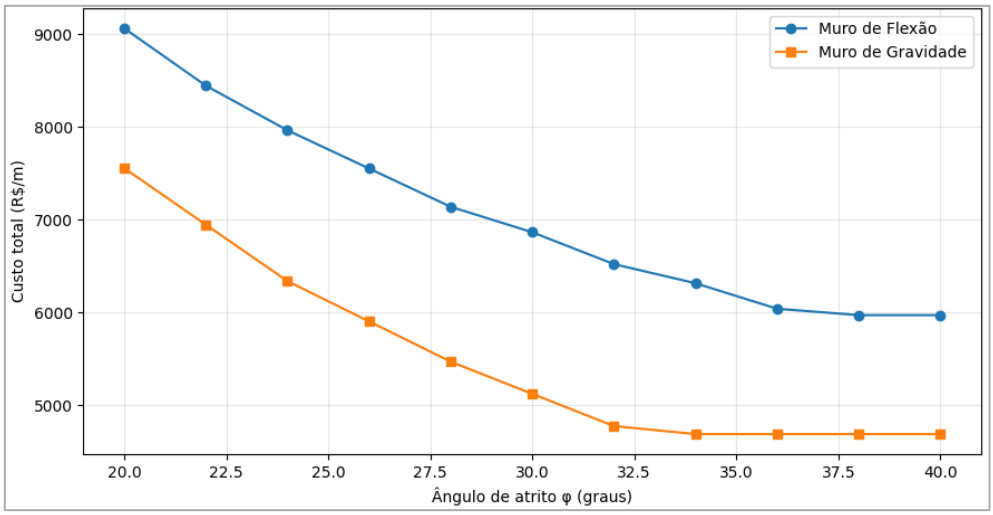
Ressalta-se que a análise possui caráter paramétrico e exploratório, não correspondendo necessariamente às condições geotécnicas observadas em campo, mas permitindo avaliar a sensibilidade das soluções estruturais às variações do ângulo de atrito do solo. A Tabela 7 apresenta os resultados da análise, enquanto a Figura 6 apresenta a evolução dos custos para melhor interpretação da influência do ângulo de atrito do solo nos custos totais das duas tipologias analisadas.

Tabela 7 – Análise de sensibilidade do ângulo de atrito sobre a largura da base e o custo total estimado das tipologias: muro de flexão e muro de gravidade.

Ângulo de atrito [°]	**Largura da Base [m]**		**Custo Total [R$]**	
	Muro de Flexão	**Muro de Gravidade**	**Muro de Flexão**	**Muro de Gravidade**
20	8,60	7,70	9.065,27	7.556,55
22	7,70	7,00	8.446,75	6.947,69
24	7,00	6,30	7.965,86	6.339,17
26	6,40	5,80	7.553,34	5.904,76
28	5,80	5,30	7.140,99	5.470,60
30	5,40	4,90	6.866,10	5.123,48
32	4,90	4,50	6.522,47	4.776,56
34	4,60	4,40	6.316,30	4.689,87
36	4,20	4,40	6.041,41	4.689,87
38	4,10	4,40	5.972,68	4.689,87
40	4,10	4,40	5.972,68	4.689,87

Fonte: dos autores (2026)

Figura 6 - Influência do ângulo de atrito do solo sobre o custo total estimado dos muros de flexão e de gravidade.



Fonte: dos autores (2026)

O aumento do ângulo de atrito do solo eleva a resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-fundação, reduzindo a largura mínima da base necessária para o atendimento aos critérios de estabilidade. Como consequência, observa-se diminuição progressiva do volume de materiais empregados e, portanto, do custo total das estruturas analisadas. Esse comportamento evidencia a forte influência das

propriedades resistentes do solo na definição da geometria da contenção, demonstrando que pequenas variações nos parâmetros geotécnicos podem produzir impactos significativos no consumo de materiais e, consequentemente, no custo final da solução.

Para os muros de gravidade, verifica-se estabilização da largura mínima da base a partir de $\emptyset \cong 34°$, indicando que o deslizamento deixa de ser o critério dominante de dimensionamento. Já para os muros de flexão, comportamento semelhante ocorre apenas para valores próximos de $\phi \cong 38°$, evidenciando maior sensibilidade dessa tipologia às propriedades resistentes do solo. Adicionalmente, observa-se que, para valores mais elevados de ângulo de atrito, os ganhos econômicos tornam-se progressivamente menores, indicando que, a partir de determinado nível de resistência do solo, outros critérios de dimensionamento passam a governar a solução estrutural.

Os resultados evidenciam que a metodologia proposta constitui uma ferramenta eficiente para estudos de sensibilidade voltados à seleção preliminar de soluções de contenção em barragens e demais obras hidráulicas.

5.6 Outras Aplicações da Metodologia Proposta em Obras de Barragens

Além do caso de aplicação apresentado para o alteamento das contenções laterais de um canal de restituição, a metodologia proposta pode ser empregada em diferentes intervenções associadas a barragens e obras hidráulicas. Nesses contextos, sua aplicação permite comparar alternativas estruturais e subsidiar decisões de projeto ainda nas fases conceituais. Entre as principais aplicações destacam-se:

- Ampliação e repotenciação de usinas hidrelétricas, nas quais a alteração de níveis operativos ou vazões de projeto pode exigir o alteamento ou a adequação de contenções existentes em canais, acessos ou estruturas auxiliares, além de muros parapeito em cristas de barragens.
- Reforço de estruturas hidráulicas existentes, nas quais diferentes soluções de contenção podem ser avaliadas quanto à estabilidade global, ao consumo de materiais e ao custo comparativo antes da definição da alternativa a ser detalhada.
- Reaterros e adequação de taludes, em que a variação de propriedades geotécnicas do aterro pode influenciar significativamente a geometria necessária e, consequentemente, os quantitativos estimados.
- Estudos comparativos entre tipologias de contenção em etapas preliminares de projeto, permitindo identificar faixas de altura, condições de fundação e parâmetros geotécnicos nos quais cada tipologia tende a apresentar melhor desempenho técnico-econômico.

Esses exemplos evidenciam que a metodologia proposta não se restringe ao caso de estudo apresentado, podendo ser empregada em diferentes intervenções associadas a barragens e obras hidráulicas. Dessa forma, amplia-se seu campo de aplicação como ferramenta de apoio à decisão nas fases iniciais de projeto.

6. CONCLUSÃO

Os resultados obtidos demonstraram que a metodologia computacional proposta constitui uma abordagem eficiente para estudos preliminares de estruturas de contenção associadas a empreendimentos hidráulicos, permitindo integrar análises de estabilidade global, pré-dimensionamento estrutural e avaliação comparativa de custos em uma única rotina computacional.

A validação frente a exemplos clássicos da literatura indicou boa concordância entre os resultados obtidos e as soluções analíticas de referência, evidenciando a consistência dos procedimentos implementados e fornecendo base confiável para as análises paramétricas apresentadas neste trabalho.

As análises paramétricas permitiram identificar tendências de comportamento técnico-econômico entre muros de gravidade e de flexão, especialmente quanto à influência da altura da contenção e dos parâmetros geotécnicos sobre os quantitativos, dimensões das seções transversais e custos estimados das soluções analisadas. A identificação de faixas de transição entre tipologias estruturais e de geometrias otimizadas evidencia o potencial da metodologia para apoiar a seleção preliminar de alternativas em projetos de barragens e obras hidráulicas.

Em relação às soluções computacionais consolidadas disponíveis no mercado, o principal diferencial da metodologia proposta reside na integração, em uma única rotina computacional, das verificações preliminares de estabilidade, do pré-dimensionamento estrutural e da estimativa comparativa de custos. Essa integração permite avaliar rapidamente alternativas geométricas e tipológicas, fornecendo subsídios técnicos para a tomada de decisão nas fases conceituais e de viabilidade de projetos de barragens e outras obras hidráulicas. Nesse contexto, a metodologia proposta amplia as possibilidades de aplicação de abordagens computacionais na engenharia de barragens, contribuindo para tornar mais objetiva, sistemática e fundamentada a seleção preliminar de soluções de contenção em diferentes cenários de projeto e estabelecendo uma base para o desenvolvimento de abordagens computacionais cada vez mais integradas ao processo de tomada de decisão em engenharia.

Como limitações do presente estudo, destacam-se a não consideração de ações hidrostáticas, subpressões e análises mais avançadas de interação solo-estrutura. A incorporação desses efeitos constitui um desdobramento natural do desenvolvimento da metodologia, ampliando seu potencial de aplicação em barragens, canais hidráulicos e demais estruturas de contenção associadas.

7. PALAVRAS-CHAVE

Palavra-Chave: estruturas de contenção, Python, muro de gravidade, muro de flexão, avaliação técnico-econômica.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] GUTSTEIN, Daniela (2003). Estudo de tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto por meio do Método dos Elementos Finitos. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

[2] GUTSTEIN, Daniela (2011). Projeto de estruturas de barragens de gravidade de concreto por meio de métodos computacionais: visão geral e metodologia. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

[3] PMI (2021). Padrão de gerenciamento de projetos e Guia do conhecimento em gerenciamento de projetos (Guia PMBOK). 7th ed. Newton Square, Pennsylvania. ISBN ISBN 978-1-62825-687-1.

[4] DITTRICH, Astrid Costa (2014). Obra de contenção em Porto Alegre/RS: Qualidade do monitoramento dos deslocamentos. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

[5] NICOLODI, Felipe Parellada (2025). *Desenvolvimento de ferramenta computacional paramétrica aplicada à análise preliminar de estruturas de contenção*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba.

[6] TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B.; MESRI, Gholamreza (1995). Soil Mechanics in Engineering Practice. [S.l.]: John Wiley & Sons. ISBN ISBN 0-471-08658-4.

[7] JAKY, J. (1944) The coefficient of earth pressure at rest. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam.

[8] ELETROBRÁS (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.

[9] CAPUTO, Homero Pinto (2015). Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Mecânica das rochas, fundações e obras de terra. Rio de Janeiro: LTC, v. 2. ISBN ISBN 978-85-216-3006-7.

[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2026). ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

[11] CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (2024). Manual Técnico do SINAPI: Composições Analíticas de Preços. Caixa. Brasília.

[12] MOLITERNO, Antonio (1980). Caderno de Muros de Arrimo. São Paulo: Edgard Blücher Ltda.

[13] MARCHETTI, Osvaldemar (2008). Muros de Arrimo. 1a Edição. ed. São Paulo: Blucher. ISBN ISBN 978-85-212-0428-2.

	**Felipe PARELLADA NICOLODI** Engenheiro civil com experiência em engenharia estrutural aplicada a obras de infraestrutura e energia. Atua em dimensionamento e análise de estruturas metálicas e concreto, reforços estruturais e torres de transmissão, além de participação em revisões periódicas de segurança de barragens e análises de estabilidade de estruturas hidráulicas.
	**Gabriel Felipe PRYJMA CARDEAL VIEIRA** Engenheiro Civil, pesquisador em Engenharia Civil pela UTFPR/PPGEC, especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho e Gerenciamento de Obras, Mestre em Engenharia Civil. Atua em gestão da produção, BIM, projetos, construção civil e satisfação residencial, com produção científica na área.
	**Daniela GUTSTEIN** Engenheira Civil, mestre e doutora em Engenharia Civil (Estruturas) pela UFSC, com pesquisas em modelagem computacional e barragens de concreto. Professora da UTFPR-CT, atua em estruturas de concreto, barragens, BIM e normalização. Possui experiência em projetos hidrelétricos e é representante do CBDB no TC-A (Análise Computacional de Barragens) do ICOLD.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

EXPERIÊNCIA EM REFORÇOS DE BARRAGENS DE CONCRETO – DESAFIO ENTRE ASSERTIVIDADE, VIABILIDADE E DIFICULDADES EXECUTIVAS

Marcelo Miranda BOTELHO
Eng. Civil - HEAD5 ENGENHARIA
Richard Roncally BEIRIGO
Eng. Civil - HEAD5 ENGENHARIA
Luna Andrade Guerra DE PAOLI
Eng. Civil - HEAD5 ENGENHARIA
Paulo Cezar da SILVA JR
Geólogo - HEAD5 ENGENHARIA

RESUMO

As barragens de concreto são estruturas que devem atender aos critérios de projeto ELETROBRAS complementado por códigos de agências internacionais, enquadrando na legislação federal nº 12.334/2010 e nº 14.066/2020, além de cumprir a resolução ANEEL nº 1.064/2023. Para garantia da segurança dos empreendimentos, vários agentes do mercado de energia e abastecimento de água enfrentam o dilema ao definir qual alternativa de reforço adotar em eventual necessidade de readequação. Este trabalho propõe uma avaliação entre casos de reforços de diversas barragens de concreto que foram objeto de readequação nesta década de 2020. O artigo busca apresentar alternativas de reforços com a introdução de concreto adicional e instalação de tirantes como a experiência nacional adotou. Entre as alternativas de reforço com a adição de concreto ao corpo da barragem, são avaliados cenários em que o concreto foi incorporado somente na porção montante da estrutura, próximo à sua crista, e cenários em que o concreto foi adicionado para estender a base da barragem. Na alternativa de tirantes, é apresentada uma reflexão enquanto às dificuldades executivas e concomitante à dúvida da permanência da carga implantada, sobre o eventual afrouxamento do elemento de protensão. Finalmente, para barragens de menor altura, que eventualmente tenham sua fundação em material de baixa resistência, é avaliada

uma alternativa em enrocamento argamassado proposta em um estudo elaborado na China.

ABSTRACT

Existing concrete dams are critical infrastructure assets that must strictly comply with ELETROBRAS design criteria, as mandated by Brazilian Federal Laws No. 12.334/2010 and No. 14.066/2020, and ANEEL Resolution No. 1.064/2023. Ensuring the long-term safety of these projects poses significant challenges for stakeholders in the energy and water supply sectors. A dilemma is faced when determining which methodology to be adopted in the event of re-adaptation.

This paper proposes an evaluation of 2020s cases involving various concrete dams that underwent civil works do improve stability. The article aims to present methods involving the addition of supplementary concrete to the dam body and the installation of post-tensioned anchors, as adopted in Brazilian national practice.

Among the stability improvement alternatives involving the addition of concrete to the dam body, scenarios are evaluated in which concrete was incorporated solely on the upstream portion of the structure, near its crest, as well as scenarios in which concrete was added to extend the base of the dam (typically at the downstream toe/heel).

Regarding post-tensioned anchors, the discussion addresses key construction difficulties, as well as concerns related to the long-term retention of prestressing forces, including the risks of relaxation, load loss, or tension reduction in the prestressing tendons over time.

Finally, for lower-height concrete dams founded on low-strength materials, an alternative approach using cemented rockfill (also known as rock-filled concrete) is evaluated. This method, originally proposed and developed in studies from China, offers potential advantages in material efficiency and foundation adaptability for such conditions.

1. INTRODUÇÃO

A recente experiência nacional no último ciclo de Revisão Periódica de Segurança de Barragens – RPS, apresentou diversos desafios enquanto à análise de estabilidade de barragens de concreto. O ciclo da RPS concluído para a maior parte dos empreendimentos no ano de 2022, desenvolvido pelos empreendedores em consonância com a legislação da Política Nacional de Segurança de Barragens, abarcou barramentos com características diversas.

Foram avaliados empreendimentos centenários, implantados no início do século XX, quando não havia códigos de referência para definição dos requisitos técnicos de projeto. Fizeram parte, também, do conjunto de barragens avaliadas, estruturas que foram implantadas ao final do século XX porém, sem observar os critérios de projeto dos códigos internacionais que vieram a compor os requisitos dos Critérios de Projeto Civil estabelecidos pela Eletrobras[1] em 2003.

Haja vista que atualmente, além do Manual do Empreendedor da Agência Nacional de Águas – ANA, os Critérios de Projeto Eletrobras[1] são as referências que preconizam os requisitos de atendimento das barragens de acumulação de água no Brasil, tais códigos são aqueles observados nos trabalhos de RPS.

Os códigos e manuais das agências americanas *Bureau of Reclamation* [2], *United States Corps of Engineers* [3][4] e principalmente, a experiência nacional brasileira na implantação de diversos empreendimentos de água e energia da segunda metade do século XX, concorreram para estabelecer os requisitos dos Critérios de Projeto Eletrobras[1], que exigem verificações de critérios de atendimento a tensões na base para os diversos casos de carregamento, seja Caso de Carregamento Normal (CCN), Caso de Carregamento Excepcional (CCE) e Caso de Carregamento Limite (CCL).

Para além dos critérios de tensões na base, os Critérios de Projeto estabelecidos por Eletrobras[1] definem a subpressão a ser considerada para a avaliação da estabilidade de Estruturas de Concreto. Os diagramas a utilizar, na ausência de instrumentação piezométrica, devem seguir os conceitos de diagramas teóricos.

Pois o que se observou no ciclo da RPS findado em 2022, é que empreendimentos implantados em data anterior à formalização dos Critérios de Projeto Eletrobras[1], em diversas situações não atendem aos requisitos por estes critérios definidos no ano de 2003.

Como resultado de diversos trabalhos de RPS, houve recomendações de se desenvolver intervenções em alguns barramentos. Entre estas recomendações, podem ser citados Projetos de instrumentação complementar, campanhas de injeções de impermeabilização de fundação, perfuração de novos drenos e/ou reperfuração de drenos obstruídos e, principalmente, projetos de reforço estrutural de barragens. Estas ações convergem no objetivo de que as barragens sejam readequadas aos critérios estabelecidos pela Eletrobras[1].

Este trabalho apresenta uma avaliação de alternativas de reforços de barragens de concreto, indicando experiências implementadas em obras de reforço e desafios enfrentados pelos empreendedores na definição da solução de reforço de alguns barramentos.

Houve projetos em que se utilizou concreto em peso próximo à crista da barragem, em outros o concreto foi adicionado para além do peso, aumentar a base da barragem e, por fim, empreendimentos em que, em lugar de reforço com concreto em peso, adotou-se tirantes para aumentar a tensão de compressão na base da barragem.

2. CASOS DE REFORÇOS DE BARRAGENS DE CONCRETO

3.1 Casos de reforços de Barragens de Concreto

A seguir serão apresentados casos de reforços de barragens de concreto, que foram executados ou que foram definidos em projeto executivo e ainda não implantados.

Serão avaliados os projetos de reforços de quatro empreendimentos a saber:

- Empreendimento A: Barragem de concreto com reforço junto à crista (Figura 1 - Empreendimento A);
- Empreendimento B: Barragem de concreto de pequena altura, com reforço aumentando a base da barragem (Figura 2 - Empreendimento B);
- Empreendimento C: Barragem de concreto com reforço aumentando a base da barragem (Figura 3 - Empreendimento C);
- Empreendimento D: Barragem de concreto com reforço através da adoção de tirantes (Figura 4 - Empreendimento D).

Para estes empreendimentos serão avaliados os desafios em nível de concepção do reforço, dificuldades executivas em campo e sensibilidade quanto à confiabilidade da intervenção.

3.1.1 Empreendimento A

Apresenta-se a seguir um exemplo de reforço de uma barragem de grande porte, com altura máxima de 50 metros, cujo reforço foi implantado junto à crista no propósito de agregar peso a montante do terço médio da fundação.

Desta forma, aumentando a tensão de compressão a montante, para fazer frente aos esforços de empuxo e subpressão atuantes, garantindo a base 100% comprimida no caso CCN e aos requisitos de base comprimida nos casos CCE e CCL.

Ademais, os fatores de segurança ao deslizamento, tombamento e flutuação igualmente sendo atendidos em conformidade com os Critérios de Projeto Eletrobras[1].

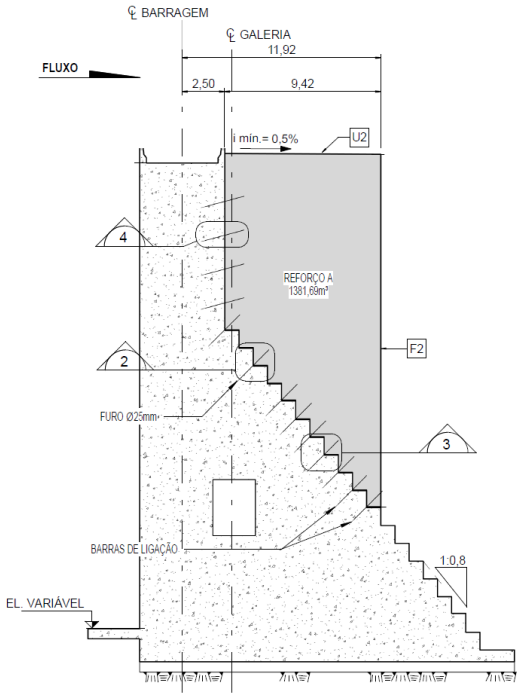


FIGURA 1 - EMPREENDIMENTO A – Barragem de grande porte reforçada com concreto em peso junto à crista do barramento.

3.1.2 *Empreendimento B*

O exemplo de reforço de uma barragem de pequeno porte, com altura máxima de 7 metros, cujo reforço foi implantado para agregar peso e aumentar a área da base de fundação.

Esta barragem é datada do início do século XX, o que naturalmente traz inerente a falta de informações enquanto a eventuais critérios de estabilidade, material de fundação e mesmo, consolidação do material da barragem.

Neste caso, a barragem teve de ser readequada para atendimento ao CCN e também à cheia decamilenar, CCE.

Houve grandes dificuldades em definir o reforço, devido à heterogeneidade do material de fundação do barramento e o nível de tensão aplicado na fundação.

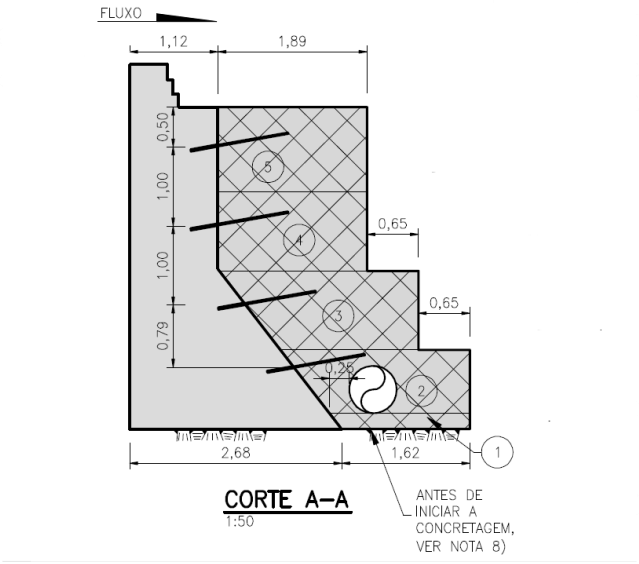


FIGURA 2 - EMPREENDIMENTO B - Barragem de pequeno porte reforçada com concreto em peso, aumentando a base do barramento.

3.1.2 *Empreendimento C*

O caso de reforço da barragem apresentado a seguir, foi definido a partir de um estudo de alternativas em que o reforço exclusivamente junto à crista do barramento, ainda que dentro do terço médio da fundação, não proporcionara condições de atendimento aos Critérios de Projeto Civil Eletrobras[1].

Desta forma, foi necessário incorporar área de fundação ao maciço da barragem, aumentando a área de contato. Esta necessidade implicou em escavações adicionais de limpeza a jusante do barramento, exigindo atividade intensa de Acompanhamento Técnico de Obras – ATO de Geologia.

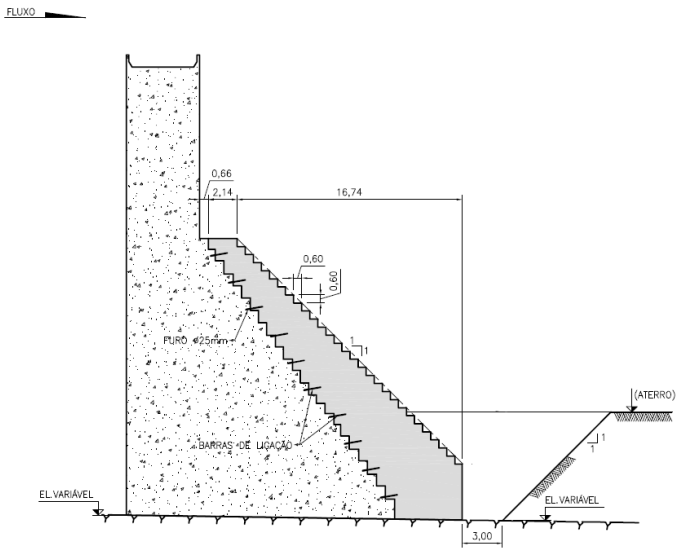


FIGURA 3 - EMPREENDIMENTO C - Barragem de médio porte reforçada com concreto em peso, aumentando a base do barramento.

3.1.2 *Empreendimento D*

O caso de reforço da barragem apresentado a seguir, foi definido a partir da necessidade de garantir a base comprimida do trecho de soleira vertente.

A exigência de que seja mantido o perfil hidráulico tipo Creager, dificulta a adição de concreto para conferir peso adicional à estrutura.

Por outro lado, as dificuldades executivas de perfuração do concreto existente e posteriormente a rocha, implantação da carga e mesmo a concentração de cargas em trecho reduzido da estrutura de concreto existente, são desafios a serem considerados.

Uma preocupação atinente desta solução é a dificuldade em garantir a permanência da carga de instalação dos tirantes, haja vista a possibilidade de perda de carga por relaxação. Uma alternativa para monitoramento é a adoção de células de carga durante a instalação dos tirantes, instrumento que embora efetivo é sensível às descargas atmosféricas.

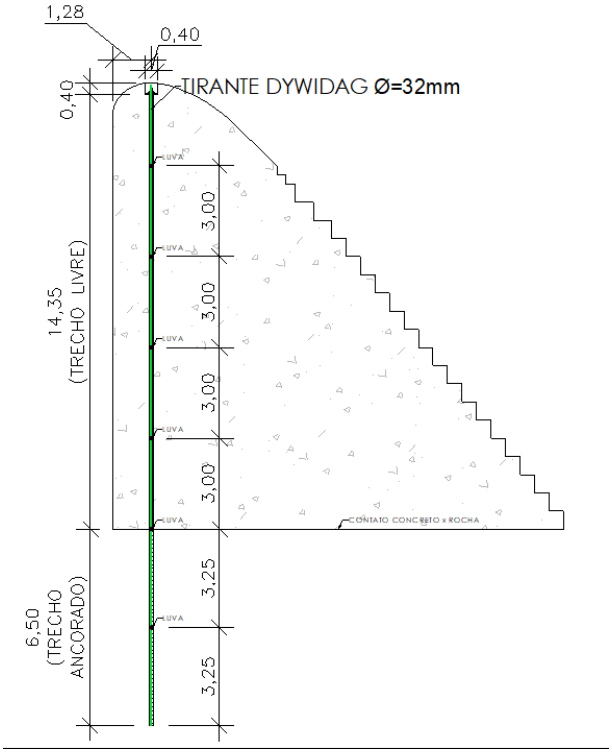


FIGURA 4 - EMPREENDIMENTO D - Barragem de médio porte reforçada com tirantes em sua porção montante.

3. DISCUSSÃO

Os empreendedores, ao receberem a conclusão da RPS com recomendação de contratação e implantação de estudos de reforço da barragem de concreto, passam a ter uma responsabilidade com prazo estabelecido para atendimento à recomendação.

Neste contexto, o responsável pela barragem buscará soluções de reforço que se adaptem a(o):
- viabilidade técnica das alternativas de reforço;
- conciliar as obras de intervenção com a operacionalidade do empreendimento, seja para manter geração de energia, captação de água, lazer e turismo, enquanto as obras de reforço são executadas;
- orçamento possível de ser executado pelo empreendimento.

Estas e outras condicionantes são determinantes para a escolha da solução a ser implantada.

O empreendedor deseja a intervenção mais otimizada em termos de custo, prazo e que mantenha a operação do empreendimento sem intercorrências.

Para cada uma das alternativas de reforço apresentadas, identificam-se pontos fortes e fraquezas, conforme se apresenta a seguir:

- REFORÇO COM CONCRETO EM PESO JUNTO À CRISTA DO BARRAMENTO

TABELA 1 – Pontos Fortes e Fraquezas do Reforço com concreto em peso junto à crista do barramento

Pontos Fortes	Fraquezas
Peso alocado em posição eficiente, resultante dentro do terço médio da fundação	Lançamento de formas com trabalho em altura
Execução do reforço a partir da crista, sem impacto na operação do reservatório	Restrição de acesso a veículos de maior porte, haja vista que muitos trabalhos ocorrem a partir da crista
Possibilidade de alargamento da crista, facilitando trânsito / patolamento de guindastes, se necessário	-
Elimina intervenções de fundação e tratamentos para receber novas concretagens	-
Utilização de concreto massa não requer grande especialização de mão de obra	-

- REFORÇO COM CONCRETO EM PESO COM ALARGAMENTO DA BASE DA BARRAGEM

TABELA 2 – Pontos Fortes e Fraquezas do Reforço com concreto em peso com alargamento da base da barragem.

Pontos Fortes	Fraquezas
Aumento da área da base, permitindo melhor distribuição dos binários e consequentemente, das tensões na fundação	Peso alocado em posição menos eficiente, por ser a jusante do terço médio da base
Execução do reforço a partir do piso da fundação	Necessidade de limpeza, tratamento ou escavação adicional a jusante para permitir o lançamento do concreto
Execução do reforço sem impacto na operação do reservatório	Necessidade de implantação de ensecadeira a jusante, a depender do nível de água de jusante
Utilização de concreto massa não requer grande especialização de mão de obra	-

- REFORÇO COM A IMPLANTAÇÃO DE TIRANTES PARA AUMENTO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO NA BASE

TABELA 3 – Pontos Fortes e Fraquezas do Reforço com a implantação de tirantes

Pontos Fortes	Fraquezas
Não altera a geometria da estrutura	Prazo extenso de execução dos furos para implantação dos tirantes
Possibilidade de execução das obras a partir de galerias de drenagem	Carga concentrada dos tirantes aplicada no concreto simples, sem armadura de fretagem
-	Possível perda da carga implantada nos tirantes ao longo do tempo
-	Limitação do espaçamento entre tirantes para mitigar o efeito de conjunto na fundação e mesmo preservar o concreto
-	Necessidade de mão de obra com maior especialização

Para cada empreendimento, com suas características de logística, proximidade de centros de fornecimento de materiais e mesmo da área de atuação de construtoras, haverá uma hierarquização da solução mais assertiva, pela viabilidade técnica e econômica das possíveis soluções.

Portanto, não há uma solução ótima pré-definida para cada tipo de obra. Um bom projeto irá considerar todas as nuances de operação, logística, disponibilidade de recursos e os desafios do empreendedor para definir o reforço que melhor se aplica.

Uma outra solução que se apresenta como aplicável para barragens de pequeno porte, seria o reforço com enrocamento argamassado a jusante. Esta solução é apresentada como Rock Filled Concrete – RFC no ICOLD Committee [5].

Trata-se de uma inovação de autoria chinesa, atingindo resistência mínima à compressão de 15 MPa, compatível com os concretos massa de barragens de gravidade no Brasil. A sua constituição é a partir de rocha sã de arenito, granito, ou quartizito com resistência à compressão do material saturado superior a 30 MPa.

Adota-se o uso de agregado graúdo no RFC, para torná-lo menos suscetível a vazios, melhorando a sua auto compactação.

A calda e a quantidade de agregado fino a ser adotado deverá proporcionar uma mistura mais fluida do que um concreto convencional, para garantir um melhor fluxo nos blocos de rocha.



FIGURA 5 – Exemplos de concretagens de RFC, excertos do ICOLD Committee [5]

Esta abordagem poderia ser indicada para regiões em que não houver rocha competente de fundação imediatamente a jusante, para estabilização de barramentos que não atendam fator de segurança ao deslizamento e eventualmente, ao tombamento/tensões na base.

4. CONCLUSÕES

A experiência do ciclo de Revisão Periódica de Segurança de Barragens (RPS) 2022 abarcou estruturas de concreto projetadas e construídas sob critérios anteriores a 2003, não observando os requisitos atuais de estabilidade estabelecidos pelos Critérios de Projeto Eletrobras[1].

As alternativas de reforço avaliadas — adição de concreto em peso junto à crista, alargamento da base a jusante e instalação de tirantes protendidos — apresentam diferentes contribuições na balança entre assertividade técnica, viabilidade econômica e dificuldades executivas.

Fica nítido que não é possível definir uma solução única de reforço para todas as situações. A escolha da solução de reforço deve ser compatibilizada com as características específicas de cada barragem (altura, fundação, restrições operacionais e logísticas).

O reforço com concreto junto à crista mostrou-se eficiente quando o peso adicional pode ser posicionado dentro do terço médio da base. O alargamento da base é mais adequado quando se necessita de distribuição de tensões em fundações heterogêneas, em que pese exija intervenções de tratamento ou escavações a jusante.

Os tirantes oferecem solução sem modificação da geometria da estrutura e é solução já vislumbrada, particularmente em soleiras vertentes. Esta solução demanda cuidados especiais quanto às perdas de protensão ao longo do tempo e concentração de cargas em regiões de concreto não armadas à fretagem. Há no Brasil empreendimentos que foram readequados com a utilização de barras protendidas e nestes empreendimentos foram adotadas células de carga na instalação dos tirantes para aferição da carga implantada. O monitoramento destas células de carga é um grande desafio, uma vez que são instrumentos sensíveis, cuja eventual necessidade de substituição pode comprometer a referência inicial da carga aplicada no tirante.

Em termos de comparação de custos de alternativas de reforço em peso com a adição de concreto versus adoção de tirantes, não é tarefa simples indicar qual alternativa seria aquela mais vantajosa.

Para a alternativa de tirantes, deverá ser considerada a dificuldade e posicionamento da perfuratriz na porção mais alta da barragem, assim como o custo e o tempo da perfuração em concreto e em rocha, este último trecho para ancoragem do tirante. Ademais, as barras serão de tirantes especiais com aços de alta resistência para que seja viável afastar as perfurações uma da outra, evitando-se que seja implementada uma linha de pré-fissuração na estrutura da barragem.

Por sua vez, a alternativa de adicionar concreto para reforço em peso abarca serviços convencionais, naturalmente envolvendo mais atividades em campo, maior efetivo de mão de obra, para executar tratamento da superfície existente, barras de ligação, formas e concreto. A vantagem é que a intervenção com concreto é visual, tangível e mensurável, além de praticamente ser permanente considerando a vida útil do empreendimento.

Para barragens de menor porte fundadas em materiais de baixa resistência, o enrocamento argamassado (Rock-Filled Concrete – RFC), tecnologia consolidada na China, surge como alternativa promissora por combinar economia de materiais, adaptação a fundações irregulares e menores impactos na operação do reservatório.

Em última análise, o sucesso de qualquer intervenção de reforço depende de um projeto executivo bem estudado, execução por construtora qualificada e monitoramento pela operação do ativo.

5. PALAVRAS-CHAVE

Revisão Periódica de Segurança, Segurança de Barragens, Reforço, Critérios de Projeto, Tirante.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ELETROBRAS (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Eletrobras/CBDB, Brasília/DF.

[2] BUREAU OF RECLAMATION (1976). Design of Gravity Dams. Department of the Interior, Denver/CO/EUA.

[3] UNITED STATES CORPS OF ENGINEERS, (1995). Gravity Dam Design EM 1110-2-2200. Department of the Army, Washington/DC/EUA.

[4] UNITED STATES CORPS OF ENGINEERS, (2005). Stability analysis of Concrete structures EM 1110-2-2100. Department of the Army, Washington/DC/EUA.

[5] ICOLD, (2020). Committee on Cemented Materials Dams, Cemented Material Dam, : Design and Practice – Rock-Filled Concrete Dam. International Comission on Large Dams, www.icold-cigb.org

	**Marcelo BOTELHO** Engenheiro Civil pela UFMG, possui mais de 20 anos em trabalhos diversos de infra-estrutura no Brasil e América Latina, tendo cursado o Workshop *Concrete Dam Analysis* no *US Bureau of Reclamation*, em Denver Colorado. Atualmente é membro do corpo técnico da HEAD5 Engenharia, com ênfase nos trabalhos de Revisão Periódica de Segurança de Barragens.
	**Richard Roncally BEIRIGO** Formado em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais, possui mais de 20 anos de experiência no desenvolvimento de projetos de engenharia. Atualmente, atua como Coordenador de Estruturas na Head5 Engenharia, com atuação voltada a empreendimentos hidrelétricos, mineração e projetos de infraestrutura.
	**Luna Andrade Guerra DE PAOLI** Formada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais, possui mais de 20 anos de experiência no desenvolvimento de projetos de engenharia. Atualmente, atua como engenheira de estruturas na Head5 Engenharia, com atuação voltada a

	empreendimentos hidrelétricos, mineração e projetos de infraestrutura.
	**Paulo Cezar da SILVA JÚNIOR** Geólogo formado pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (2000), com mais de 20 anos atuando na área de Geologia de Engenharia. Atualmente, trabalha como Geólogo na Head5 Engenharia, atuando principalmente em projetos de empreendimentos Hidrelétricos, Mineração e de Infraestrutura, dentro e fora do país.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

GÊMEO DIGITAL E ANÁLISE PROBABILÍSTICA: ATUALIZAÇÃO DINÂMICA DA CONFIABILIDADE AO DESLIZAMENTO EM VERTEDOUROS DE CONCRETO

Luan REGINATO
Engenheiro Civil - Itaipu Parquetec

Bruno João ARENHARDT
Engenheiro Civil - Itaipu Parquetec

Adriana Elisabete LIMBERGER
Engenheira Civil - Itaipu Parquetec

Claudio Issamy OSAKO
Engenheiro Civil - Itaipu Binacional

Giorgio Guarneri DOS SANTOS
Engenheiro Cartógrafo - Itaipu Binacional

RESUMO

A transformação digital na segurança de barragens impulsiona a adoção de tecnologias para otimizar a gestão de ativos e a tomada de decisão. Neste trabalho, apresenta-se uma prova de conceito de um módulo de avaliação probabilística orientado à implementação de um Gêmeo Digital para o vertedouro da UHE Itaipu. O estudo integra geometria digital, modelagem mecânica e dados de instrumentação, constituindo uma etapa de evolução em direção a uma solução com potencial de atualização automatizada dos indicadores de segurança estrutural. Para a concepção do módulo de avaliação probabilística, foram conduzidas análises em Método dos Elementos Finitos, permitindo identificar a superfície crítica de deslizamento e formular a equação do estado limite. A análise probabilística foi realizada pelos métodos FORM, SORM e Importance Sampling, sendo o SORM o mais adequado à atualização recorrente dos parâmetros. Os resultados indicaram aumento da probabilidade de falha (Pf) com a elevação do reservatório, além de influência significativa das condições de drenagem e da presença do stop log. Na condição com dados reais, a estrutura apresentou elevada segurança no período analisado; em cenário hipotético de anomalia nos drenos, observou-se aumento expressivo da Pf, porém ainda dentro dos limites aceitáveis. Conclui-se que a abordagem proposta, baseada na integração entre geometria digital, dados de instrumentação e análise probabilística, representa uma etapa promissora para a evolução de soluções orientadas ao conceito de Gêmeo Digital aplicadas ao monitoramento e ao apoio à gestão da segurança de barragens.

ABSTRACT

Digital transformation in dam safety is driving the adoption of technologies aimed at optimizing asset management and decision-making. This paper presents a proof of concept of a probabilistic assessment module developed toward the implementation of a Digital Twin for the Itaipu Hydroelectric Power Plant spillway. The study integrates digital geometry, mechanical modeling, and monitoring data, representing an intermediate step toward a solution with the potential for automated updating of structural safety indicators. For the development of the probabilistic assessment module, Finite Element Method analyses were carried out to identify the critical sliding surface and to formulate the limit state equation. The probabilistic analysis was performed using FORM, SORM, and Importance Sampling, with SORM proving to be the most suitable method for recurrent parameter updating. The results indicated an increase in the probability of failure (Pf) with rising reservoir level, as well as a significant influence of drainage conditions and the presence of the stop log. Under the condition based on real monitoring data, the structure exhibited a high level of safety throughout the analyzed period; under a hypothetical scenario of drainage-system anomaly, a significant increase in the Pf was observed, but still within acceptable limits. It is concluded that the proposed approach, based on the integration of digital geometry, monitoring data, and probabilistic analysis, represents a promising step toward the evolution of Digital Twin-oriented solutions for the monitoring and support of dam safety management.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Gêmeo digital

O conceito de Gêmeo Digital tem sido amplamente difundido nos últimos anos, com a primeira menção ao conceito sendo feita por Grieves, em 2003, na Universidade de Michigan, denominando o conceito como *"Information Mirroring Model"* ou *"Mirrored Spaces Model"* [1]. Desde esta data, o modelo proposto era constituído por três componentes: o espaço real, o espaço virtual, e um mecanismo de ligação para o fluxo de dados entre os dois espaços. Em 2006, o autor passa a denominar o conceito como Information Mirroring Model, com ênfase maior no mecanismo de conexão entre os mundos físico e virtual, que passa a ser bidirecional, consolidando a base conceitual que posteriormente viria a ser conhecida como Gêmeo Digital [2]. Na Figura 1 mostra-se as interações bidirecionais entre os mundos físico e virtual, os serviços disponíveis na plataforma e o banco de dados integrado.

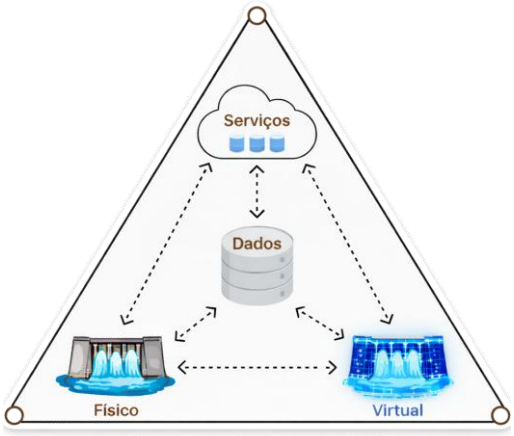


Figura 1 – Modelo de iterações bidirecionais do Gêmeo Digital, adaptado de [3].

Em 2010 o conceito apareceu pela primeira vez em um rascunho da Trilha Tecnológica da NASA (*National Aeronautics and Space Administration*), o qual descreveu o Gêmeo Digital como uma simulação integrada, multifísica, multiescala e probabilística de um veículo ou sistema que utiliza os melhores modelos físicos, atualização de sensores e histórico de frota disponíveis.

Recentemente, houve a normatização do conceito, com a publicação da ABNT NBR ISO/IEC 30173/2025 [4], a qual define o conceito de Gêmeo Digital como uma representação digital de uma entidade-alvo com conexões e dados que habilitam a convergência entre os estados físico e digital em uma taxa de sincronismo adequada. A norma ainda cita que o Gêmeo Digital tem potencial para ser amplamente utilizado em diversos setores, e que a essência do conceito é a união entre alguma coisa que desempenha alguma função no mundo real com uma representação digital desta entidade, com o propósito de conexão, integração, análise, simulação, visualização, otimização, colaboração ou, quando necessário, gestão externa.

1.1.1 Gêmeo digital aplicado a barragens

A aplicação de Gêmeos Digitais em barragens é relativamente recente, mas vem se expandindo rapidamente, impulsionada pela necessidade de integrar monitoramento, modelagem numérica e apoio à operação de ativos hidráulicos de alta criticidade.

Na literatura recente, os Gêmeos Digitais aplicados a barragens têm sido utilizados em diferentes frentes, incluindo gestão hídrica, monitoramento estrutural, previsão de deformações e detecção de anomalias. Há aplicações voltadas à integração de dados hidrológicos em tempo real para apoio à operação e resposta a cheias, bem como frameworks que combinam elementos finitos, dados de monitoramento e atualização de modelos para melhorar a previsão do desempenho estrutural. Também se destacam abordagens que integram *deep learning* e simulação numérica para avaliação de deformação e percolação, além de aplicações em usinas hidrelétricas voltadas à validação de sensores e identificação de falhas. Em conjunto, esses estudos mostram que o Gêmeo Digital vai além da representação visual do ativo, constituindo uma plataforma híbrida para monitoramento, análise preditiva e suporte à decisão [5] [6] [7] [8].

Uma das aplicações mais relevantes do Gêmeo Digital reside em sua capacidade preditiva. Por meio de modelos virtuais dinâmicos, torna-se possível representar e simular processos de desgaste e degradação ao longo do ciclo de vida dos ativos, bem como estimar a vida útil remanescente de componentes críticos. Dessa forma, o Gêmeo Digital fornece subsídios técnicos para o planejamento de intervenções de manutenção, favorecendo a tomada de decisão com maior eficiência operacional, segurança e racionalidade econômica [9].

Nesse contexto, o presente trabalho aplica ao bloco A-07 do vertedouro da UHE Itaipu uma metodologia orientada ao conceito de Gêmeo Digital, tendo como foco um módulo de avaliação de risco baseado na probabilidade de falha por deslizamento. Diferentemente de aplicações restritas à visualização ou ao monitoramento descritivo, a solução desenvolvida articula a geometria digital da estrutura, dados de reservatório e piezometria e algoritmos de confiabilidade estrutural, permitindo a atualização dos indicadores de segurança a partir das condições consideradas. No estágio atual, a metodologia foi implementada com base em séries históricas e cenários simulados, demonstrando a viabilidade técnica da atualização dos indicadores de confiabilidade a partir de dados de reservatório e piezometria. A conexão persistente e automatizada com sistemas de aquisição de dados, associada a estágios mais avançados de implementação, constitui etapa futura de desenvolvimento.

1.2 Análise de riscos

A análise de riscos em estruturas de barragens tem assumido papel cada vez mais relevante na engenharia de segurança, por permitir, em contraste com as análises determinísticas, o tratamento explícito das incertezas associadas às ações atuantes, aos parâmetros resistentes, aos modos de falha e ao comportamento do sistema estrutural. Nesse aspecto, a literatura especializada e documentos institucionais convergem ao reconhecer que avaliações orientadas ao risco tornam o processo decisório mais transparente, mais justificável tecnicamente e mais aderente às condições reais de operação e monitoramento de barragens [10] [11] [12].

No contexto de segurança de barragens, o risco é usualmente entendido como uma combinação entre a possibilidade de ocorrência de eventos adversos e a severidade de seus efeitos. As diretrizes da *Central Water Commission* [11] destacam que sempre existe alguma probabilidade associada à falha de barragens, ainda que muito baixa, e que a estimação desses riscos permite apoiar a priorização de estudos, instrumentação e medidas de reabilitação. De forma semelhante, a FEMA [12] trata a gestão de segurança

de barragens sob uma ótica de decisão informada por risco, enquanto a USACE [13] adota explicitamente abordagens *risk-informed* para priorização e suporte à decisão em seu programa de segurança de barragens.

No caso específico de barragens de concreto, a estabilidade global depende da capacidade de resistir aos diferentes modos de falha estrutural, entre os quais o deslizamento se destaca como um dos mecanismos mais relevantes. Esse processo pode ocorrer tanto ao longo da interface barragem-fundação quanto em descontinuidades ou planos de fraqueza presentes no maciço rochoso de fundação. Estudos probabilísticos aplicados a barragens de concreto mostram que a introdução explícita das incertezas nos parâmetros resistentes e nas ações permite uma avaliação mais realista da segurança estrutural do que aquela obtida apenas com fatores de segurança [10] [14].

No contexto do módulo de avaliação probabilística do Gêmeo Digital proposto para barragens, este trabalho concentra-se na estimativa da probabilidade de falha por deslizamento e na atualização dessa métrica ao longo do tempo com base em dados de operação e instrumentação. Assim, nesta etapa, não são modeladas as consequências associadas à falha.

1.2.1 Curva de fragilidade

A curva de fragilidade constitui uma das formas mais usuais de representação probabilística da vulnerabilidade estrutural, ao relacionar uma medida de intensidade de carregamento, como nível do reservatório, aceleração sísmica ou altura de galgamento, à probabilidade de a estrutura atingir ou exceder determinado estado limite. No caso de barragens, essa ferramenta permite expressar a evolução da probabilidade de falha à medida que o carregamento se intensifica, convertendo a resposta estrutural em uma métrica contínua de desempenho [14] [15].

No contexto de barragens de concreto, Lee et al. [14] destacam que a fragilidade pode ser estimada com base em análises de confiabilidade estrutural associadas a modelos numéricos avançados. De modo complementar, Altarejos-García et al. [15] exploram a construção de curvas de fragilidade para o deslizamento, com consideração explícita de incertezas naturais e incertezas epistêmicas.

No presente artigo, a curva de fragilidade é empregada para representar a evolução da probabilidade de falha por deslizamento do bloco analisado em função da cota do reservatório e das condições de subpressão na fundação. Dessa forma, ela constitui o elo entre a modelagem mecânica do estado limite, as variáveis aleatórias do problema e a visualização da segurança estrutural.

1.2.2 Métodos de confiabilidade estrutural

A avaliação da probabilidade de falha em confiabilidade estrutural baseia-se na definição de uma função de estado limite $g(X)$, que separa os domínios de segurança e de falha no espaço das variáveis aleatórias. A probabilidade de falha corresponde à integral da função densidade conjunta no domínio em que $g(X) \leq 0$. Como essa integral multidimensional raramente admite solução fechada, são empregados métodos numéricos e aproximativos para sua estimativa. Beck [16] sintetiza esse problema mostrando que, em termos gerais, a probabilidade de falha pode ser estimada por integração numérica via simulação ou por métodos de transformação no espaço normal padrão.

No contexto da abordagem orientada ao conceito de Gêmeo Digital adotada neste trabalho, a escolha do método de análise de confiabilidade assume papel central, uma vez que a proposta envolve a atualização dinâmica da probabilidade de falha. Nesse contexto, além da acurácia das estimativas, torna-se igualmente relevante a relação entre precisão e custo computacional, de modo a viabilizar atualizações frequentes com base em dados de monitoramento. Assim, foram considerados três métodos principais: o FORM (First Order Reliability Method), o SORM (Second Order Reliability Method) e o Importance Sampling (IS).

O FORM é um método de transformação de primeira ordem, cujo objetivo é transformar as variáveis aleatórias originais para o espaço normal padrão e aproximar a superfície de estado limite por um hiperplano tangente no ponto mais provável de falha, conhecido como ponto de projeto. A distância desse ponto à origem define o índice de confiabilidade β, a partir do qual se obtém uma aproximação para a probabilidade de falha. Trata-se de um método bastante eficiente computacionalmente e amplamente utilizado em engenharia estrutural, especialmente quando a função de estado limite é suave e a não linearidade local não é muito acentuada [16].

O SORM pode ser entendido como uma extensão natural do FORM. Em vez de utilizar apenas uma aproximação linear da superfície de estado limite no ponto de projeto, ele incorpora também a curvatura local dessa superfície, por meio de uma aproximação de segunda ordem. Com isso, tende a produzir estimativas mais precisas da probabilidade de falha quando a função de estado limite apresenta não linearidade relevante [16]. Essa característica é particularmente importante em problemas de estabilidade de barragens, nos quais relações geométricas, hidráulicas e resistentes podem introduzir respostas não lineares.

Já o Importance Sampling (IS) é uma técnica de simulação pertencente à família da Simulação de Monte Carlo, mas com maior eficiência para eventos raros. Em uma Simulação de Monte Carlo direta, as amostras são geradas segundo a distribuição original das variáveis aleatórias, o que pode demandar um número muito elevado de simulações para estimar probabilidades de falha muito pequenas com precisão adequada. O *Importance Sampling* contorna essa limitação ao concentrar a amostragem nas regiões mais relevantes para a falha, reponderando estatisticamente os resultados para manter a estimativa não enviesada. Assim, é especialmente útil quando se deseja obter estimativas de alta precisão para probabilidades de falha pequenas, com custo computacional viável [16].

2. DESENVOLVIMENTO

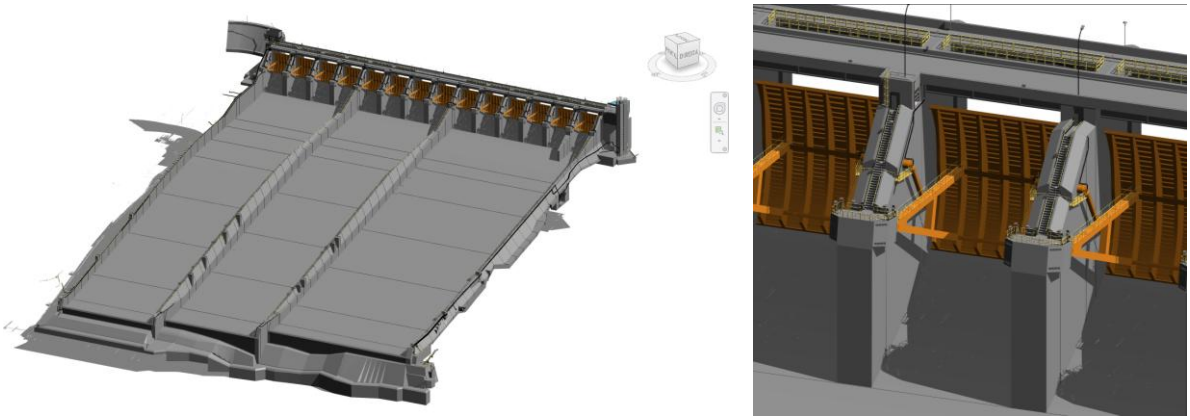
2.1 Utilização de modelo BIM na criação da camada virtual

Um dos princípios fundamentais para a concepção de um Gêmeo Digital consiste na representação fidedigna do ambiente físico no meio virtual. Para o presente desenvolvimento, a base geométrica da camada virtual foi construída em ambiente BIM a partir da compatibilização entre documentação de projeto, informações geométricas preexistentes da estrutura e nuvem de pontos obtida por escaneamento a laser terrestre. A nuvem de pontos foi empregada principalmente para conferência geométrica e aderência do modelo às superfícies acessíveis da estrutura, enquanto elementos internos e interfaces não observáveis diretamente foram representados com base na

documentação técnica disponível. Na Figura 2 é apresentada a nuvem de pontos do vertedouro, na Figura 3-a o modelo BIM e na Figura 3-b o detalhe da comporta no modelo.



Figura 2 – Nuvem de Pontos do Vertedouro de Itaipu, resultante do processo de escaneamento a laser [17].



a) b)

Figura 3 – a) Modelo BIM do vertedouro; b) Detalhe da comporta no modelo BIM.

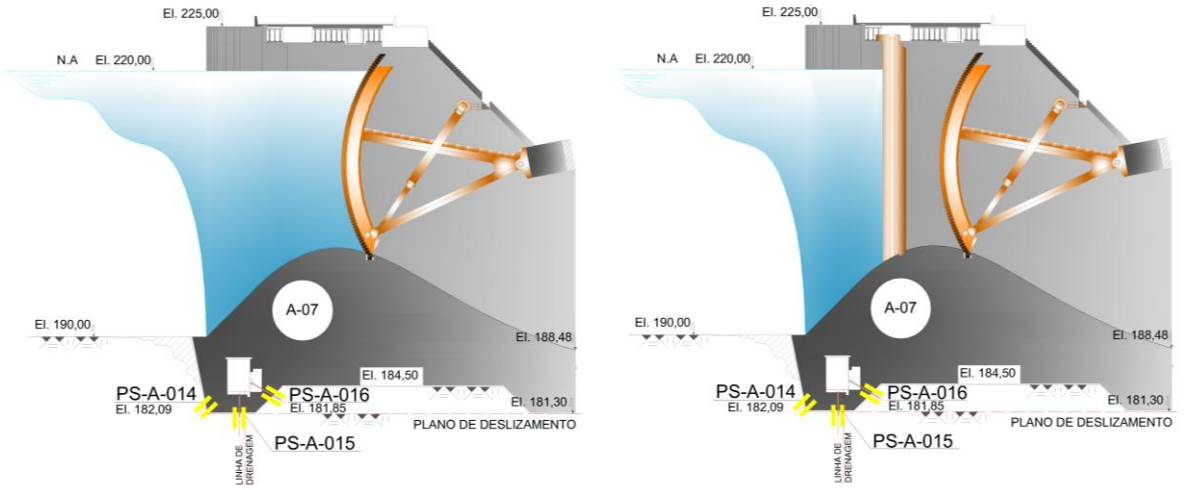
2.2 Características da estrutura do vertedouro

A análise desenvolvida neste trabalho concentra-se no bloco A-07 do vertedouro da UHE Itaipu. O vertedouro localiza-se entre a barragem lateral direita e a barragem de terra da margem direita (BTMD) e integra uma estrutura extravasora composta por 14 comportas segmento, distribuídas em três calhas. Cada comporta apresenta 20 m de vão, 21,34 m de altura e raio de 20,01 m [18].

A Figura 4 apresenta as principais características geométricas e hidráulicas do bloco A-07. A crista da estrutura situa-se na elevação 225,00 m, enquanto o nível d'água normal de operação está na elevação 220,00 m. A soleira de montante encontra-se na elevação 190,00 m, e a extremidade da soleira na região de jusante, na elevação 188,48 m. A fundação, por sua vez, está na elevação 181,30 m. O bloco possui largura de 25 m e comprimento de fundação de 41,49 m.

Do ponto de vista geotécnico, a estrutura conta com galeria longitudinal próxima à fundação e à face de montante, a partir da qual foram executadas a cortina de injeção e a cortina de drenagem, esta última importante para o controle das subpressões na fundação. A cortina de drenagem foi implantada por meio de uma linha de furos ao longo

da galeria de drenagem na El. 183,75 m, entre os blocos A-1 e A-15. A vazão infiltrada é captada por canaleta de drenagem, sendo então conduzida para jusante. Esse sistema é particularmente importante, pois interfere diretamente na redução da subpressão e, portanto, na resistência ao deslizamento ao longo do contato concreto-rocha.



a) b)

Figura 4 – Características do bloco A-07: a) Reservatório até as comportas; b) Reservatório até o stop log.

Em termos de monitoramento, o bloco A-07 dispõe de um sistema de instrumentação, incluindo piezômetros, extensômetros múltiplos, pêndulos diretos, termômetros embutidos, bases de alongâmetro, rosetas de deformímetros, tensômetros, marcos topográficos e medidor de vazão. Todavia, para os objetivos desta pesquisa, foram utilizados especificamente os piezômetros, uma vez que suas leituras permitem caracterizar a evolução temporal das subpressões na fundação, grandeza diretamente associada ao modo de falha por deslizamento. Na Figura 4, portanto, estão indicados apenas os piezômetros empregados na análise probabilística, embora o bloco disponha de outros instrumentos de auscultação não representados na ilustração.

2.3 Análise de superfícies de deslizamento em MEF

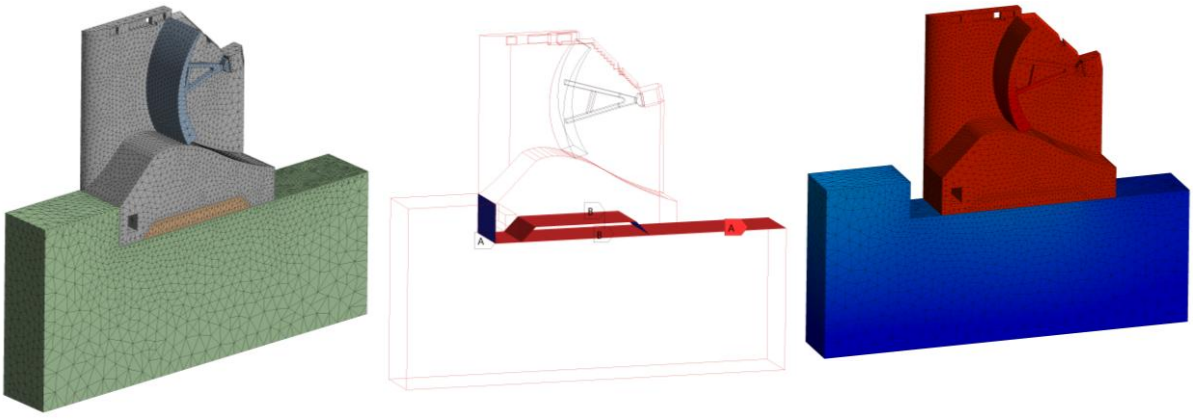
Com o objetivo de investigar o mecanismo resistente do bloco A-07 frente ao modo de falha por deslizamento, foi desenvolvida uma análise numérica em Método dos Elementos Finitos (MEF) a partir da geometria obtida do modelo BIM da estrutura. A geometria foi extraída, tratada e preparada para fins de simulação, sendo posteriormente analisada no ambiente ANSYS, de modo a representar a interação entre o maciço de concreto e a fundação rochosa do vertedouro. A Figura 5-a apresenta a malha de elementos finitos adotada, enquanto a Figura 5-b ilustra as interfaces de contato consideradas no modelo.

O objetivo central desta etapa foi avaliar duas superfícies potenciais de deslizamento na fundação do bloco: i) uma superfície posicionada acima da chave de cisalhamento; e ii) uma superfície cortando a chave de cisalhamento, hipótese em que a ruptura mobiliza diretamente esse elemento estrutural. Essa investigação foi necessária para definir, com maior realismo mecânico, qual formulação deveria ser adotada posteriormente na modelagem probabilística do deslizamento ao longo da interface concreto-rocha.

No modelo numérico, foram considerados os principais carregamentos atuantes sobre a estrutura, incluindo o peso próprio, a pressão hidrostática de montante e a subpressão

na fundação, admitindo-se, de forma conservadora, a condição de drenos inoperantes. As interfaces potenciais de escorregamento foram modeladas por elementos de contato, com resistência governada pelos parâmetros de ângulo de atrito e coesão de projeto. Para a rigidez normal e tangencial de contato, foram adotados $K_n = 10\ GPa/m$ e $K_t = 10\ GPa/m$.

A verificação do deslizamento foi realizada pelo procedimento de *Shear Strength Reduction* (SSR). Os resultados obtidos indicaram que o mecanismo de ruptura mais provável para o bloco A-07 corresponde à superfície cortando a chave de cisalhamento, e não à superfície situada integralmente acima dela. A Figura 5-c mostra o padrão de deslocamentos obtido na condição crítica, evidenciando a configuração do mecanismo de deslizamento. Adicionalmente, não foi detectado desenvolvimento de tração na interface de deslizamento ao longo das simulações, permanecendo a interface submetida essencialmente a compressão e cisalhamento. Esse resultado é relevante porque demonstra que a chave de cisalhamento participa efetivamente do processo resistente, mas também pode ser interceptada pela superfície crítica quando a estabilidade global da interface é progressivamente degradada.



a) b) c)

Figura 5 – a) Malha de elementos finitos; b) Contatos nas interfaces; c) Resultado do deslizamento da estrutura.

2.4 Equação do estado limite para deslizamento

No presente trabalho, a análise do deslizamento é tratada como uma aproximação de equilíbrio global do bloco, reconhecendo-se que, em condição real, pode haver influência da interação com blocos adjacentes em razão da mobilização de atrito nas interfaces transversais. Ainda assim, a formulação adotada é adequada para representar o mecanismo predominante de escorregamento do bloco A-07 e é coerente com o resultado da análise numérica em elementos finitos apresentada anteriormente.

A função de estado limite para o deslizamento (g_{slide}), expressa em termos de margem de segurança, é definida por:

$$g_{slide} = T_R - T_S \tag{1}$$

Em que T_S representa a resultante das ações horizontais solicitantes, enquanto T_R corresponde à resistência ao cisalhamento mobilizável ao longo da superfície potencial de ruptura.

De forma geral, a resistência ao deslizamento pode ser escrita como:

$$T_R = \frac{\frac{c}{f_{sdc}} \cdot A_h}{\cos\theta_s \cdot \left(1 - \frac{\tan\varphi}{f_{sd.\varphi}} \cdot \tan\theta_s\right)} + \sum V \cdot \tan\left(\operatorname{atan}\frac{\tan\varphi}{f_{sd.\varphi}} + \theta_s\right) \quad (2)$$

Em que c é a coesão, A_h é a área da superfície potencial de ruptura, θ_s é o ângulo do plano de deslizamento com a horizontal, φ é o ângulo de atrito e V é a resultante das ações verticais. Essa resultante vertical é composta, em termos gerais, pelo peso próprio da estrutura, pelas ações hidráulicas verticais e pelos efeitos de subpressão atuantes na fundação.

Quando a superfície de deslizamento é assumida horizontal, isto é, para $\theta_s = 0$, a expressão se simplifica para:

$$T_R = \frac{c}{f_{sdc}} \cdot A_h + \sum V \cdot \frac{\tan\varphi}{f_{sd.\varphi}} \quad (3)$$

Essa forma simplificada foi adotada na formulação probabilística subsequente, por ser compatível com a idealização mecânica utilizada para o bloco A-07 e por conduzir a resultados consistentes com a análise por *shear strength reduction* (SSR) realizada em MEF.

Além da função de estado limite, a razão entre a resistência disponível e a solicitação atuante também pode ser expressa por meio do fator de segurança ao deslizamento. Quando são adotados os coeficientes parciais de segurança recomendados pelo manual da Eletrobrás [19] para a condição normal de carregamento, obtém-se o fator de segurança ao deslizamento FSD. Por outro lado, quando esses coeficientes são tomados iguais à unidade, obtém-se o fator de segurança global FS, em formulação compatível com a abordagem clássica de equilíbrio-limite empregada pelo U.S. Army Corps of Engineers [20] para análise de estabilidade ao deslizamento em barragens de gravidade, na qual a resistência é expressa em função da coesão e do atrito mobilizado ao longo do plano potencial de ruptura. Assim:

$$\frac{T_R}{T_S} = \begin{cases} FS, & se\ f_{sd.c} = 1{,}0 \text{ e } f_{sd.\varphi} = 1{,}0 \\ FDS, & se\ f_{sd.c} = 3{,}0 \text{ e } f_{sd.\varphi} = 1{,}5 \end{cases} \quad (4)$$

Salienta-se que para o cálculo de g_{slide}, também se considera $f_{sd.c}$ e $f_{sd.\varphi}$ iguais a 1.

No termo solicitante T_S, a ação hidráulica horizontal de montante exerce papel central e depende diretamente do nível do reservatório. Além da pressão hidrostática aplicada na face de montante, considerou-se também, na composição das ações verticais, o volume de água situado sobre a soleira do vertedouro. Esse volume varia com a elevação do reservatório e com a condição operacional da estrutura, particularmente quanto à presença ou não do stop log.

A Figura 6 apresenta a relação entre o nível do reservatório e o volume de água acumulado acima da soleira, para as condições com stop log e sem stop log. Observa-se que, para ambas as situações, o volume cresce com a elevação do nível d'água, porém com comportamentos geométricos distintos, devido à superfície da soleira e à geometria da comporta de segmento serem curvas. Na condição com stop log, a variação mostrou comportamento linear no intervalo avaliado. Já na condição sem stop log, a evolução do volume foi melhor representada por uma aproximação quadrática.

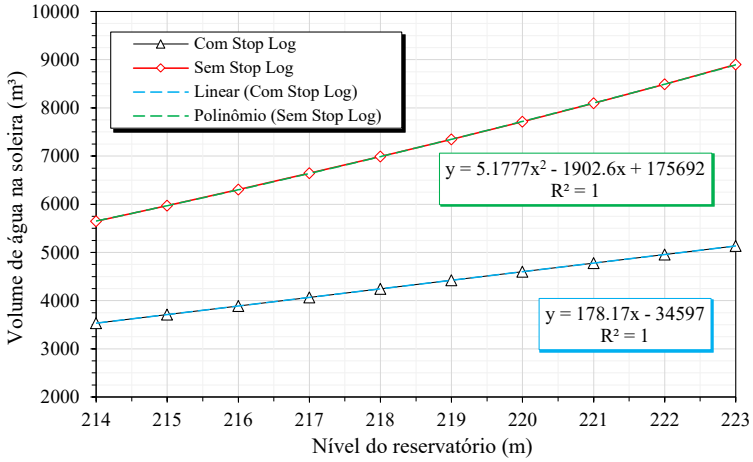


Figura 6 – Volume de água acima da soleira com e sem a presença do stop log.

A incorporação dessas relações ao modelo permite representar, em função do nível do reservatório, a parcela de carga hidráulica associada ao peso da água sobre a soleira. Assim, a equação de estado limite passa a refletir, de forma mais realista, a variabilidade das condições operacionais da estrutura, em consonância com a abordagem orientada ao conceito de Gêmeo Digital adotada neste trabalho.

Ressalta-se, por fim, que as condições de subpressão adotadas nas análises não são detalhadas neste subcapítulo, pois dependem diretamente dos cenários considerados para operação e drenagem da fundação. Essas hipóteses serão apresentadas e discutidas no subcapítulo dedicado aos cenários das análises.

2.5 Variáveis aleatórias

As variáveis aleatórias consideradas no estudo foram o ângulo de atrito equivalente da interface de deslizamento ϕ, a coesão equivalente da interface c, o volume de concreto do bloco A-07 $V_{c.A07}$, o volume de rocha acima do plano de deslizamento $V_{r.A07}$, o peso específico do concreto γ_c e o peso específico da rocha γ_r. Adotou-se distribuição normal truncada para o ângulo de atrito, distribuição lognormal para a coesão e distribuições normais para as variáveis geométricas e de peso específico, conforme resumido na Tabela 1.

Tabela 1 – Variáveis aleatórias adotadas nas análises.

Símbolo	Descrição	Un.	Distrib.	Média	Desvio Padrão (σ)	CV
ϕ	Ângulo de atrito equivalente da interface de deslizamento	º	Normal Truncada (3σ)	45	9	0.20
c	Coesão equivalente da interface de deslizamento	kN/m²	Lognormal	300	120	0.40
$V_{c.A07}$	Volume de concreto do bloco A-07	m³	Normal	17070	341.4	0.02
$V_{r.A07}$	Volume de rocha acima do plano de deslizamento do bloco A-07	m³	Normal	2096	41.92	0.02
γ_c	Peso específico do concreto	kN/m³	Normal	24.0	0.802	0.0334
γ_r	Peso específico da rocha	kN/m³	Normal	24.0	1.200	0.05

Observa-se, que os maiores coeficientes de variação foram atribuídos aos parâmetros de resistência da interface, particularmente à coesão (CV=0,40) e ao ângulo de atrito (CV=0,20), uma vez que a maior incerteza associada à estabilidade ao deslizamento tende a concentrar-se nas propriedades resistentes do contato concreto-rocha [21]. Em contraste, os volumes e os pesos específicos apresentam dispersões relativamente

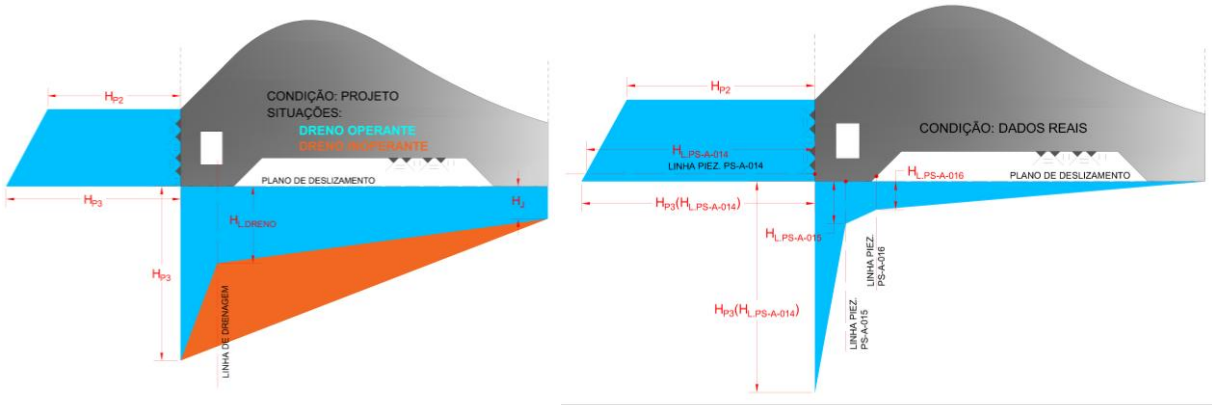
pequenas, refletindo maior controle geométrico e material sobre essas grandezas no contexto do bloco analisado. Neste estudo, as variáveis aleatórias coesão e ângulo de atrito foram consideradas não correlacionadas.

2.6 Condições de análise

No contexto da metodologia orientada ao conceito de Gêmeo Digital adotada neste trabalho, a avaliação da estabilidade ao deslizamento é realizada sob duas condições de análise, definidas pela forma de representação da subpressão na fundação. A modelagem desenvolvida permite incorporar séries temporais observadas e cenários prospectivos, possibilitando a atualização dos indicadores de confiabilidade com base nas condições hidráulicas consideradas, bem como sua avaliação sob cenários operacionais degradados.

A primeira condição corresponde à análise por parâmetros de projeto, na qual a subpressão é definida por idealizações usuais de engenharia. São consideradas duas situações: drenos operantes (Figura 7-a em azul), com eficiência de 66% conforme a Eletrobrás (2003), e drenos inoperantes (Figura 7-a em laranja), condição mais desfavorável à estabilidade pela ausência de alívio hidráulico. Essa análise tem caráter determinístico-prescritivo e é útil para comparação, calibração e referência, tendo sido também adotada, no caso de drenos inoperantes, nas análises em elementos finitos apresentadas anteriormente.

A segunda condição corresponde ao uso de dados reais de instrumentação, em que a distribuição de subpressão é construída a partir das leituras dos piezômetros PS-A-014, PS-A-015 e PS-A-016, instalados no bloco A-07 (Figura 7-b). Nessa configuração, o PS-A-014 influencia predominantemente a região de montante, enquanto os piezômetros PS-A-015 e PS-A-016 representam a subpressão ao longo do plano horizontal de deslizamento, permitindo uma descrição aderente à variação espacial da subpressão na interface concreto-rocha.



a) b)

Figura 7 – Distribuição da subpressão: a) Condição de projeto com drenos operantes (azul) e inoperantes (laranja); b) Condição com dados reais dos piezômetros.

Para a condição real analisada, foram utilizados os registros históricos dos piezômetros e do nível do reservatório entre 01/01/2023 e 31/12/2025, período em que as leituras piezométricas se mantiveram relativamente estáveis, apesar da variabilidade operacional do reservatório. A partir de 01/01/2026, com o objetivo de explorar as potencialidades do Gêmeo Digital como ferramenta de apoio à decisão, foi introduzido um cenário hipotético de anomalia no sistema de drenagem, no qual colmatação ou mau funcionamento dos

drenos provocariam elevação progressiva das cargas piezométricas, com aumento da subpressão na fundação e redução da margem de segurança ao deslizamento. A Figura 8 apresenta os dados piezométricos utilizados nas análises.

A modelagem desenvolvida permite incorporar tanto séries temporais observadas quanto cenários prospectivos, de modo que a confiabilidade estrutural possa ser atualizada continuamente com base na resposta hidráulica medida e avaliada também sob condições operacionais degradadas. Além disso, o ambiente do Gêmeo Digital possibilita a parametrização de diferentes valores de coesão, ângulo de atrito e respectivos parâmetros estatísticos, viabilizando a investigação de cenários alternativos de segurança, estudos de sensibilidade e a análise das incertezas associadas à resistência da interface de deslizamento.

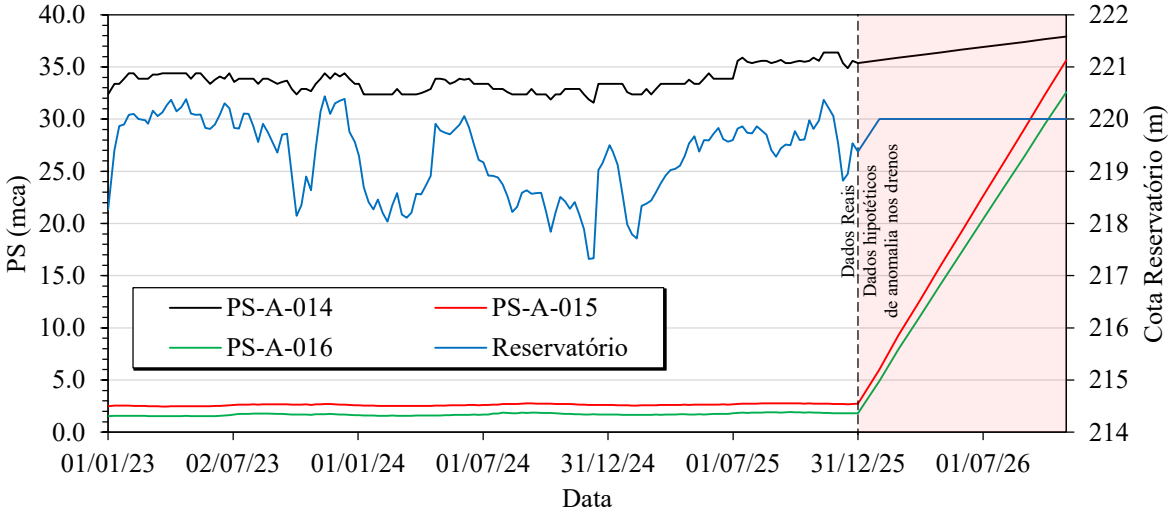


Figura 8 – Histórico do reservatório e piezômetros de jan/2023 a dez/2025. Após essa data os dados são hipotéticos assumindo anomalia nos drenos.

3. RESULTADOS

3.1 Condição de projeto

Inicialmente, foram avaliados os resultados para a condição de projeto, considerando as combinações entre presença ou ausência de stop log e as hipóteses de drenos operantes e drenos inoperantes. A Figura 9 apresenta, para essas quatro configurações, a evolução da probabilidade de falha *Pf*, do índice de confiabilidade *β*, do fator de segurança global *FS* e do fator de segurança ao deslizamento *FSD*, em função da cota do reservatório.

A Figura 9-a mostra que a probabilidade de falha aumenta progressivamente com a elevação do nível do reservatório em todas as condições analisadas. Observa-se também separação clara entre as quatro curvas, evidenciando a influência das condições operacionais: os maiores valores ocorrem com stop log e dreno inoperante, e os menores, na condição sem stop log e com dreno operante, sendo mais significativa a influência da drenagem sobre a estabilidade.

A Figura 9-b apresenta a variação do índice de confiabilidade β. Como esperado, há uma redução de β com o aumento da cota do reservatório, em correspondência direta ao crescimento da probabilidade de falha. A análise conjunta de *Pf* e β mostra, portanto, que a formulação probabilística é sensível às variações operacionais e reproduz adequadamente a degradação gradual da segurança com a elevação do reservatório,

sendo parâmetros de monitoramento importantes para tomada de decisão a partir do Gêmeo Digital.

As Figura 9-c e Figura 9-d apresentam, respectivamente, a variação do fator de segurança global FS e do fator de segurança ao deslizamento FSD. Em ambos os casos, verifica-se uma redução com a elevação do reservatório, confirmando a tendência observada nas métricas probabilísticas.

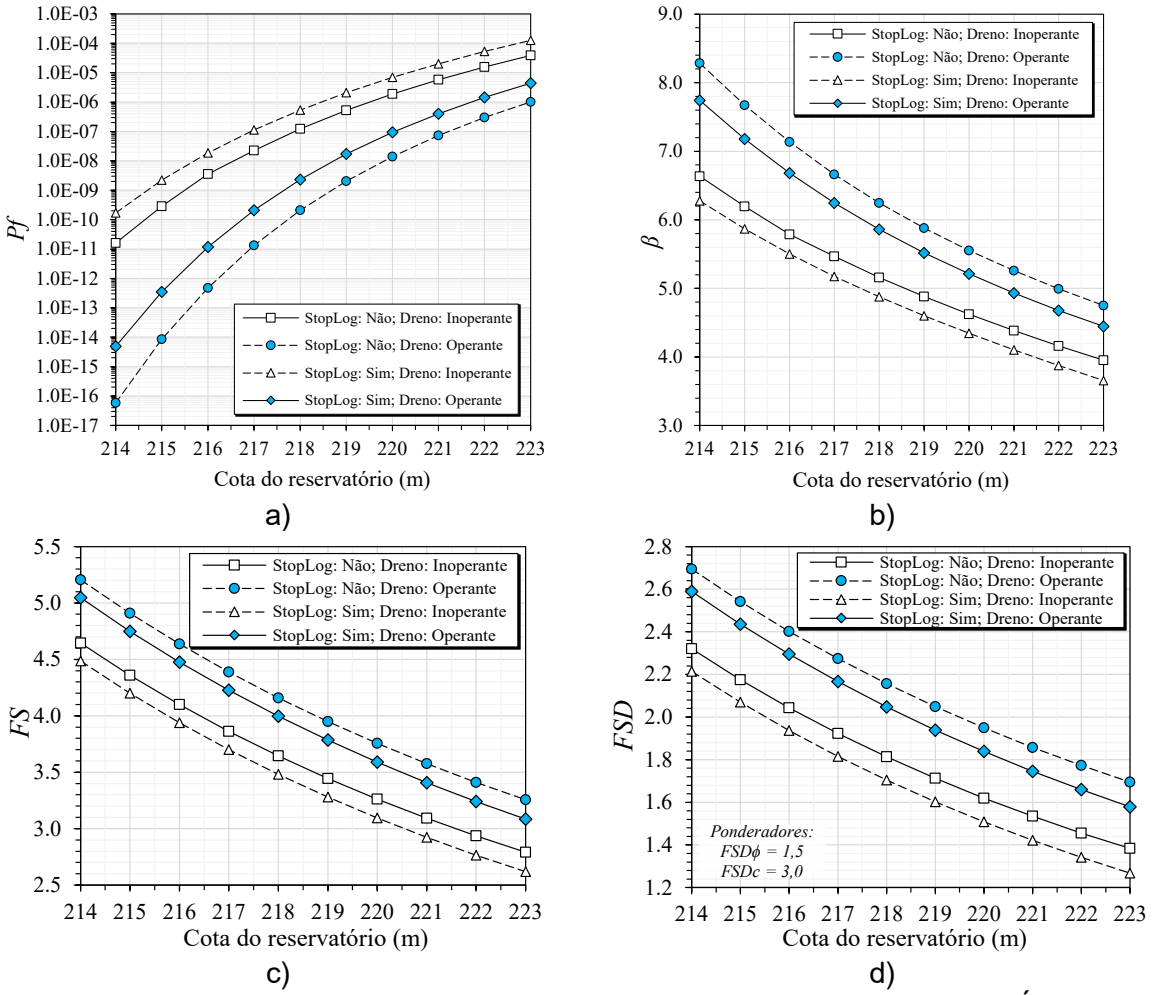


Figura 9 - Curva de fragilidade em termos de a) Probabilidade de falha (*Pf*) e b) Índice de confiabilidade; c) Variação do FS com o reservatório e d) Variação do FSD com o reservatório.

A Figura 10 apresenta as curvas de fragilidade considerando as três metodologias de confiabilidade estrutural aplicadas a uma das condições analisadas (Importance Sampling (IS), FORM e SORM). Observa-se que os resultados obtidos por SORM praticamente coincidem com aqueles estimados por Importance Sampling, enquanto o FORM apresenta valores mais elevados de *Pf*.

Essa diferença sugere que a superfície de estado limite apresenta não linearidade relevante no espaço das variáveis aleatórias. Como o FORM se baseia em uma aproximação de primeira ordem da função de estado limite no ponto de projeto, sua precisão tende a diminuir quando a curvatura da superfície limite se torna significativa. Já o SORM, ao incorporar termos de segunda ordem, consegue representar melhor essa curvatura local, aproximando-se dos resultados de um método de simulação mais robusto, como o Importance Sampling.

Nesse contexto, a concordância observada entre SORM e IS indica que o método de segunda ordem foi capaz de capturar adequadamente a não linearidade do problema, fornecendo estimativas de probabilidade de falha equivalentes. Sob essa ótica, o SORM mostra-se a alternativa mais eficiente entre as metodologias avaliadas, pois mantém alta aderência aos resultados do Importance Sampling com menor número de avaliações da equação de estado limite. O FORM, embora útil como aproximação inicial e por sua simplicidade computacional, tende neste caso a produzir estimativas mais conservadoras.

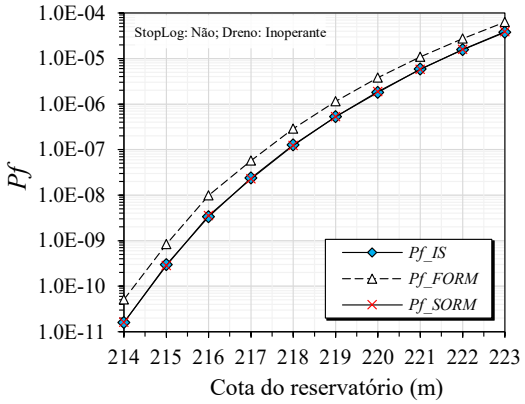


Figura 10 – Comparação entre metodologias de confiabilidade estrutural.

Complementarmente à avaliação das curvas de fragilidade, foi realizada a análise de sensibilidade das variáveis aleatórias por meio dos coeficientes α^2 obtidos no FORM, conforme apresentado na Figura 11. Esses coeficientes permitem quantificar a contribuição relativa de cada variável para a variabilidade da função de estado limite no ponto de projeto. Em termos práticos, quanto maior o valor de α^2, maior é a influência daquela variável na estimativa da probabilidade de falha.

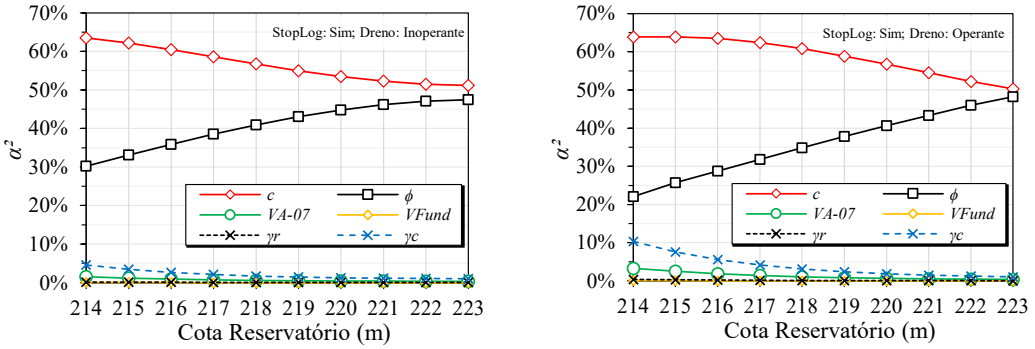
A Figura 11 mostra que, nas duas condições analisadas com stop log acionado, com drenos inoperantes (Figura 11-a) e com drenos operantes (Figura 11-b), a variabilidade da probabilidade de falha é controlada predominantemente pela coesão c e pelo ângulo de atrito ϕ. Esse resultado é particularmente relevante para a aplicação em Gêmeo Digital, pois indica que a atualização desses parâmetros resistentes tende a ser mais importante para a avaliação da segurança do que o refinamento de variáveis geométricas ou de pesos específicos, cujas contribuições permanecem muito reduzidas ao longo das condições analisadas.

Observa-se, ainda, que a importância relativa desses parâmetros varia com o nível do reservatório. Em cotas mais baixas, a coesão apresenta maior influência; com a elevação do nível d'água, a importância do ângulo de atrito cresce progressivamente.

As demais variáveis aleatórias, como volumes e pesos específicos, exercem influência secundária sobre *Pf*, com valores de α^2 próximos de zero na maior parte do intervalo analisado. Isso indica que os maiores ganhos na atualização da análise estão na caracterização das propriedades resistentes da interface concreto-rocha e das condições hidráulicas atuantes. Além disso, a condição de drenagem altera pouco a hierarquia das variáveis dominantes, embora modifique a estabilidade global do sistema.

A Figura 12 apresenta a relação entre a probabilidade de falha e os indicadores determinísticos de estabilidade. A Figura 12-a mostra a correlação entre *Pf* e *FS*,

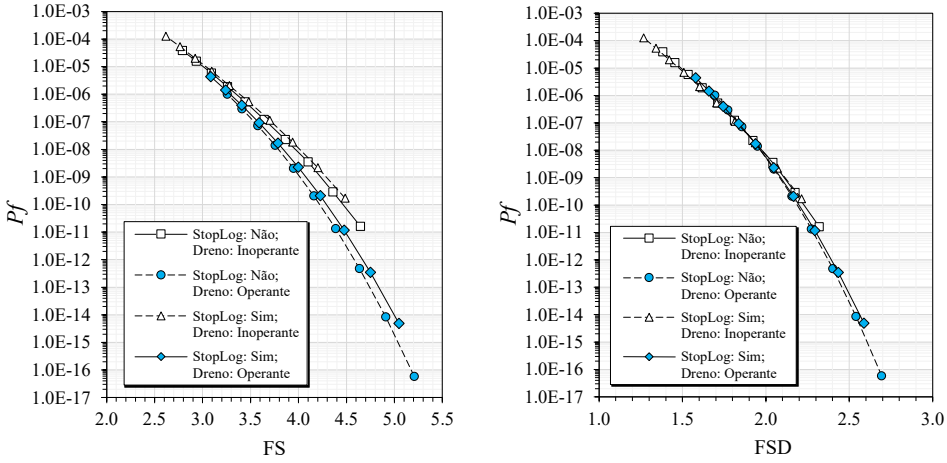
enquanto a Figura 12-b apresenta a relação entre *Pf* e *FSD*, para as quatro condições de projeto analisadas.



a) b)

Figura 11 - Sensibilidade das variáveis aleatórias na probabilidade de falha para: a) Stop log acionado e drenos inoperantes; b) Stop log acionado e drenos operantes.

Observa-se, em ambos os casos, relação inversa entre os fatores de segurança e a probabilidade de falha, de modo que pequenos decréscimos em FS ou FSD podem produzir aumentos expressivos de Pf. A relação entre Pf e FS apresenta maior dispersão entre os cenários, indicando que um mesmo valor de FS pode corresponder a diferentes níveis de probabilidade de falha conforme as condições hidráulicas e operacionais, enquanto a relação entre Pf e FSD mostra menor dispersão e maior aderência à resposta probabilística. Assim, o uso conjunto de Pf, β, FS e FSD permite uma avaliação mais completa da segurança estrutural e reforça o suporte à tomada de decisão.



a) b)

Figura 12 – a) Comparação entre Pf e FS; b) Comparação entre *Pf* e FSD.

3.2 Condição de dados reais

A Figura 13 apresenta a evolução temporal da probabilidade de falha *Pf*, do fator de segurança global *FS* e do fator de segurança ao deslizamento *FSD* para a condição baseada em dados reais de piezometria, no período de 01/01/2023 a 31/12/2025, seguido de um cenário hipotético a partir de 01/01/2026, no qual foi simulada uma anomalia no sistema de drenagem. Nesse caso, a atualização das grandezas de segurança passa a refletir diretamente a resposta observada da instrumentação, o que viabiliza a atualização dinâmica da resposta estrutural para o Gêmeo Digital.

No intervalo correspondente aos dados reais, observa-se que a probabilidade de falha permaneceu em patamares extremamente baixos, variando entre ordens de grandeza de aproximadamente 10^{-13} e 10^{-20}. Esse resultado indica elevada confiabilidade estrutural do bloco A-07 no período monitorado e sugere que, mesmo com as flutuações do reservatório e das leituras piezométricas, a subpressão medida não comprometeu de forma significativa a estabilidade ao deslizamento.

Os resultados determinísticos são coerentes com a leitura probabilística. Ao longo do período com dados reais, o FS manteve-se entre aproximadamente 4,3 e 5,1, e o FSD entre 2,4 e 2,7, com pequenas oscilações associadas à variabilidade hidráulica e piezométrica. Esses valores permanecem acima dos limites mínimos de referência adotados em projeto, considerando FSD > 1,0 pelo critério da Eletrobrás e FS = 2,0 pela abordagem da USACE para condição usual de carregamento.

A partir de 01/01/2026, a figura passa a representar um cenário hipotético de anomalia nos drenos, introduzido para demonstrar a capacidade prospectiva para o Gêmeo Digital. Nessa simulação, assumiu-se que uma condição de colmatação, perda de eficiência ou mau funcionamento do sistema de drenagem levaria ao aumento progressivo da subpressão na fundação. Como consequência, a probabilidade de falha cresce rapidamente ao longo do tempo, saindo de patamares da ordem de 10^{-15} para valores significativamente mais elevados, atingindo ordens de grandeza próximas de 10^{-7} ao final do intervalo simulado. Em paralelo, observa-se redução de *FS* e *FSD*, evidenciando perda gradual da margem de segurança.

Mesmo nesse cenário hipotético, os valores de *FS* ainda permanecem acima do mínimo de 2,0 associado ao critério usual da USACE ao longo do período representado. O *FSD*, por sua vez, embora apresente queda expressiva, continua acima de 1,0, atendendo formalmente ao critério mínimo indicado pela formulação da Eletrobrás com coeficientes parciais. No entanto, a elevação acentuada de *Pf* mostra que a leitura probabilística é mais sensível à deterioração progressiva das condições hidráulicas do que uma verificação puramente limiar baseada apenas em fatores de segurança.

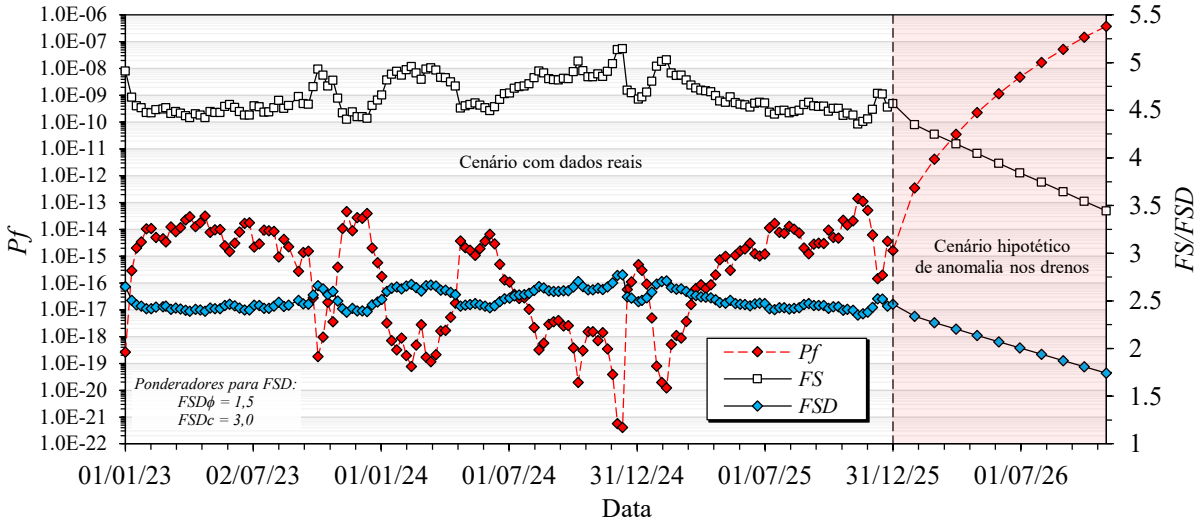


Figura 13 – Variação da *Pf*, FS e FSD ao longo do ano de 2023, 2024 e 2025 e no cenário hipotético de anomalia nos drenos.

Esse ponto é particularmente importante no contexto do Gêmeo Digital. A principal vantagem da abordagem não está apenas em verificar se a estrutura “atende” ou “não

atende” a um critério normativo, mas em acompanhar continuamente a evolução da segurança e antecipar tendências de degradação antes que os limites mínimos sejam efetivamente atingidos. Em outras palavras, o sistema visa permitir transformar dados de instrumentação em indicadores quantitativos de probabilidade que evoluem sob diferentes condições, oferecendo suporte a decisões de operação, inspeção e manutenção com base em sinais precoces de perda de desempenho.

4. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou o desenvolvimento de um módulo de Gêmeo Digital aplicado à atualização dinâmica da confiabilidade ao deslizamento em vertedouros de concreto, tendo como prova de conceito o bloco A-07 do vertedouro da UHE Itaipu. A proposta integrou a geometria digital da estrutura, obtida a partir do modelo BIM, aos dados hidráulicos e piezométricos, viabilizando a avaliação da segurança estrutural com base em métricas probabilísticas. Os resultados confirmam que essa abordagem supera a limitação de verificações estáticas tradicionais, ao incorporar explicitamente a variabilidade dos parâmetros resistentes, das ações hidráulicas e das condições de subpressão.

Na condição de projeto, observou-se que a elevação do nível do reservatório reduz progressivamente a margem de segurança ao deslizamento, com aumento da probabilidade de falha e redução do índice de confiabilidade, do FS e do FSD. Entre os cenários avaliados, a condição mais desfavorável foi aquela com stop log acionado e drenos inoperantes, enquanto a condição mais favorável correspondeu à ausência de stop log e drenos operantes.

A comparação entre metodologias de confiabilidade mostrou que o SORM apresentou resultados praticamente coincidentes com o *Importance Sampling*, enquanto o FORM forneceu estimativas mais conservadoras de probabilidade de falha. Essa diferença decorre da não linearidade da função de estado limite, cuja curvatura é melhor capturada pelo método de segunda ordem. Assim, para o problema estudado, o SORM mostrou-se a alternativa mais adequada para a implementação do módulo probabilístico considerado neste trabalho, por combinar boa precisão com menor custo computacional que os métodos de simulação.

A análise de sensibilidade mostrou que a confiabilidade ao deslizamento é governada principalmente pela coesão e pelo ângulo de atrito da interface, enquanto volumes e pesos específicos têm influência secundária. Isso indica que os maiores ganhos na representatividade da análise estão na adequada caracterização das propriedades resistentes e das condições hidráulicas de subpressão.

Na condição com dados reais, baseada nas leituras dos piezômetros entre 01/01/2023 e 31/12/2025, a estrutura apresentou comportamento compatível com elevada segurança, com probabilidade de falha variando entre aproximadamente 10^{-13} e 10^{-20}, FS entre cerca de 4,3 e 5,1 e FSD entre aproximadamente 2,4 e 2,7. Esses valores permaneceram confortavelmente acima dos limites usuais de verificação determinística.

No cenário hipotético de anomalia nos drenos, os fatores de segurança permaneceram acima dos limites mínimos, mas apresentaram redução, enquanto a probabilidade de falha aumentou de forma expressiva. Esse resultado mostra que a abordagem

probabilística é mais sensível à deterioração gradual das condições hidráulicas do que verificações baseadas apenas em fatores de segurança.

Como conclusão geral, os resultados obtidos indicam que a integração entre geometria digital, dados de instrumentação e análise probabilística de confiabilidade constitui uma base promissora para o desenvolvimento de soluções orientadas ao conceito de Gêmeo Digital aplicadas à segurança de barragens. A metodologia proposta permite avaliar os indicadores de segurança a partir de métricas probabilísticas associadas às condições operacionais e hidráulicas consideradas, além de subsidiar a análise de cenários críticos e o apoio à tomada de decisão. No caso estudado, a aplicação ao bloco A-07 demonstrou o potencial dessa abordagem como etapa relevante na construção de uma plataforma voltada ao monitoramento e à avaliação probabilística da segurança.

5. PALAVRAS-CHAVE

Segurança de barragens, probabilidade de falha, deslizamento, vertedouro, Itaipu.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] M. Grieves, "Digital Twin: Manufacturing Excellence through Virtual Factory Replication," Michael W. Grieves, LLC, 2014.

[2] M. Grieves and J. Vickers, "Digital Twin: Mitigating Unpredictable, Undesirable Emergent Behavior in Complex Systems," in Transdisciplinary Perspectives on Complex Systems, Springer, 2017, pp. 85-113.

[3] E. Zio e L. Miqueles, “Digital twins in safety analysis, risk assessment and emergency management,” Reliability Engineering & System Safety, vol. 246, nº 110040, 2024.

[4] ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS (ABNT), “ABNT NBR ISO/IEC 30173:2025 - Gemeo digital - Conceitos e terminologia,” ABNT, 2025.

[5] D. Park and H. You, "A Digital Twin Dam and Watershed Management Platform," Water, vol. 15, no. 11, p. 2106, 2023.

[6] S.-L. Ding, J.-J. Pan, Y. Wang, H. Xu, D.-Q. Li and X. Liu, "Developing a digital twin for dam safety management," Computers and Geotechnics, vol. 180, p. 107120, 2025.

[7] J. Tian, R. Yu, J. Chen, C. Chen, Y. Li, X. Sun and H. Huang, "Digital twin model for analyzing deformation and seepage in high earth-rock dams," Automation in Construction, vol. 173, p. 106079, 2025.

[8] M. Ersan and E. Irmak, "Development and Integration of a Digital Twin Model for a Real Hydroelectric Power Plant," Sensors, vol. 24, no. 13, p. 4174, 2024.

[9] A. C. B. d. Araujo, D. M. Oliveira, E. C. d. S. Lopes, M. V. L. d. Silva, A. M. O. Sant'Anna e C. A. Pimentel, “Mercado do Gemeo Digital: aplicacao da matriz SWOT para analise mercadologica e tendencias do setor,” Revista de Gestao e Secretariado, vol. 15, nº 9, p. e4160, 2024.

[10] K. O. Pires, A. T. Beck, T. N. Bittencourt e M. M. Futai, “Analise de confiabilidade de barragem de concreto construida,” IBRACON Structures and Materials Journal, vol. 12, nº 3, pp. 551-579, 2019.

[11] CENTRAL WATER COMMISSION (INDIA), "Guidelines for Assessing and Managing Risks Associated with Dams," Central Water Commission, New Delhi, 2019.

[12] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA), "Federal Guidelines for Dam Safety Risk Management," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2015.

[13] USACE, "Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis," U.S. Army Engineer Research and Development Center, 2019.

[14] J. Lee, Y. J. Lee, S. H. Sim and S. Cho, "A New Probabilistic Framework for Structural System Fragility and Sensitivity Analysis of Concrete Gravity Dams," KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 23, no. 8, pp. 3592-3605, 2019.

[15] L. Altarejos-Garcia, I. Escuder-Bueno, A. Serrano-Lombillo and M. Gomez de Membrillera-Ortuno, "Methodology for Estimating the Probability of Failure by Sliding in Concrete Gravity Dams in the Context of Risk Analysis," Structural Safety, Vols. 36-37, pp. 1-13, 2012.

[16] A. T. Beck, Confiabilidade e Seguranca das Estruturas, ORSA MAGGIORE, 2024.

[17] I. BINACIONAL, “Atualização tecnológica - Documento interno,” Foz do Iguaçu, 2026.

[18] ITAIPU BINACIONAL, “Aspectos Tecnicos das Estruturas Civis,” ITAIPU Binacional, Foz do Iguacu, 2008.

[19] ELETROBRAS, “Criterios de Projeto Civil de Usinas Hidreletricas,” Eletrobras, Rio de Janeiro, 2003.

[20] UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE), "Gravity Dam Design," U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 1995.

[21] A. Morales-Torres, I. Escuder-Bueno, L. Altarejos-Garcia and A. Serrano-Lombillo, "Building Fragility Curves of Sliding Failure of Concrete Gravity Dams Integrating Natural and Epistemic Uncertainties," Engineering Structures, vol. 125, pp. 227-235, 2016.

	**Luan REGINATO** Engenheiro Civil (UEPG, 2017), especialista em Segurança de Barragens (IPT, 2025), mestre em Engenharia Civil (Estruturas) (EESC/USP, 2020), pós-graduado em Gestão de Projetos (USP, 2021), doutorado em Engenharia Civil (Estruturas) em andamento (EESC/USP). Colaborador do Ceasb no Itaipu Parquetec. Atua na área de simulações numéricas e estruturas de concreto.
	**Bruno João ARENHARDT** Engenheiro Civil (UNIOESTE, 2020), especialista em Segurança de Barragens (IPT, 2025), em Engenharia de Estruturas (UEL, 2023) e em Projetos e Obras Públicas voltados à Infraestrutura Rodoviária (UEPG, 2022). Colaborador do Ceasb no Itaipu Parquetec. Atua na área de ambientes virtuais, com foco em Gêmeos Digitais.
	**Adriana Elisabete LIMBERGER** Engenheira Civil (UTFPR, 2015), especialista em Segurança de Barragens (IPT, 2025) e mestre em Engenharia Civil (UNILA, 2022). Colaboradora do Ceasb no Itaipu Parquetec. Atua na área de simulações numéricas, geotecnia e instrumentação.
	**Claudio Issamy OSAKO** Engenheiro Civil (EESC/USP, 1999), mestre em Construção Civil (UFPR, 2002). Colaborador da Itaipu Binacional no setor de Engenharia Civil e Arquitetura, com foco em Segurança de Barragens.
	**Giorgio Guarneri DOS SANTOS** Engenheiro Cartógrafo e Agrimensor (UFPR, 2014). Colaborador da Itaipu Binacional no setor de Engenharia Civil e Arquitetura, com foco em Segurança de Barragens.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I SIMPÓSIO SOBRE SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS EM BARRAGENS
TEMA SR.1
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

Processos de Deterioração na Parte Submersa de Estruturas Geotécnicas e Estruturas de Concreto e sua Relação com Modos de Falha: Avaliação por Meio de Sonar

Fábio IANNOTTA
Diretor Executivo - Hibbard Inshore Brasil

Antonio Rogerio Pellissari
Diretor de Engenharia – Verte Inovação

RESUMO

Processos de deterioração na parte submersa de estruturas geotécnicas - incluindo erosões, fissurações, cavidades e perda de material, constituem mecanismos potenciais associados a modos de falha, cuja identificação é limitada pela baixa visibilidade e pelas restrições inerentes às inspeções por mergulho, que não permitem registro contínuo nem aquisição sistemática e replicável de dados. A adequada caracterização e monitoramento dessas regiões é fundamental para a redução de incertezas na análise de risco. Este trabalho apresenta uma metodologia de inspeção por meio de sonar aplicada à parte submersa de estruturas geotécnicas e de concreto, permitindo a identificação e o mapeamento dessas manifestações patológicas não detectáveis por inspeções visuais ou por mergulho pontual. Os resultados obtidos demostram que o emprego do sonar possibilita um diagnóstico mais abrangente das condições submersas, contribuindo para a identificação e acompanhamento de anomalias, suporte à avaliação de modos de falha e redução de incertezas associadas à análise de risco. Adicionalmente, a metodologia contribui para a mitigação de riscos ocupacionais ao mergulho técnico e para a otimização do tempo de execução das campanhas de inspeção.

ABSTRACT

Processes of deterioration in the submerged portions of geotechnical structures - including erosion, cracking, cavities, and material loss - constitute potential mechanisms associated with failure modes. Their identification is limited by low visibility and by the inherent restrictions of diving inspections, which do not allow continuous recording or the systematic and repeatable acquisition of data. The proper characterization and monitoring of these regions is essential to reduce uncertainties in risk analysis. This work presents a sonar-based inspection methodology applied to the submerged portions of geotechnical and concrete structures, enabling the identification and mapping of pathological manifestations that are not detectable through visual inspections or localized diving inspections.

The results obtained demonstrate that the use of sonar enables a more comprehensive diagnosis of submerged conditions, contributing to the identification and monitoring of anomalies, supporting the evaluation of failure modes, and reducing uncertainties associated with risk analysis. Additionally, the methodology contributes to the mitigation of occupational risks related to technical diving and to the optimization of inspection campaign execution time

1. INTRODUÇÃO

Estruturas geotécnicas associadas a barragens, reservatórios, canais e outras obras hidráulicas estão frequentemente sujeitas a processos de deterioração em regiões parcial ou totalmente submersas. Nessas áreas, a identificação de manifestações patológicas é limitada pela dificuldade de acesso, pela profundidade, pela periculosidade da operação, pela baixa visibilidade e pelas restrições impostas às inspeções convencionais.

Erosões, fissurações, cavidades, desplacamentos e perdas localizadas de material podem evoluir de forma progressiva e estar associadas a mecanismos de ruptura relevantes para a segurança e o desempenho da estrutura. Entretanto, quando essas manifestações ocorrem abaixo do nível d'água, sua caracterização tende a ser incompleta, especialmente quando baseada apenas em inspeções por mergulho.

Diferentemente do monitoramento de uma fissura identificada na região emersa de uma barragem, que normalmente pode ser acompanhada por fissurômetros, inspeções visuais periódicas e registros precisos de sua evolução, a ausência de registros sistemáticos e georreferenciáveis em regiões submersas dificulta a comparação entre campanhas e a avaliação da evolução dos processos de deterioração.

Nesse contexto, métodos de inspeção subaquática baseados em diversos tipos de sonar, específicos para cada caso, apresentam potencial relevante para ampliar a capacidade de diagnóstico, permitindo a aquisição de dados em ambientes submerso de difícil acesso e baixa visibilidade.

Este trabalho apresenta uma metodologia de inspeção por sonar aplicada à parte submersa de estruturas geotécnicas e estruturas de concreto, com foco na identificação, mapeamento, acompanhamento e interpretação de manifestações patológicas que podem estar associadas a modos de falha. A abordagem proposta busca contribuir para a avaliação técnica das condições submersas, para o suporte à análise de risco e para a gestão preventiva de ativos hidráulicos. Adicionalmente, a utilização de registros sistemáticos e replicáveis permite aumentar a assertividade no diagnóstico e no prognóstico da evolução dos processos de deterioração, reduzindo incertezas na definição de intervenções e mitigando custos associados à adoção de soluções corretivas inadequadas ou insuficientemente fundamentadas.

2. PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO EM ESTRUTURAS SUBMERSAS

As regiões submersas de estruturas geotécnicas, hidráulicas e de concreto associadas a barragens e demais obras hidráulicas estão sujeitas a processos de deterioração que podem ocorrer de forma progressiva e, muitas vezes, sem

manifestação visível na superfície. Esses processos podem ser influenciados pela ação contínua da água, pelas variações operacionais do nível do reservatório, pelo fluxo hidráulico, pelo transporte de materiais e pelas condições físico-químicas do ambiente. Em estruturas de concreto, também devem ser consideradas as variações térmicas, os ciclos de dilatação e retração, a movimentação de juntas, os recalques diferenciais e as alterações de carregamento hidráulico

Em estruturas geotécnicas, os processos mais relevantes incluem erosões, perda de material, instabilizações localizadas e deslizamentos de taludes. Em estruturas de concreto, podem ocorrer desgaste superficial, exposição de agregados, deterioração de juntas, infiltrações, lixiviação e perdas localizadas de seção. Ainda em estruturas de concreto, como vertedouros, é comum ocorrer a “erosão regressiva”, onde o fluxo da água remove parte do material da fundação, reduzindo o apoio das estruturas e alterando o modelo estrutural adotado para o cálculo da estabilidade.

A caracterização adequada desses processos é fundamental porque pequenas alterações em regiões submersas podem representar indícios iniciais de mecanismos de deterioração em evolução, com implicações diretas para a segurança da estrutura. Quando não identificadas e acompanhadas de forma sistemática, essas manifestações podem progredir de forma silenciosa, reduzir as margens de segurança, comprometer o desempenho hidráulico, operacional e estrutural da obra e contribuir para o desenvolvimento de condições associadas a modos de falha. Outro fator relevante é que intervenções realizadas em estágios iniciais dessas anomalias tendem a apresentar custos significativamente inferiores quando comparadas a intervenções em condições avançadas de deterioração. Além dos aspectos econômicos, a identificação precoce e o adequado gerenciamento dessas ocorrências contribuem para reduzir impactos operacionais, minimizar situações emergenciais e evitar interpretações equivocadas sobre as condições de segurança da estrutura.

Nesse contexto, a inspeção submersa deve permitir não apenas a identificação pontual das anomalias, mas também o registro sistemático e rastreável de sua localização, extensão, geometria e evolução ao longo do tempo, fornecendo subsídios técnico mais consistentes para o monitoramento da integridade estrutural, avaliação de risco e definição de estratégias de intervenções.

3. RELAÇÃO ENTRE DETERIORAÇÃO E MODOS DE FALHA

A relação entre deterioração e modos de falha ocorre quando uma manifestação inicialmente localizada passa a interferir no comportamento hidráulico, geotécnico, estrutural ou operacional do ativo. Esse processo pode envolver aumento de permeabilidade, perda progressiva de material, redução da resistência local, alteração dos modelos estruturais de cálculo, desenvolvimento de caminhos preferenciais de fluxo ou instabilização de elementos da estrutura.

Dessa forma, manifestações em estágios iniciais, quando não identificadas e acompanhadas, podem evoluir para mecanismos capazes de comprometer a segurança global da estrutura.

Essa relação pode ser observada em diferentes situações, nas quais anomalias inicialmente pontuais passam a representar indícios de mecanismos de deterioração mais amplos.

Um ponto crítico em barragens de terra é o encontro com estruturas executadas com outros materiais, como concreto e aço. Essas interfaces, quando executadas sem controle rigoroso de qualidade ou submetidas a eventos excepcionais, podem favorecer o desenvolvimento de fluxos preferenciais de percolação de montante para jusante.

Uma percolação aparentemente limitada e pontual, por exemplo, quando não identificada, caracterizada e acompanhada ao longo do tempo, pode evoluir para processos de carreamento de partículas e erosão interna, promovendo o desenvolvimento de caminhos preferenciais de fluxo e podendo culminar, em situações críticas, em mecanismos de ruptura por piping.

Erosões localizadas junto a um muro ala, pode inicialmente representar apenas uma perda pontual de material na região de contato entre a estrutura e o terreno adjacente. No entanto, quando não identificada e acompanhada, essa erosão pode evoluir para solapamento, perda de apoio, aumento da instabilidade local e formação de vazios atrás ou abaixo da estrutura, comprometendo progressivamente sua estabilidade e podendo contribuir para mecanismos de falha associados à ruptura, tombamento ou deslizamento do elemento de contenção.

Uma erosão localizada no talude de uma barragem de terra pode inicialmente representar apenas uma perda superficial de material. No entanto, quando não identificada e acompanhada, essa erosão pode evoluir para sulcos, ravinamentos e perda progressiva de seção do maciço. Em situações associadas a elevação do nível d'água, chuvas intensas, variações operacionais do reservatório ou saturação progressiva do talude, esse processo pode favorecer a infiltração, elevar as pressões neutras, reduzir a resistência ao cisalhamento do material, podendo desencadear mecanismos de instabilização, ruptura progressiva do maciço e, no limite, rompimento da barragem.

Dessa forma, a adequada interpretação dessas manifestações e de sua evolução ao longo do tempo torna-se fundamental para compreender sua relação com mecanismos potenciais de falha. Em muitos casos, anomalias inicialmente localizadas podem representar estágios iniciais de processos progressivos de deterioração, cuja evolução tende a alterar as condições de segurança da estrutura de forma gradual e silenciosa.

4. LIMITAÇÕES DOS MÉTODOS CONVENCIONAIS E METODOLOGIA DE INSPEÇÃO COM SONAR

As inspeções submersas convencionais, executadas por mergulho e por registros visuais, fotográficos ou em vídeo, apresentam limitações relevantes quando aplicadas a estruturas geotécnicas, hidráulicas e de concreto em ambientes de baixa visibilidade, grande profundidade, acesso restrito ou elevada complexidade operacional. Embora essas técnicas possam fornecer informações importantes em determinadas condições, sua capacidade de caracterização é reduzida quando não permitem verificar a qualidade dos dados levantados nem gerar, de forma sistemática, informações relevantes para a tomada de decisão, incluindo repetibilidade espacial e comparação objetiva entre campanhas.

O sonar é uma instrumentação acústica capaz de observar, mensurar, quantificar, mapear e georreferenciar manifestações patológicas em ambientes submersos com ausência total de luz e águas totalmente turvas.

Existem diferentes tipos de sonar, como sonares de imageamento, sonares de varredura, sonares perfiladores e sonares batimétricos. A escolha do equipamento mais adequado para cada tipo de inspeção deve ser realizada por equipe técnica competente, considerando o objetivo do levantamento, o tipo de estrutura, as condições ambientais e o nível de detalhe necessário.

Os sonares são instalados e integrados principalmente a veículos subaquáticos remotamente operados, os ROVs, por meio dos quais é executada a inspeção da estrutura. Dependendo do tipo de estrutura a ser inspecionada e do contexto operacional, os sonares também podem ser instalados em embarcações remotamente controladas ou em embarcações convencionais.

Nesse contexto, o uso do sonar amplia de forma significativa a capacidade de inspeção, pois permite adquirir dados mesmo em condições de baixa ou nenhuma visibilidade. Diferentemente da inspeção visual, o sonar possibilita o registro contínuo da geometria submersa e das manifestações patológicas, além da geração de informações passíveis de análise posterior.

A metodologia baseada em sonar complementa as inspeções convencionais e amplia a capacidade de diagnóstico em regiões onde a observação visual é limitada ou insuficiente. Por meio da aquisição sistemática dos dados, é possível registrar a posição, a extensão e a geometria das manifestações identificadas, permitindo maior rastreabilidade, repetibilidade e comparação no tempo.

Assim, a inspeção por sonar contribui para transformar uma observação pontual e dependente das condições locais de visibilidade em um processo técnico mais estruturado, baseado em dados registráveis, interpretáveis e comparáveis. Essa abordagem fornece suporte mais consistente à avaliação das condições submersas, à análise de risco e à tomada de decisão sobre manutenção, monitoramento e intervenções corretivas.

5. APLICAÇÕES E EXEMPLO DE RESULTADOS

As inspeções submersas convencionais, executadas por mergulho e por registros visuais, fotográficos ou em vídeo, apresentam limitações relevantes quando aplicadas a estruturas geotécnicas, hidráulicas e de concreto em ambientes de baixa visibilidade, grande profundidade, acesso restrito ou elevada complexidade operacional. Embora essas técnicas possam fornecer informações importantes em determinadas condições, sua capacidade de caracterização é reduzida quando não permitem verificar a qualidade dos dados levantados nem gerar, de forma sistemática, informações relevantes para a tomada de decisão, incluindo repetibilidade espacial e comparação objetiva entre campanhas.

5.1 Exemplo de Resultado em Estrutura de Concreto

O sonar pode ser aplicado a diferentes tipos de inspeção submersa, desde o mapeamento geométrico de grandes áreas até a avaliação localizada de anomalias específicas. Considerando as diferentes configurações possíveis entre o tipo de sonar

utilizado e o sistema de suporte empregado, como ROVs, embarcações remotamente operadas ou embarcações convencionais, sua aplicação pode ser adaptada a diferentes tipos de estruturas, ambientes e objetivos de inspeção. Na prática, as principais limitações estão associadas às condições operacionais do local, especialmente correntezas elevadas.

Os exemplos apresentados nas Figuras 1 a 3 ilustram duas situações em que o sonar foi utilizado para apoiar a avaliação de estruturas submersas. O objetivo não é apenas demonstrar a capacidade de geração de imagem ou mapeamento, mas evidenciar como os dados adquiridos podem contribuir para a leitura técnica da condição da estrutura e para a tomada de decisão.

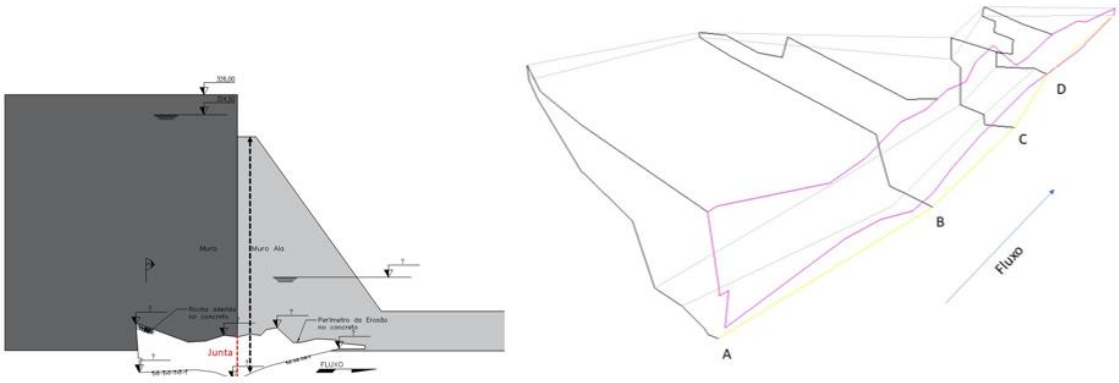


Figura 1: As imagens apresentam a erosão identificada no muro de ala, mapeada por meio de seções transversais e longitudinais obtidas com sonar perfilador, além da sobreposição da área erodida aos desenhos do muro em AutoCAD.

5.2 Outro exemplo de Resultado em Estrutura de Concreto

Durante uma inspeção em uma barragem de concreto, foi identificada, por meio de sonar de imageamento de alta definição, uma erosão no concreto da face de montante, próxima à região de uma percolação previamente conhecida, cuja origem ainda não havia sido determinada.

O sonar permitiu caracterizar a irregularidade superficial e registrar sua posição em relação à área onde a percolação se manifestava. Além da erosão identificada, durante a aquisição dos dados, o equipamento registrou a passagem de bolhas de ar em frente ao campo de leitura do sonar.

Não foi possível afirmar se as bolhas de ar estavam diretamente relacionadas à percolação ou se eram decorrentes de outros fatores locais. Ainda assim, essa informação agregou valor à análise, pois indicou a presença de um fenômeno dinâmico na região investigada e forneceu subsídios adicionais para orientar monitoramento específico e avaliação da possível relação entre erosão, fluxo interno e manifestação de percolação.

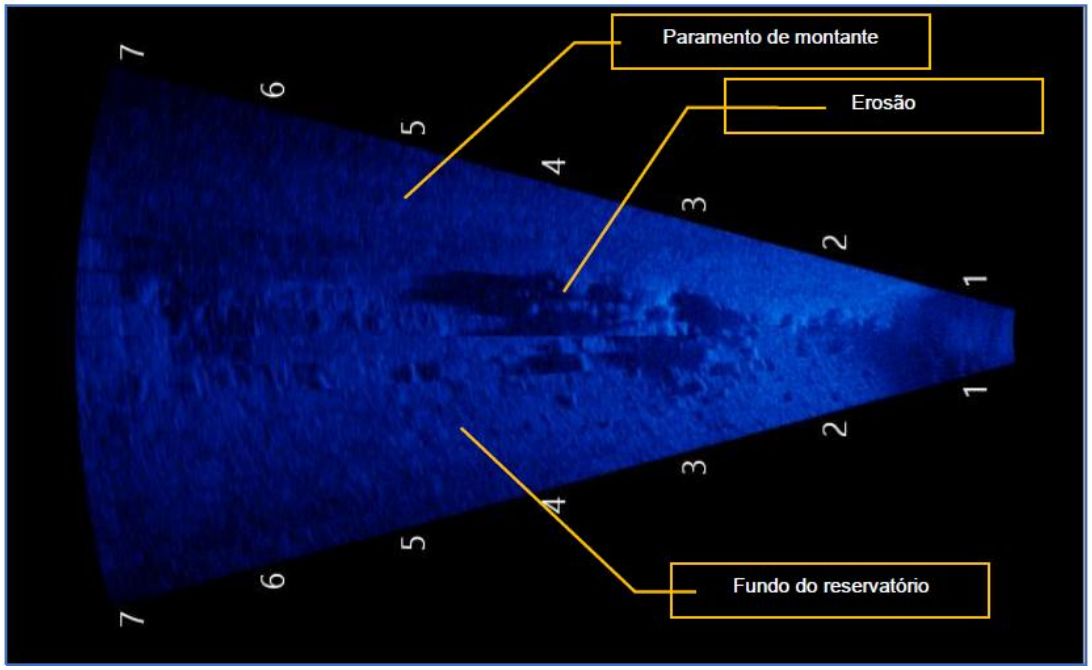


Figura 2: Nesta imagem observa-se o sonar de imageamento de altíssima resolução observando: leito do reservatório, erosão no paramento e face de montante da barragem

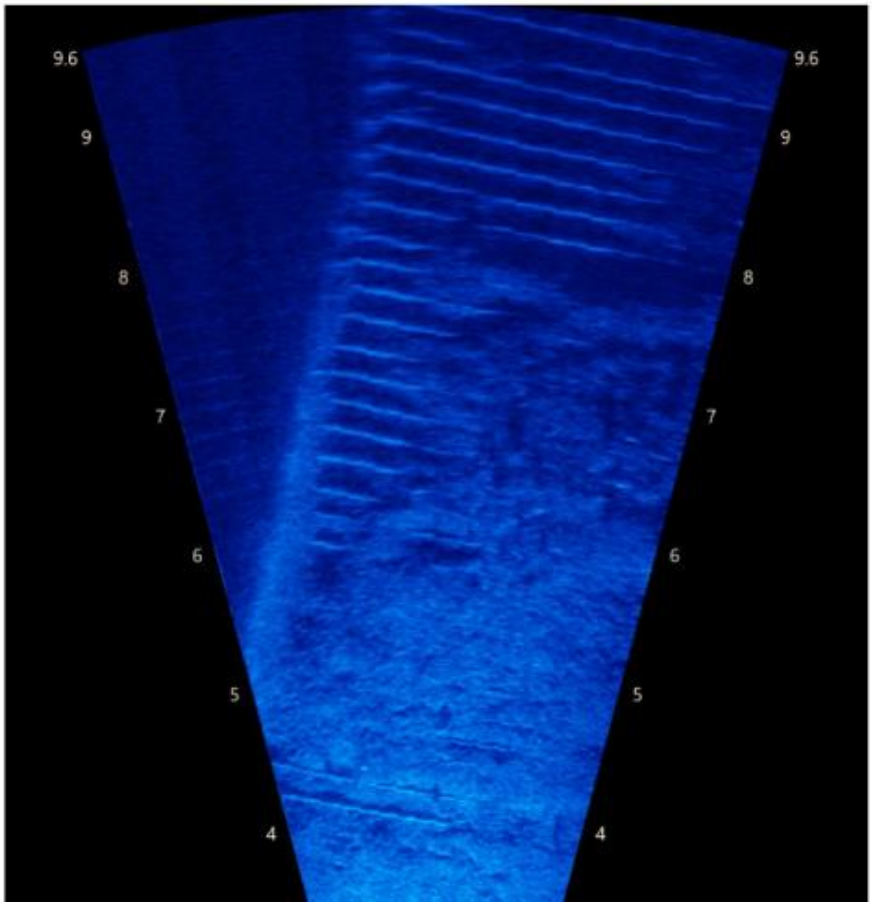


Figura 3: Nessa imagem observa-se laje de concreto de uma porção de uma bacia de dissipação com armadura exposta. Neste caso é possível mensurar e localizar com extrema precisão área e posição da erosão.

5.3 Outro exemplo de Resultado em Estrutura de Terra

Durante a inspeção de uma barragem de terra de pequeno porte, foi constatada a presença de erosão no talude do barramento assim como é possível observar na figura 4. A erosão se estendia por grande parte da barragem, deixando o maciço fragilizado e mais suscetível a instabilização em condições de saturação, aumento do nível d'água e elevação das pressões internas.

A água do reservatório apresentava elevada turbidez, provavelmente associada às características do solo local, o que impedia uma avaliação visual adequada da condição submersa do talude. Nessas condições, uma inspeção convencional por mergulho não permitiria identificar, medir e caracterizar a extensão da erosão de forma confiável.

A situação somente pôde ser caracterizada por meio do levantamento de seções com sonar, que permitiu identificar a geometria da erosão, sua continuidade ao longo do talude e sua relação com a estabilidade do maciço. Neste caso, o sonar contribuiu diretamente para a identificação de uma condição crítica que poderia evoluir para o rompimento da barragem. Embora se tratasse de uma estrutura de pequeno porte, havia a jusante aglomerados de residências que poderiam ser inundados em caso de falha.

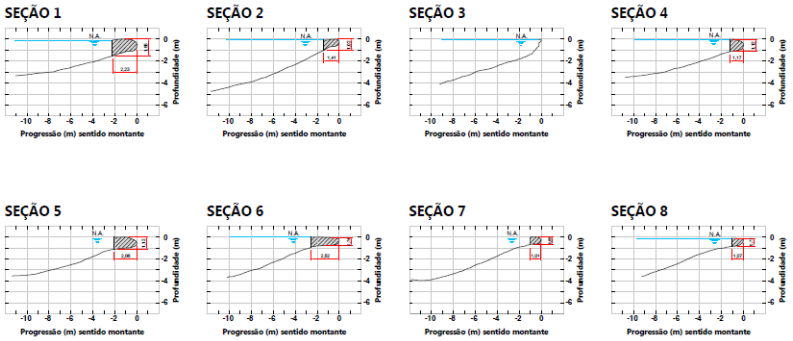


Tabela 1 - Informações das seções levantadas

ID	DESCRIÇÃO	ALTURA EROSÃO (m)	COMPRIMENTO EROSÃO (m)	ÁREA EROSÃO (m²)
S1	Seção 1	1,55	2,23	2,52
S2	Seção 2	1,02	1,41	0,93
S3	Seção 3	N/A	N/A	N/A
S4	Seção 4	1,12	1,17	1,05
S5	Seção 5	1,12	2,06	1,84
S6	Seção 6	0,74	2,52	1,79
S7	Seção 7	0,65	1,01	0,58
S8	Seção 8	0,71	1,07	0,63

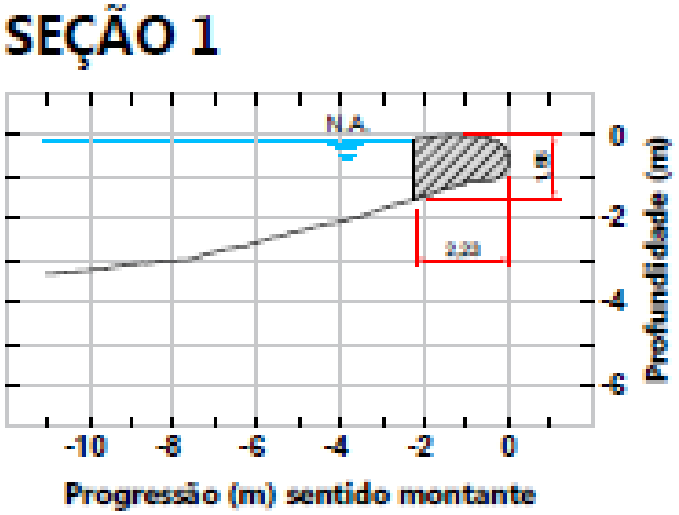


Figura 4: Nas imagens que compõem esta figura observa-se: (imagem superior) seções do talude observada e apresentada no relatorio final e, (imagem inferior) um detalhe da seção 1 onde a parte com ranhura representa a erosão do talude observada por meio do sonar.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados de uma inspeção por sonar devem ser apresentados de forma clara, objetiva e tecnicamente interpretável. A entrega isolada dos dados brutos não é suficiente para apoiar a tomada de decisão. Os registros precisam ser tratados, interpretados e convertidos em informações técnicas compreensíveis, rastreáveis e relacionadas à condição real da estrutura.

Essa apresentação deve ocorrer por meio de relatórios técnicos ou laudos, conforme o tipo de inspeção e o nível de responsabilidade associado à análise. Além da apresentação escrita, os resultados devem ser apresentados também de forma gráfica e infográfica, por meio de desenhos *as is*, pranchas técnicas, seções, mapas, modelos, croquis interpretativos e registros com referência a marcos conhecidos da estrutura.

Sempre que possível, os dados obtidos devem ser relacionados a informações históricas, projetos executivos, inspeções anteriores, registros operacionais, dados de manutenção e demais documentos técnicos disponíveis. Essa integração permite avaliar não apenas a condição observada em uma campanha específica, mas também possíveis tendências de evolução, recorrência de manifestações patológicas e alterações em relação à condição original ou previamente conhecida.

Além da caracterização das anomalias, a possibilidade de comparação entre campanhas contribui para a avaliação da criticidade e da taxa de evolução dos processos de deterioração, fornecendo subsídios mais consistentes para priorização de inspeções complementares, definição de restrições operacionais e planejamento de intervenções corretivas ou preventivas.

A interpretação dos resultados deve ser realizada por técnicos e engenheiros com experiência em estruturas hidráulicas, estruturas geotécnicas, obras submersas e interpretação de dados de sonar. A análise exige não apenas conhecimento sobre o equipamento utilizado, mas também capacidade de compreender o comportamento da estrutura, os mecanismos de deterioração envolvidos e a relevância das anomalias identificadas para a segurança, operação e manutenção do ativo.

Em situações associadas a eventos extremos, evolução acelerada de anomalias ou necessidade de avaliação emergencial das condições da estrutura, a disponibilidade de informações submersas mais completas e rastreáveis contribui para reduzir incertezas e aumentar a assertividade das avaliações técnicas.

Por fim, os resultados analisados devem ser encaminhados ao corpo técnico responsável pela estrutura e, quando houver implicações relevantes para segurança, continuidade operacional ou necessidade de intervenção, também ao corpo diretivo da organização. Dessa forma, a inspeção por sonar deixa de ser apenas uma atividade de levantamento e passa a integrar o processo de gestão técnica, operacional e estratégica do ativo.

7. IMPLICAÇÕES PARA AVALIAÇÃO DE RISCO E GESTÃO DE ATIVOS

A aplicação de inspeções por sonar permite incluir as regiões submersas no processo de controle, monitoramento e avaliação técnica das barragens, reduzindo uma lacuna ainda existente nas inspeções regulamentadas. Embora a parte submersa ainda

apresente carência de diretrizes específicas e de critérios consolidados de monitoramento, sua condição pode ter influência direta na segurança da estrutura, na avaliação de modos de falha e na definição de medidas preventivas.

Ao permitir a identificação, o mapeamento e o acompanhamento de manifestações patológicas em áreas de baixa ou nenhuma visibilidade, o sonar reduz incertezas relevantes na análise de risco. Erosões, cavidades, fissurações, perdas de material, deformações e alterações geométricas deixam de ser tratadas como elementos desconhecidos e passam a compor uma base técnica documentada, interpretável e comparável ao longo do tempo.

Essa documentação também fortalece a gestão do ativo. Uma estrutura monitorada e tecnicamente documentada, inclusive em suas regiões submersas, oferece maior transparência sobre sua condição real, permitindo melhor planejamento de manutenção, priorização de investimentos e atualização de matrizes de risco. Além disso, a existência de dados históricos organizados pode contribuir para processos de contratação de seguros, auditorias técnicas, *due diligence*, concessões, financiamentos ou eventual venda do ativo, pois reduz a percepção de incerteza e aumenta a confiança sobre sua condição estrutural e operacional.

Além dos benefícios associados ao monitoramento e à gestão de ativos, a disponibilidade de informações mais precisas sobre as condições submersas da estrutura contribui diretamente para o suporte à tomada de decisão em situações críticas. Em cenários envolvendo evolução acelerada de anomalias, eventos hidrológicos extremos, necessidade de definição de restrições operacionais ou planejamento de intervenções emergenciais, a redução de incertezas sobre a condição submersa da estrutura permite maior assertividade na avaliação técnica, priorização de ações e gerenciamento de potenciais situações de crise relacionadas à segurança da barragem.

8. CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho, além de apresentar uma metodologia de inspeção submersa por sonar aplicada à identificação, mapeamento e interpretação de manifestações patológicas em regiões submersas, é também contribuir para o avanço da discussão técnica e normativa sobre a necessidade de inspeções periódicas dessas áreas.

As regiões submersas de barragens e estruturas associadas ainda representam uma lacuna relevante nos processos de inspeção, monitoramento e documentação técnica. A incorporação dos resultados dessas inspeções ao Relatório de Inspeção de Segurança Regular (RISR), ao Plano de Segurança da Barragem (PSB) e, quando aplicável, à Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB), permitiria uma avaliação mais completa da condição real da estrutura.

Mais do que uma ferramenta de inspeção, a abordagem proposta contribui para o aprimoramento da gestão de risco em estruturas hidráulicas, ao permitir maior rastreabilidade das condições submersas, redução de incertezas na avaliação técnica e maior assertividade na definição de estratégias de monitoramento e intervenção. Em cenários associados à evolução de anomalias, eventos extremos ou necessidade de resposta rápida, a disponibilidade de informações mais precisas sobre as condições

submersas da estrutura representa um importante suporte à tomada de decisão e ao gerenciamento de potenciais situações de crise relacionadas à segurança da barragem

9. PALAVRAS-CHAVE

ROV, Sonar, Falhas, Estruturas Submersas, Estruturas Geotécnicas, Inspeções, Gestão de Riscos.

	**Fabio IANNOTTA** Graduado em Tecnologia pelo Campus Tortona, na Itália, possui credenciais em Liderança, Gestão e Impacto em Negócios pela Harvard Business School, com especialização em Gestão e Estratégia em andamento pela mesma instituição. É diretor da Hibbard Inshore Brasil, atuando em projetos complexos de inspeção e monitoramento subaquático de estruturas.
	**Antonio Rogerio PELLISSARI** Engenheiro Civil e mestre em Engenharia, Antonio Pellissari é Diretor de Engenharia da Verte Inovação e consultor independente em Gestão de Riscos e Segurança de Barragens. Atua em integridade estrutural, inspeções especiais, gestão de emergências, resposta a eventos extremos e no desenvolvimento de projetos de usinas de fontes renováveis.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

PROCESSOS DE EROSÕES REGRESSIVAS EM VERTEDOUROS DE CONCRETO – CAUSAS, IDENTIFICAÇÃO, RISCOS E TRATAMENTOS

Gustavo RIBEIRO LOPES
Engenheiro Civil - Elera Renováveis

Guilherme ABREU ROCHA DE SOUZA

Coordenador Segurança de Barragens e Engenharia Civil - Elera Renováveis

Maria Luiza FAVARÃO VIEIRA
Engenheira Civil - Elera Renováveis

Ana Paula ANTUNES DE LIMA
Gerente de Engenharia - Elera Renováveis

Camila XAVIER DO COUTO
Engenheira Civil - Elera Renováveis

RESUMO

A erosão regressiva no contato concreto–rocha constitui um dos mecanismos mais críticos de degradação em estruturas de vertedouros expostos a constantes fluxos de água, podendo provocar perda de apoio, descalçamento e redução significativa da segurança estrutural.

Este trabalho apresenta o diagnóstico considerando a identificação dessas anomalias, suas respectivas consequências a longo prazo, e o respectivo projeto e execução para recuperação estrutural, utilizando um estudo de caso prático de vertedouros que apresentaram erosão localizada da fundação e avanço regressivo em direção ao bloco estrutural.

A partir da identificação da anomalia, a solução adotada consistiu na remoção controlada do material deteriorado, regularização e preparação da superfície rochosa, instalação de barras de ancoragem para integração estrutural e recomposição com concreto estrutural moldado in loco.

São descritos os critérios de inspeção e dimensionamento, bem como os procedimentos construtivos e medidas de mitigação para evitar a recorrência do fenômeno. Os resultados demonstram a efetividade da intervenção na recomposição da integridade estrutural e na melhoria das condições operacionais do vertedouro, de forma a garantir a vida útil da estrutura, evitando um agravamento a longo prazo.

ABSTRACT

Retrogressive erosion at the concrete–rock interface is one of the most critical degradation mechanisms in spillway structures exposed to constant water flow, potentially leading to loss of support, undermining, and a significant reduction in structural safety.

This study presents an assessment focused on identifying such anomalies, their long-term consequences, and the corresponding design and execution of structural rehabilitation, using a practical case study of spillways that exhibited localized foundation erosion and retrogressive advancement toward the structural block.

Based on the identified anomaly, the adopted solution consisted of controlled removal of deteriorated material, surface trimming and preparation of the rock foundation, installation of rock anchors for structural integration, and reconstruction using cast-in-place structural concrete.

The paper describes inspection criteria and design procedures, as well as construction methods and mitigation measures to prevent recurrence of the phenomenon. The results demonstrate the effectiveness of the intervention in restoring structural integrity and improving the spillway's operational conditions, ensuring its service life and preventing long-term deterioration.

1. INTRODUÇÃO

Estruturas hidráulicas associadas a barragens, em especial os vertedouros de concreto, são submetidas a condições severas de operação devido à ação recorrente de escoamentos de alta energia, variações de vazão, pressões hidrodinâmicas e interação direta entre o fluxo e os elementos estruturais. [1]

Entre os mecanismos de degradação observados nesse tipo de estrutura, destaca-se a erosão localizada no contato concreto–rocha, especialmente quando há caminhos preferenciais de percolação, deficiência de drenagem, descontinuidades no maciço rochoso ou perda progressiva de material de apoio. A presença de descontinuidades no maciço rochoso e irregularidades na interface concreto–rocha pode favorecer a atuação localizada do escoamento hidráulico, promovendo o desprendimento gradual de material e a evolução regressiva da erosão ao longo da fundação exposta. [2]

A erosão regressiva no contato concreto–rocha representa uma condição crítica por apresentar evolução progressiva. Inicialmente localizada, a anomalia pode avançar em direção ao bloco estrutural, ampliando cavidades e áreas expostas da fundação, aumentando a suscetibilidade à continuidade do processo erosivo e à degradação das condições operacionais da estrutura. Quando não tratada, essa condição pode favorecer descalçamento localizado, aumento de infiltrações, concentração de tensões e redução da vida útil da estrutura.

Diante desse contexto, este artigo apresenta o diagnóstico, o projeto e a execução da recuperação estrutural de vertedouros afetados por erosão regressiva no contato concreto–rocha. O estudo é desenvolvido a partir de um caso prático em que foram identificadas erosões localizadas na fundação, com avanço em direção ao bloco estrutural do vertedouro. [3]

O objetivo principal do trabalho é demonstrar a importância da identificação precoce da anomalia e da adoção de solução de engenharia compatível com o mecanismo de degradação observado. A intervenção contemplou remoção controlada do material deteriorado, preparação da superfície rochosa, instalação de barras de ancoragem e recomposição volumétrica com concreto estrutural moldado in loco, visando recompor a integridade estrutural e melhorar as condições operacionais do vertedouro.

2. CARACTERIZAÇÃO DA ANOMALIA

A anomalia analisada consiste na perda progressiva de material na região de contato entre o concreto do vertedouro e o maciço rochoso de fundação. Trata-se de um processo localizado, inicialmente restrito à interface concreto–rocha, mas com potencial de avanço para o interior da fundação e para a base do bloco estrutural.

A erosão regressiva se caracteriza pelo avanço do processo erosivo no sentido contrário ao fluxo predominante ou em direção à zona interna da estrutura. No caso em estudo, esse comportamento foi evidenciado pela formação de cavidades e pelo aumento gradual da descontinuidade entre o concreto e a rocha, indicando perda de apoio e redução da área efetiva de contato. [4]

A principal consequência observada da anomalia foi a exposição progressiva da interface concreto–rocha e a formação de cavidades localizadas junto à fundação. A

evolução da erosão promove a perda gradual de material de apoio e aumenta a vulnerabilidade da região à continuidade do processo erosivo, podendo ampliar as áreas expostas e dificultar a preservação das condições originais de contato entre o concreto e o maciço rochoso. Embora não tenham sido identificadas evidências de comprometimento estrutural do bloco do vertedouro, a progressão da anomalia justificou a adoção de medidas preventivas visando interromper o avanço da erosão e preservar a integridade da fundação. [5] [6]

Dessa forma, a anomalia foi classificada como relevante do ponto de vista estrutural, pois sua evolução poderia comprometer a estabilidade local, a durabilidade e as condições operacionais do vertedouro. A caracterização adequada dessa condição foi essencial para definir a necessidade de intervenção corretiva e orientar a escolha da solução de recuperação.



Figura 1 – Vista da anomalia identificada

2.1 Estudo de Caso

O estudo de caso refere-se a vertedouros em concreto apoiados diretamente sobre maciço rochoso, nos quais foram identificadas erosões localizadas na fundação. As anomalias concentravam-se na região de contato entre o concreto estrutural e a rocha, com evidências de avanço regressivo em direção à base dos blocos.

Durante inspeções visuais, foram observadas cavidades junto ao contato concreto–rocha, perda de material de apoio e exposição de trechos da fundação. Em alguns pontos, a geometria da cavidade indicava que a erosão havia avançado para além da face externa visível, configurando risco de progressão para regiões internas da estrutura.



Figura 2 – Vista da anomalia identificada durante inspeção

2.2 Diagnóstico Técnico

O diagnóstico técnico foi desenvolvido a partir da análise das cavidades identificadas, da condição da rocha exposta e do estado do concreto adjacente, permitindo inferir o mecanismo predominante responsável pela anomalia observada.

A configuração das cavidades indicou que o processo erosivo foi favorecido por regiões da interface concreto–rocha com menor capacidade de resistência, possivelmente associadas a irregularidades do maciço rochoso. Essas condições criaram pontos vulneráveis à ação hidráulica, atuando como focos iniciais para o carreamento de material. [4]

Do ponto de vista da fundação, a perda localizada de material reduziu as condições originais de contato entre o concreto e o maciço rochoso, justificando a adoção de medidas preventivas destinadas a evitar a progressão da erosão e preservar o desempenho da estrutura ao longo do tempo. A redução da área efetiva de contato reforçou a necessidade de acompanhamento e de adoção de medidas preventivas destinadas a evitar a progressão da erosão e preservar as condições de operação da estrutura. [6]

Adicionalmente, a evolução da erosão resultou na exposição de descontinuidades e trechos mais fraturados do maciço rochoso, tornando a região mais suscetível à ação direta do escoamento hidráulico. Durante eventos de maior vazão, essa condição favorece a remoção progressiva de fragmentos rochosos e a ampliação das cavidades existentes, contribuindo para o avanço do processo erosivo na fundação. [7]

Baseado nas inspeções realizadas, o mecanismo predominante foi interpretado como um processo de erosão associado à ação do fluxo hidráulico sobre descontinuidades do maciço rochoso exposto, e não a um processo de percolação através da estrutura. A progressão da anomalia ocorreu pela remoção gradual de material em regiões mais suscetíveis à erosão, ampliando as cavidades observadas na interface concreto–rocha.

Partindo dessa interpretação, concluiu-se que a intervenção deveria atuar diretamente sobre o mecanismo identificado, restabelecendo a capacidade resistente da fundação e a integração estrutural entre o concreto existente e o maciço rochoso. O diagnóstico técnico, portanto, orientou a adoção de uma solução de recuperação estrutural capaz de recompor o apoio, redistribuir adequadamente os esforços e mitigar a recorrência do processo erosivo.

3. SOLUÇÃO DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL

A definição da solução de engenharia teve como objetivo principal interromper a progressão do processo erosivo identificado na interface concreto–rocha, protegendo a fundação exposta e restabelecendo condições adequadas de operação do vertedouro. A intervenção não foi motivada pela constatação de comprometimento estrutural do bloco do vertedouro, mas pela necessidade de evitar a ampliação das cavidades existentes e a continuidade da remoção de material da fundação. Dessa forma, a solução foi concebida para atuar diretamente sobre o mecanismo de deterioração observado, promovendo a proteção da região afetada e aumentando sua resistência frente às ações hidráulicas recorrentes.

Entre os principais desafios executivos destacaram-se a geometria irregular das cavidades erodidas, a necessidade de adaptação da solução às condições reais encontradas em campo e a garantia do adequado preparo da interface concreto–rocha antes da concretagem. A experiência obtida durante a execução reforçou a importância da inspeção detalhada da fundação após o saneamento, etapa fundamental para confirmação da extensão efetiva da erosão e definição dos ajustes necessários durante a obra

3.1 Premissas e Execução

A filosofia da intervenção foi baseada prioritariamente na interrupção da progressão do processo erosivo, na proteção da fundação rochosa exposta e no restabelecimento da geometria original da região afetada. O mecanismo observado foi associado à ação do escoamento sobre descontinuidades e trechos mais alterados do maciço rochoso, promovendo remoção progressiva de material. Assim, a recuperação buscou eliminar regiões suscetíveis à continuidade da erosão e restabelecer condições adequadas de operação do vertedouro.

Nesse contexto, tornou-se fundamental garantir que todo o material sem capacidade resistente fosse removido, de modo a permitir a recomposição da interface sobre substrato com comportamento estrutural adequado. A solução deveria restabelecer o contato efetivo entre o concreto e a fundação, assegurando condições de aderência e apoio compatíveis com as solicitações atuantes no vertedouro.

Outro critério essencial foi a necessidade de promover integração estrutural entre o concreto existente, o concreto de recomposição e o maciço rochoso, de forma a evitar comportamentos independentes e reduzir a sensibilidade da região reparada a descontinuidades residuais da fundação.

Já a escolha do concreto estrutural moldado in loco foi motivada pela necessidade de adaptação à geometria irregular das cavidades, pela capacidade de preenchimento integral dos vazios identificados e pela resistência adequada às condições de exposição e às solicitações hidráulicas da área recuperada.

Sob essa perspectiva, a recomposição com concreto estrutural e a instalação de ancoragens foram adotadas como elementos de proteção e estabilização da região recuperada. Além de restabelecer a geometria da área erodida, a solução buscou

reduzir a exposição das descontinuidades do maciço rochoso à ação do escoamento hidráulico, aumentando a durabilidade da intervenção e reduzindo o potencial de recorrência do processo erosivo.

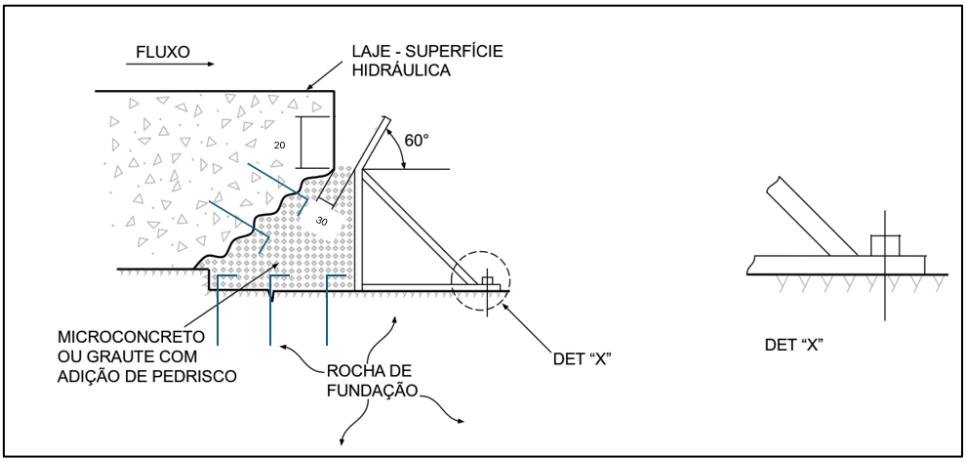


Figura 3 – Croqui de projeto de recuperação estrutural

3.1.1 Remoção do material deteriorado e preparo da fundação

A remoção integral do material deteriorado foi adotada como etapa fundamental da recuperação, uma vez que a permanência de concreto degradado, material solto ou rocha alterada comprometeria a capacidade de suporte da fundação e a aderência da recomposição estrutural. A exposição da rocha com comportamento competente é condição necessária para garantir apoio efetivo e evitar a continuidade do carreamento de material sob a estrutura.

O preparo da superfície rochosa teve como finalidade eliminar irregularidades soltas, promover superfície limpa e estável e criar condições adequadas para a aderência mecânica do concreto de recomposição. Essa etapa é essencial para que a recuperação atue não apenas como preenchimento volumétrico, mas como recomposição estrutural integrada à fundação.



Figura 4 – Remoção de material deteriorado

3.1.2 Integração estrutural por meio de barras de ancoragem

A adoção de barras de ancoragem teve como objetivo promover a integração estrutural entre o concreto existente, o concreto de recomposição e o maciço rochoso. As ancoragens atuam como elementos de transferência de esforços, reduzindo o risco de destacamento, deslizamento ou comportamento independente do material recomposto. O dimensionamento das ancoragens e do concreto de recomposição seguiu critérios técnicos compatíveis com as solicitações estruturais e hidráulicas atuantes na região recuperada.

Do ponto de vista estrutural, as barras de ancoragem contribuem para redistribuir os esforços transmitidos ao maciço rochoso, compensando a perda de apoio previamente existente e aumentando a confiabilidade da ligação concreto–rocha. Além disso, essa solução reduz a sensibilidade da intervenção a possíveis descontinuidades residuais da fundação.



Figura 5 – Aplicação de ancoragem

3.1.3 Recomposição com concreto estrutural moldado in loco

A recomposição volumétrica com concreto estrutural moldado in loco foi escolhida por permitir a recuperação da região afetada e garantir comportamento estrutural compatível com o bloco existente. O uso de concreto estrutural, em vez de argamassas ou materiais de reparo superficial, justifica-se pela necessidade de recompor o apoio e participar efetivamente da transferência de esforços.

A moldagem in loco possibilitou adequada adaptação à geometria irregular da fundação exposta, garantindo preenchimento completo dos vazios e contato efetivo com a rocha preparada. Essa abordagem também favorece maior durabilidade e desempenho frente às solicitações hidráulicas atuantes.



Figura 6 – Recuperação com concreto in loco

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A intervenção executada permitiu a recomposição da região afetada pela erosão regressiva, restabelecendo o apoio do bloco estrutural sobre o maciço rochoso e eliminando os vazios identificados na interface concreto–rocha. A remoção do material deteriorado possibilitou a exposição de superfície com melhor condição de suporte, permitindo que a recomposição fosse executada sobre base adequada e compatível com a função estrutural da região recuperada.

Do ponto de vista estrutural, a solução adotada contribuiu para restabelecer a continuidade entre o concreto existente, o concreto de recomposição e a fundação rochosa. A instalação das barras de ancoragem teve papel fundamental nesse comportamento, pois promoveu a integração entre os elementos envolvidos e reduziu a possibilidade de atuação independente do material recomposto. Dessa forma, a intervenção favoreceu a redistribuição dos esforços para o maciço rochoso e reduziu a concentração de tensões nas regiões remanescentes de apoio.

A recomposição com concreto estrutural moldado in loco mostrou-se adequada às condições geométricas observadas em campo, especialmente em função da irregularidade da superfície rochosa e da necessidade de preenchimento completo das cavidades existentes. A moldagem no local permitiu maior adaptação à geometria da fundação exposta, garantindo contato efetivo entre o novo concreto e a estrutura existente. Esse aspecto foi essencial para que a intervenção não se limitasse ao preenchimento superficial da anomalia, mas atuasse como recomposição estrutural da interface afetada.

Além da proteção da fundação, a solução executada contribuiu para reduzir a exposição de descontinuidades do maciço rochoso à ação direta do escoamento hidráulico, mitigando a possibilidade de continuidade do processo erosivo. A eliminação dos vazios e a melhoria da ligação entre os materiais reduzem a possibilidade de entrada de água sob o bloco estrutural, condição que poderia favorecer novo carreamento de material e reativação do processo erosivo. Assim, a intervenção deveria atuar diretamente sobre o mecanismo de evolução da erosão, interrompendo sua progressão e protegendo a fundação contra novas perdas de material, e não apenas promovendo o preenchimento das cavidades já existentes.

Os resultados observados indicam que a recuperação estrutural foi compatível com o mecanismo de deterioração diagnosticado. A sequência adotada, iniciada pela remoção do material deteriorado, seguida do preparo da fundação, da instalação de ancoragens e da recomposição com concreto estrutural, mostrou-se tecnicamente adequada para restabelecer a integridade da região afetada e melhorar as condições operacionais do vertedouro. A efetividade da solução, entretanto, deve ser acompanhada por inspeções periódicas, especialmente após eventos de maior vazão, a fim de verificar o desempenho da interface recuperada e identificar precocemente qualquer indício de reativação do processo erosivo.

5. CONCLUSÕES

A análise desenvolvida neste trabalho permitiu caracterizar a erosão regressiva na interface concreto–rocha como uma anomalia relevante em vertedouros de concreto, especialmente por seu potencial de promover a perda progressiva de material na fundação, ampliar áreas expostas à ação hidráulica e favorecer a continuidade do processo erosivo caso não sejam adotadas medidas corretivas adequadas.

O estudo de caso demonstrou que a correta interpretação do mecanismo de deterioração é fundamental para a definição da solução de recuperação. A identificação das cavidades, da perda localizada de material e das condições da fundação permitiu concluir que intervenções superficiais não seriam suficientes, sendo necessária uma abordagem voltada à recomposição efetiva da interface concreto–rocha.

A solução adotada, composta pela remoção do material deteriorado, preparo da superfície rochosa, instalação de barras de ancoragem e recomposição com concreto estrutural moldado in loco, mostrou-se tecnicamente adequada ao mecanismo diagnosticado. A intervenção buscou proteger a fundação exposta, recompor a geometria da região afetada, promover integração entre concreto existente, concreto novo e fundação, além de reduzir a possibilidade de recorrência do processo erosivo.

Como principal lição aprendida, observou-se que a identificação precoce das áreas erodidas e a rápida implementação das medidas corretivas contribuem significativamente para reduzir a complexidade das intervenções futuras. Além disso, verificou-se que a associação entre saneamento adequado da fundação, utilização de ancoragens e recomposição com concreto moldado in loco constitui uma alternativa eficaz para recuperação de erosões localizadas em interfaces concreto–rocha sujeitas à ação hidráulica recorrente

Conclui-se que o diagnóstico técnico associado a uma solução de recuperação estrutural integrada é essencial para garantir maior confiabilidade, durabilidade e segurança operacional em vertedouros apoiados sobre fundação rochosa. O caso apresentado pode servir como referência para intervenções semelhantes em estruturas hidráulicas sujeitas a processos de erosão regressiva no contato concreto–rocha.

6. PALAVRAS-CHAVE

Erosão regressiva; Vertedouro contato concreto–rocha; Reforço estrutural Fundação rochosa; Barragens de concreto; Segurança de Barragens.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1990) – “Hydraulic Design of Spillways”, Engineer Manual EM 1110-2-1603, hydraulic design of spillways, Washington, D.C., United States.

[2] U.S. BUREAU OF RECLAMATION. (2019) – “Best Practices in Dam and Levee Safety Risk Analysis”, technical report, dam and levee safety risk analysis, United States.

[3] U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1980) – “Rock Reinforcement”, Engineer Manual EM 1110-1-2907, rock mass reinforcement and anchorage systems, United States.

[4] ANDRIOLO, M. V.; OLIVEIRA, E. de. (2018) – “Proteção contra erosão regressiva em rocha branda na saída da bacia de dissipação – exemplo da UHE Colíder”, artigo

técnico, tema: erosão regressiva em fundações de vertedouros, Brasil.

[5] ELETROBRAS. (2003) – “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”, manual técnico, tema: transmissão de esforços e comportamento de fundações em rocha, Brasil.

[6] AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. (2016) – “Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens – Volume III: Guia de Revisão Periódica de Segurança de Barragem”, manual técnico, tema: avaliação estrutural, fundações e risco de instabilidade, Brasil.

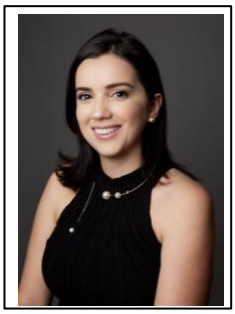
[7] U.S. BUREAU OF RECLAMATION. (2019) – “Spillway Erosion”, technical guidance, topic: seepage paths and progressive erosion mechanisms in spillway foundations, United States.

	**Gustavo RIBEIRO LOPES** Engenheiro Civil formado pela UVA – Universidade de Veiga de Almeida, pós-graduado pelo IDD - em Segurança de Barragens. Atuação em segurança de barragens, análises de estabilidade, monitoramento e elaboração de relatórios técnicos.
	**Guilherme ABREU ROCHA DE SOUZA** Engenheiro Civil formado pela UVA – Universidade de Veiga de Almeida, MBA em Gestão de Negócios no Setor de Energia e pós-graduando pela IPOS - em Geotecnia. Atuação de mais de 10 anos no setor de energia com foco em gestão de ativos de infraestrutura e segurança de barragens.
	**Camila XAVIER DO COUTO** Engenheira Civil formada pela UFGD, com pós-graduação em Engenharia Geotécnica pela PUC Minas e MBA em Gestão de Projetos pela USP. Possui mais de 5 anos de experiência em segurança de barragens de terra, enrocamento e concreto nos setores de mineração e energia, com forte atuação em gestão de riscos e desenvolvimento de planos de ação.



Maria Luiza FAVARÃO VIEIRA

Engenheira Civil formada pela UNESP e pós-graduada pela PUC-Minas em Geotecnia, com atuação em segurança de barragens, análises de estabilidade, monitoramento geotécnico e gestão de riscos, com experiência em elaboração de relatórios para suporte à tomada de decisão.



Ana Paula ANTUNES DE LIMA

Engenheira civil formada pela Pontifícia Universidade Católica do Paraná, especialista em Segurança de Barragens pelas Faculdades IDD e MBA em Gestão de Negócios com Ênfase no Setor Elétrico pelo IBMEC. Certificada PMP®, possui mais de 12 anos de atuação no setor de energia renovável com experiência em gestão de riscos, monitoramento geotécnico, implantação de Planos de Segurança de Barragens e Planos de Ação de Emergência, além de coordenação de equipes multidisciplinares e relacionamento com órgãos reguladores e comunidades.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

QUANDO UMA VIGA MUNHÃO SAI DO LUGAR. AÇÕES, INVESTIGAÇÕES, DEFINIÇÃO DE SOLUÇÕES E REALIZAÇÃO DOS REPAROS

Bruno NEVES
Consultor/Engenheiro Técnico-Comercial Conesul - Carpi Group

RESUMO

Este artigo apresenta um estudo de caso sobre as intervenções de recuperação estrutural realizadas no vertedouro da barragem de Santa Cecília, motivadas pela identificação de movimentação anômala na viga munhão. O trabalho detalha a sequência de engenharia adotada, iniciando-se pelas ações de contenção emergencial para a estabilização da comporta radial, mitigando riscos imediatos, viabilizado pelo ensecamento do vão através do uso de comportas flutuantes. Descreve-se o processo de investigação e acesso à estrutura, além da implementação de um reforço metálico para que rapidamente retomar a estabilidade e, fundamentalmente, a concepção e execução da solução. Esta última consistiu em um sistema de ancoragem robusto, projetado para garantir a correta redistribuição dos esforços solicitantes da viga munhão para o pilar de concreto. Os resultados comprovam o processo exitoso de recuperação da estrutura civil extravasadora, além do restabelecimento da integridade estrutural e da segurança operacional do vertedouro.

ABSTRACT

This article presents a case study on the structural recovery interventions performed on the Santa Cecília dam spillway, motivated by the identification of anomalous movement in the trunnion beam. The work details the engineering sequence adopted, starting with emergency containment actions to stabilize the radial gate and mitigate immediate risks, made possible by the dewatering of the span using floating gates. It describes the investigation and structural access process, as well as the implementation of a metallic reinforcement to quickly restore stability, and, fundamentally, the design and execution of the definitive solution. The latter consisted of a robust anchoring system, designed to ensure the proper redistribution of the applied loads from the trunnion beam to the concrete pier. The results confirm the restoration of the spillway's structural integrity and operational safety.

1. INTRODUÇÃO

Este artigo analisa a complexidade das patologias em elementos estruturais de grande porte, tomando como estudo de caso as intervenções de recuperação estrutural no vertedouro da barragem de Santa Cecília, onde movimentações anômalas na viga munhão geraram uma redistribuição de tensões crítica para a estabilidade global do sistema. A abordagem técnica adotada enfatiza a necessidade de diagnósticos precisos realizados por especialistas, visto que falhas dessa natureza demandam uma prescrição rigorosa de procedimentos para mitigar riscos iminentes à integridade da estrutura. Adicionalmente, este trabalho destaca que a eficácia das intervenções terapêuticas em componentes de concreto armado depende intrinsecamente da correta identificação das causas raiz, evitando a reincidência de manifestações patológicas decorrentes de falhas no detalhamento ou na execução original [1] .

A Usina Elevatória de Santa Cecília (UEL Santa Cecília), construída entre 1946 e 1952, ela representa parte crucial na transposição do sistema Piraí-Paraíba do Sul, que aduz água para a região metropolitana do Rio de Janeiro, cerca de 90% do abastecimento da região. A estrutura de vertedouro possui nove comportas tipo segmento e tem capacidade de vertimento de 2.827,8 m³/s (fluxo controlado pela comporta). A Vazão média de longo termo (MLT) é de 350 m³/s. A fundação desta estrutura é em rocha gnáissica, frequente na Zona de Cisalhamento do Paraíba do Sul [2]. Sobre a estrutura do vertedouro foi instalada uma ponte metálica que dá acesso aos pilares o vertedouro. O sistema é operado pela concessionária Light Energia.

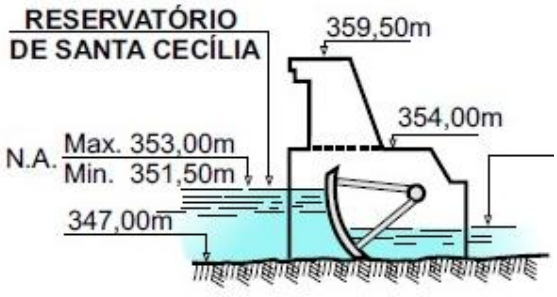


Figura 1 – Seção típica do vertedouro



Figura 2 – Configuração da UEL Santa Cecília (Google)

O barramento, que consiste de uma pequena barragem de terra na margem esquerda e pelo vertedouro, representa um ressalto hidráulico para uma elevação mínima do rio Paraíba do Sul, de modo a prover remanso necessário para o trabalho da usina elevatória , que eleva cerca de 15 metros uma vazão de até 198m³/s para a bacia do rio Piraí, que por sua vez é elevada novamente em cerca de 30 metros na cidade de Piraí para o alto da Serra das Araras, onde despenca quase 300 metros gerando energia e principalmente, provendo água para a região metropolitana do Rio de Janeiro. O vertedouro que tal ressalto hidráulico é composto por oito comportas tipo segmento com largura de 18,3 metros e altura de 3,5 metros.



Figura 3 – Vista aérea da barragem da UEL Santa Cecília, destacando o pilar 2, onde houve a intervenção. [3]

Diante de sua relevância estratégica, a detecção de deslocamentos na viga do munhão em dezembro de 2021 demandou uma resposta célere para preservar a operacionalidade do complexo e atender aos critérios de segurança normativa.

Nesse sentido, caso houver o colapso mesmo que parcial da estrutura, as consequências socioeconômicas seriam catastróficas, comprometendo o abastecimento hídrico de milhões de pessoas e a geração de energia de uma região de ponta para o sistema interligado nacional (SIN).

1.1. O Problema

Em novembro de 2021 foi realizada inspeção periódica de segurança de barragem onde se verificou a plena operacionalidade das estruturas do empreendimento e atestado o nível normal de operação. Todavia, em meados de dezembro do mesmo ano, em uma inspeção rotineira, foram notadas fissuras proeminentes no pilar 2 do vertedouro, nunca antes registradas, o que suscitou a realização de Inspeção Especial de Segurança de Barragem, realizada em 28/12/2021, efetuada por engenheiros da concessionária e empresa de notória experiência em segurança de barragens, a qual atribuiu o nível de “atenção” de acordo com regulamentação vigente [4].

As inspeções mostraram a existência de fissuras no lado esquerdo do pilar 2, orientadas no sentido de montante para jusante, acompanhada de deformação e deslocamento da viga do munhão em relação à sua posição original no pilar. A viga munhão desta estrutura consiste em um elemento metálico, que por sua vez é conectado à um perfil metálico que é ancorado na base do pilar, a montante. Dessa forma, o quadro observado sugeriu uma possível interação entre sobrecargas operacionais (fadiga) e processos expansivos internos no concreto, o que demandou uma investigação escrutinada quanto à presença de reações deletérias no material [5]. A Figura 4 e Figura 5 mostram o deslocamento da ordem de 10cm do lado esquerdo do munhão.



Figura 3 – Vista para a extremidade esquerda superior do pilar 2



Figura 4 – Vista para o munhão do pilar 2, a porção esquerda deslocada no sentido de montante para jusante

1.2. Detalhes do pilar do vertedouro

A concepção do vertedouro ditou comportas tipo segmento, com altura de 3,5 metros suportadas por braços ligados à munhões metálicos, cada munhão recebendo em sua extremidade direita e esquerda os esforços transmitidos pelos braços das comportas adjacentes. Cada munhão é conectado à duas vigas metálicas ancoradas na fundação do pilar, em sua porção montante, conforme exposto na Figura 5. Os esforços recebidos no munhão, à princípio, não eram transmitidos ao longo do comprimento da viga, pois esta foi inserida dentro de um “caixão” de bronze o que impede a transmissão das cargas para a massa de concreto, sendo o único ponto de suporte a ancoragem desse sistema na base montante dos pilares.

A comporta segmento constitui a tipologia clássica de comporta de crista em vertedouros de grande porte [6, 7]; descrita estruturalmente como um segmento de cilindro oco vencido entre pilares e sustentado por armação metálica que pivota em munhões engastados na parte jusante do pilar [8], sua operação em ambiente hidromecânico de contato direto com o escoamento de grandes vazões sob cargas hidrostáticas e hidrodinâmicas impõe que a pressão distribuída sobre a superfície cilíndrica do painel se decomponha em resultante convergente ao munhão, no qual os esforços são integralmente transferidos ao pilar [9].

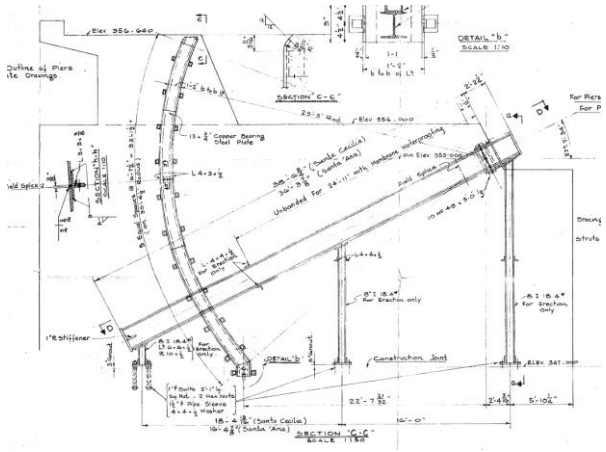


Figura 5 –Detalhe da ancoragem do munhão à fundação por meio de uma viga de 500mm de altura. Dessa forma, a geometria original do projeto desvinculava o elemento metálico da massa de concreto circundante, concentrando integralmente os esforços de tração na extremidade da ancoragem [10].

A Figura 6 mostra o pilar 1 em construção, sendo este igual ao pilar 2 onde foi verificada a anomalia. É possível visualizar a emenda de topo da viga na porção superior da imagem, representada na Figura 5, este destaque se torna relevante adiante.

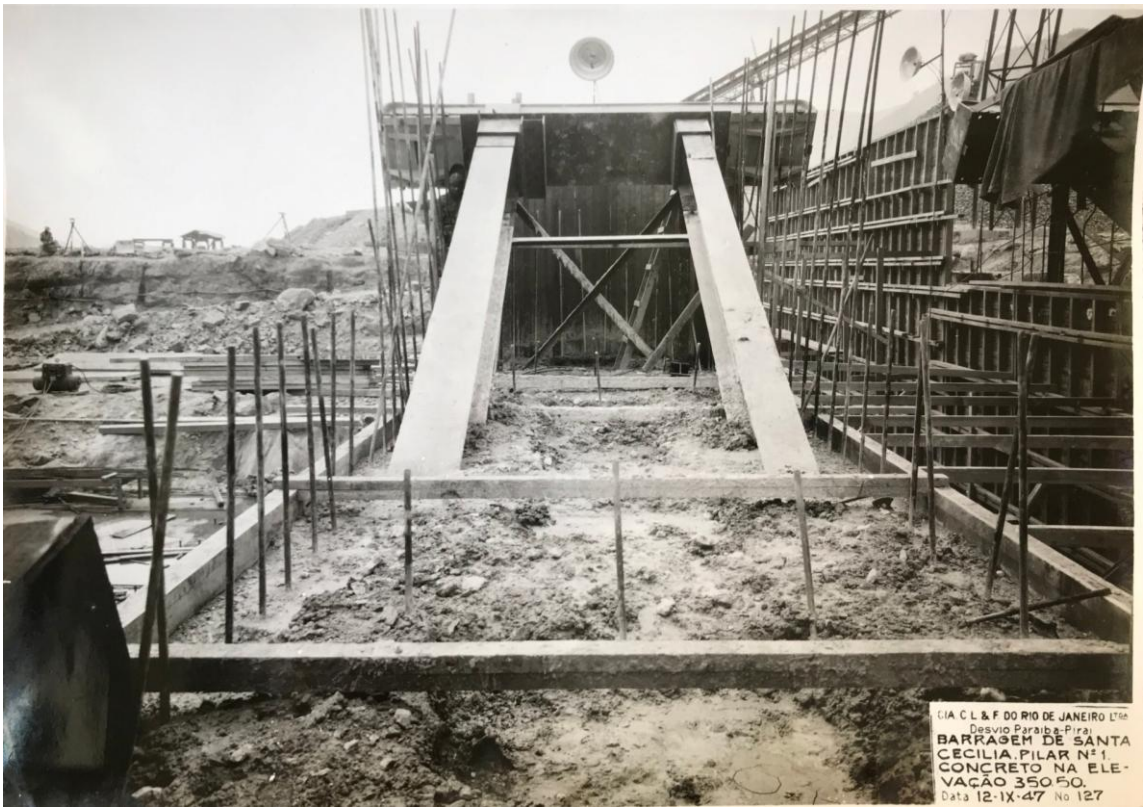


Figura 6 – Vista de montante para jusante ao centro do pilar 1

Parte importante da configuração dos pilares é que estes não eram dotados de vãos para instalação de comportas de ensecamento, em sua porção montante. Tal ausência incidiu uma solução inovadora que demandou a utilização de comporta flutuante, permitindo o isolamento do vão do vertedouro para viabilizar as intervenções em ambiente seco, visto que a ausência de ranhuras fixas impedia o método convencional de ensecamento de comportas tipo segmento conforme apontado por Erbisti (2014), mais tarde houve sistematização técnica, com a documentação em compêndios dedicados a comportas, stop-logs e trashracks do US Army Corps of Engineers [11] [12].



Figura 7 – Vista de montante para jusante. Da esquerda para a direita, observa-se as comportas 2, 1 e 1ª, desprovidos de guias para ensecamento.

2. AÇÕES PARA REESTABELECIMENTO DA OPERAÇÃO PLENA

2.1. Eliminação da emergência impedindo a soltura do munhão afetado

Considerando que o rompimento do conjunto que suportava a comporta era iminente, a equipe de manutenção da concessionária tomou providencias para que esse elemento não sofresse um colapso catastrófico, procedendo imediatamente com a instalação de ancoragem para restringir o pleno deslocamento do munhão com a eventual ruptura da ancoragem do lado direito do munhão, desestabilizando as comportas 1 e 2, o que desencadearia esforços sucessivos na direção das demais comportas. Na prática o munhão comprometido foi laçado com cabos de aço, como mostra a Figura 9 e Figura 10. A mobilização da equipe foi tempestiva quando solicitado pela área de segurança de barragens. Paralelamente, estabeleceu-se o impedimento operativo imediato das comportas 1 e 2 para cessar o carregamento dinâmico sobre a estrutura afetada [13].



Figura 8 – Vista para o lado esquerdo do pilar 2



Figura 9 – Vista para o lado direito do pilar 2

Com essa estabilização primária foi possível traçar os passos para a resolução do problema, com foco em reestabelecer a ancoragem do munhão afetado.

2.2. Ensecamento do vão 2

A concessionária realizou a manutenção dos elementos flutuantes que formam a comporta. O sistema de ensecamento projetado no final da década de 1940 consiste em três elementos de comportas flutuantes, que ao serem submersos e acoplados sequencialmente, permitem a vedação estanque necessária do vão em questão, cada elemento pesando até 20 toneladas. Então foi realizado o ensecamento do vão 2 do vertedouro, operação nada trivial, pois os pilares não são dotados de guias para instalação de stop-logs, muito menos dispositivos de elevação de carga e.g. ponte rolante, talhas móveis.



Figura 10 – Içamento das comportas flutuantes



Figura 11 – Processo de enchimento e posicionamento da comporta

A instalação da comporta viabilizou a estanqueidade necessária da porção montante, permitindo que nível d'água fosse reduzido a montante da comporta segmento, de modo que somente os esforços no sentido de jusante para montante, o suficiente para que o munhão retornasse a sua posição original.



Figura 12 – Vista para a comporta 2 com sua porção montante ensecada

2.3. Nova ancoragem do munhão (provisória)

Durante a realização da estabilização com os cabos de aço e reposicionamento do munhão foi desenvolvido um projeto para prover nova ancoragem do munhão, de modo que não dependesse mais dos elementos internos ao pilar. A solução consistiu em dispor um conjunto de vigas metálicas ligadas ao munhão, direcionando os esforços para a porção montante superior do pilar.

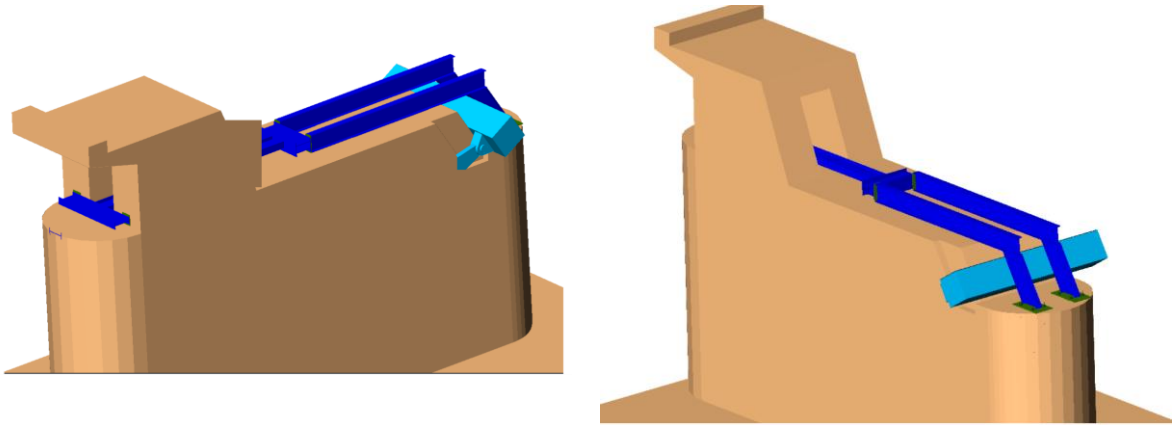


Figura 13 – Concepção da nova ancoragem do munhão [14]

Esse projeto foi construído pela equipe de manutenção da concessionária, no entanto, não era consenso que a nova configuração dos esforços no pilar fosse satisfatória, em especial pela degradação verificada no concreto, que discutiremos à diante.



Figura 14 – Vista para a ancoragem provisória

3. INVESTIGAÇÃO DA QUALIDADE DO CONCRETO

A análise das amostras evidenciou que 26 dos 27 corpos de prova ensaiados apresentaram valores menores que 2300 kg/m³. Essa discrepância possivelmente decorre de fissurações nos testemunhos extraídos, resultantes de reações expansivas ocorridas no concreto ao longo das décadas.

A manifestação dessas reações expansivas é confirmada pelos baixos valores de módulo de elasticidade, que chegaram a 13,2 GPa em um dos pilares. Essa redução drástica do módulo foi atribuída a Reação Álcali-Agregado e/ou Etringita Tardia, tendo causado severa fissuração interna, principalmente na interface entre a pasta de cimento e os agregados. É importante ressaltar que tal fissuração não compromete a resistência à compressão na mesma proporção que afeta o módulo de elasticidade, especialmente em casos de RAA, onde o gel expansivo pode preencher poros e fissuras, mitigando a perda de capacidade de carga imediata.

Essa investigação constatou a existência de reação álcali-agregado ativa no concreto além da ação de etringita tardia em de todos os pilares do vertedouro, fator que compromete significativamente a durabilidade e a capacidade portante das estruturas de concreto a longo prazo [15].



Figura 15 – Amostras do concreto. Notória formação de gel ao redor dos agregados [14]

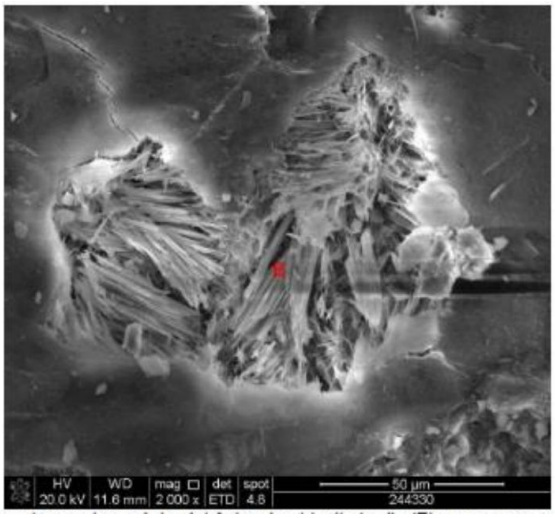


Figura 16 – Aspecto verificado da etringita tardia ao microscópio eletrônico (2000x) [14]

A interpretação mecânica do quadro observado no vertedouro de Santa Cecília encontra amplo respaldo na literatura técnico-científica dedicada à degradação de estruturas de concreto de grande porte por reações expansivas. Nordström, Tornberg e Kamanga [15], ao documentarem o caso do vertedouro de Kafue Gorge, descrevem situação emblematicamente análoga: a expansão do concreto por RAA provocou o travamento de comportas e stop-logs, a abertura de fissuras longitudinais de até 30 mm na face submersa dos pilares e exigiu, em 2019, a instalação de tirantes protendidos para restaurar o comportamento monolítico da estrutura. A análise petrográfica realizada nesse mesmo estudo [15] confirmou RAA em curso em todas as amostras, com gel preenchendo fissuras e vazios, morfologia indicativa de fissuração pós-endurecimento (e não de origem térmica precoce ou retração plástica) e teor de agregados álcali-reativos de 20–30%, acima do limite de 15% preconizado pela norma suíça SS-EN 137003. No contexto brasileiro, Gorga et al. [16] registram caso análogo na barragem Paulo Afonso IV, avaliada por modelagem em elementos finitos capaz de representar a expansão anisotrópica induzida pela RAA.

Esse padrão de degradação por RAA é reconhecido como o de maior impacto sobre as propriedades mecânicas do concreto. Em linhas gerais, conforme Gallyamov et al. [18] sintetizam a partir de revisão ampla da literatura, a fissuração interna reduz a resistência à tração em 50–70%, a resistência à compressão em 25–60% e o módulo de elasticidade em 60–70%, confirmação quantitativa da desproporção entre os efeitos sobre rigidez e capacidade portante que se observa no concreto investigado.

A Etringita Tardia atua como mecanismo convergente e, em estruturas massivas, pode coexistir com a RAA amplificando a degradação interna. Conforme descrevem Sellier e Multon [19], a DEF se desenvolve na matriz cimentícia anos ou décadas após o concreto ter sido aquecido suficientemente para dissolver sulfoaluminatos primários, sendo as reações exotérmicas de hidratação do cimento em estruturas massivas, uma das principais causas do superaquecimento inicial.

Esses mecanismos convergem para explicar, do ponto de vista técnico-científico, as observações reportadas pela DESEK [20, 21] para o vertedouro de Santa Cecília onde a redução drástica do módulo de elasticidade (atingindo 13,2 GPa no Pilar 09), a baixa

densidade da maioria dos testemunhos extraídos (26 dos 27 corpos de prova com densidade inferior a 2300 kg/m³) e a perda de resistência à compressão proporcionalmente menor do que a perda de rigidez constituem assinaturas características da degradação por RAA e/ou DEF em estruturas de concreto de grande porte sujeitas a aquecimento de hidratação em idade precoce.

4. INVESTIGAÇÃO DA VIGA DE ANCORAGEM

Com a demolição do concreto para a implantação da solução definitiva, foi possível acessar a emenda mostrada anteriormente na Figura 5 . Foi evidenciado um seccionamento total da emenda, mostrado Figura 17, além disso é possível notar que a viga de ancoragem não está livre na massa se concreto como esperado e mostrado no projeto, confirmado quando é lançado um olhar atento à Figura 6 que mostra a concretagem do pilar e o contato direto das vigas de ancoragem com o concreto. O fato coloca em xeque o protagonismo das reações expansivas verificadas, uma vez que a emenda possa ter sido rompida por causas relacionadas a fadiga, falha construtiva ou combinação das anomalias já descritas.



Figura 17 – Vista para a emenda da viga de ancoragem esquerda

5. PROJETO E EXECUÇÃO DA SOLUÇÃO DEFINITIVA

A solução definitiva adotada substituiu a ancoragem original da viga munhão, composta por hastes metálicas inclinadas e a solução provisória apresentada anteriormente, por um sistema de ancoragem com cabos protendidos na horizontal e vertical que se ligaram ao munhão através de uma peça metálica que uniu esses componentes, conforme exposto na Figura 18. Para executar essa solução, foi necessária a demolição controlada de parte do pilar, com o uso de serra-copo e martelete. Em seguida, foram instaladas as cordoalhas nos furos horizontais e verticais, bem como a ancoragem que solidariza o conjunto, e realizadas a protensão e injeção para preenchimento dos vazios.

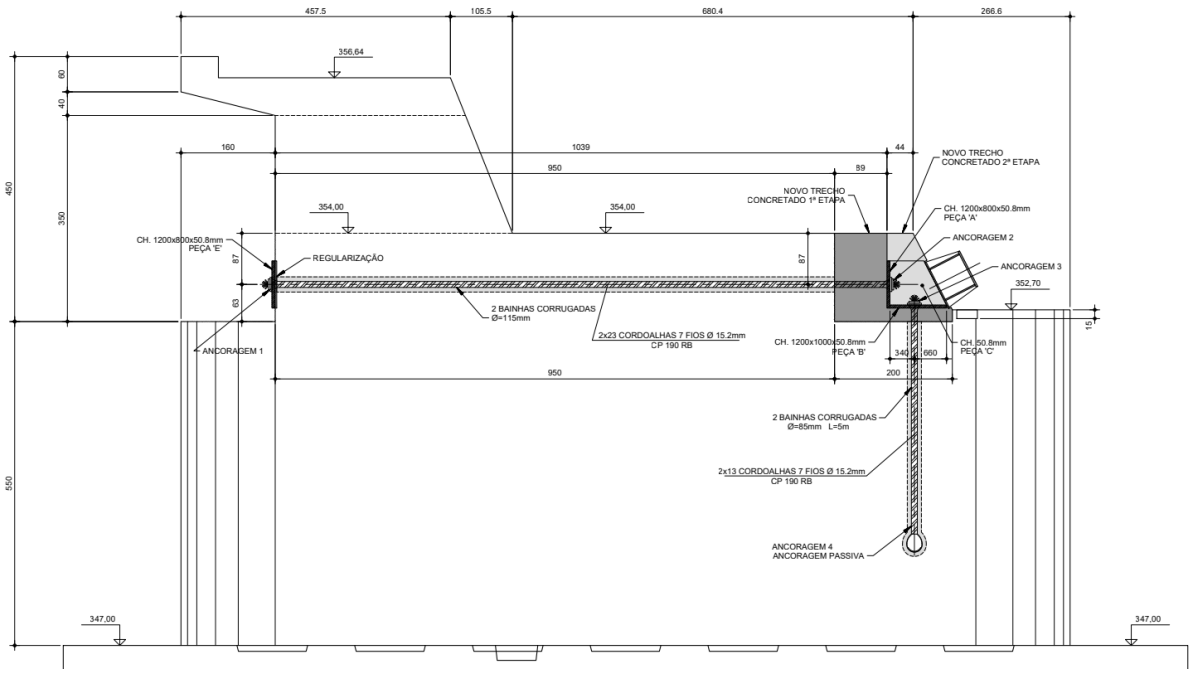


Figura 18 – Ancoragem definitiva do munhão do pilar 2

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A reconstrução do episódio da viga munhão do Pilar 2 do vertedouro de Santa Cecília seguiu um itinerário de engenharia no qual cada etapa se articulou em função das evidências disponíveis em seu momento, e no qual a demolição controlada para a solução definitiva acrescentou um elemento adicional de juízo cuja importância para a interpretação global do evento requer registro explícito nestas considerações finais.

O diagnóstico laboratorial sobre os testemunhos extraídos dos pilares convergiu para um conjunto de indicadores cuja coerência interna sustentou a interpretação do Pilar 2 como caso de degradação deletéria do concreto. Quatro indicadores conformam a assinatura desse quadro: a redução do módulo de elasticidade a 13,2 GPa no Pilar 09; a massa específica inferior a 2.300 kg/m³ em 26 dos 27 testemunhos ensaiados; a formação de gel expansivo na interface pasta de cimento–agregado constatada em análise petrográfica; e a desproporção entre a perda de rigidez e a perda de resistência à compressão. Esse conjunto é plenamente compatível com o padrão típico de degradação por Reação Álcali-Agregado e Etringita Tardia em estruturas de concreto massivo de grande porte, e a literatura técnico-científica internacional quantifica esse padrão em reduções da resistência à tração entre 50% e 70%, da resistência à compressão entre 25% e 60% e do módulo de elasticidade entre 60% e 70% [18], magnitudes compatíveis com o observado. A intensidade da fissuração e da perda de propriedades mecânicas da matriz corroboram, sustentadas pela inspeção de segurança regular e pelo relatório de inspeção especial [13], a hipótese de que o deslocamento da viga munhão decorreria do comprometimento da integridade mecânica global do sistema pilar–ancoragem sob degradação química de longo prazo.

Todavia, essa leitura foi confrontada por evidência adicional de importância, somente tornada possível pela demolição do concreto para a solução definitiva. Ao se acessar

a emenda da viga de ancoragem no interior da massa do pilar, ponto até então inacessível a qualquer técnica não destrutiva, dois fatos foram diretamente evidenciados: o seccionamento total da emenda, configurando ruptura integral do elemento mecânico que assegurava a continuidade estrutural entre a viga ancorada na fundação e o munhão da comporta; e a constatação de que a viga de ancoragem não se encontrava livre na massa de concreto como o projeto previa, indicando condição de interação mecânica entre a viga metálica e o concreto circundante distinta daquela sobre a qual a hipótese de integridade da interface se havia fundado. Essa conjunção de achados, revelada exclusivamente pela demolição controlada somente após décadas de operação, impõe reconsideração da leitura inicial.

O novo elemento de evidência coloca em xeque o protagonismo exclusivo das reações expansivas como causa do colapso. Os ciclos repetidos de manobra da comporta ao longo das décadas impuseram à viga de ancoragem solicitações cíclicas cuja fadiga constitui mecanismo de falha plausível em sistema cuja transmissão de esforços dependia da integridade da emenda; a ausência da livre interação viga–concreto prevista em projeto, somada ao seccionamento total da emenda, abre a possibilidade de que a falha decorra de falha construtiva original na execução da emenda, hipótese que nenhuma metodologia limitada a ensaios indiretos sobre testemunhos poderia confirmar ou infirmar. Sob essa evidência adicional, a causa raiz do episódio revela-se potencialmente multifatorial: a degradação química da matriz pode ter atuado em combinação com a fadiga operacional da emenda, alterando a distribuição de tensões na interface viga–concreto e elevando as solicitações cíclicas incidentes na emenda a patamares incompatíveis com sua resistência à fadiga sob as condições reais de vinculação, ou pode ter coincidido com falha construtiva original preexistente, sem que a degradação química tenha sido por si só suficiente para produzir o seccionamento. O conjunto de evidência consolidado permite afirmar que a causa raiz não pode ser atribuída com exclusividade às reações expansivas deletérias, ainda que o diagnóstico de degradação por RAA e DEF permaneça inequívoco e plenamente coerente com os indicadores mecânicos, físicos e microestruturais documentados ao longo da investigação.

Da observação factual do episódio de Santa Cecília emerge um princípio de aprendizagem para a engenharia de investigação de anomalias em estruturas de grande porte: uma causa oculta, não evidente na inspeção visual e nas manifestações patológicas externas, pode assumir papel protagonista na determinação da causa raiz de um problema, mesmo quando toda a evidência experimental observável nas superfícies acessíveis concorre na direção de mecanismos distintos. No caso em exame, é possível que a ruptura da emenda permaneceu oculta no interior da massa de concreto do pilar e só veio a ser revelada pela demolição controlada para a solução definitiva, sua presença não era diretamente detectável nem sequer suspeitável com base unicamente nos elementos de evidência disponíveis, fossem a inspeção visual de superfície, os ensaios mecânicos sobre testemunhos ou a caracterização petrográfica do concreto [20], [21]. Esse princípio encontra ressonância na literatura técnica dedicada à segurança de obras hidráulicas, na qual a recomendação de monitoramento contínuo e de prospecção direta para além da inspeção visual é precisamente formulada a partir do reconhecimento de que sinais indiretos e

manifestações externas podem não capturar a integralidade dos mecanismos internos em atuação [1].

A aplicação desse princípio ao caso de Santa Cecília e ao conjunto das investigações de anomalias em obras de grande porte conduz a uma recomendação de escopo inequívoca: sempre que a hipótese de um mecanismo secundário não evidente a partir das manifestações externas não possa ser descartada apenas com inspeção visual e ensaios indiretos, deve-se incorporar ao escopo investigativo a prospecção destrutiva ou semidestrutiva dirigida, ou seja, demolição controlada, abertura de janelas de inspeção, extração de testemunhos orientados e sondagens dirigidas aos pontos de interesse mecânico ou estrutural não acessíveis pelos métodos convencionais , para que a cadeia de evidência incorpore, de forma integral. No episódio documentado, a aplicação tempestiva dessa prática poderia, em tese, ter antecipado a detecção do seccionamento da emenda enquanto a estrutura se encontrava em avaliação prévia à definição da solução definitiva, alterando eventualmente a concepção do reforço implantado. A consolidação desse princípio sinaliza ainda que a interpretação unívoca de um quadro patológico cuja evidência experimental aponte predominantemente para uma dada família de mecanismos deve, em obras de grande porte e elevada responsabilidade, ser complementada pela verificação ativa de mecanismos concorrentes interna e externamente, sob pena de que a causa raiz permaneça oculta e a intervenção corretiva se funde sobre interpretação incompleta do quadro patológico.

7. CONCLUSÕES

Em síntese, embora o quadro laboratorial de degradação por RAA e DEF do concreto dos pilares do vertedouro de Santa Cecília seja inequívoco e consistente com a literatura técnico-científica internacional sobre degradação química em obras de grande porte a hipótese de que essa degradação constitua por si só a causa raiz exclusiva do colapso da viga munhão perde sustentação após a constatação de que a emenda da viga de ancoragem se encontrava seccionada e de que a viga não estava em interação mecânica com a massa de concreto conforme previsto em projeto. A conjugação desse novo elemento com o quadro laboratorial previamente estabelecido aponta para etiologia potencialmente multifatorial, na qual fadiga operacional da emenda, falha construtiva original e degradação química da matriz podem ter atuado de modo isolado ou combinado. O ensinamento de maior amplitude dado por este episódio impõe aos processos de investigação de anomalias em obras de grande porte a incorporação, ao escopo investigativo, de prospecções dirigidas aos pontos estruturais não acessíveis por inspeção visual e ensaios indiretos sempre que a hipótese de mecanismo secundário interno não possa ser razoavelmente descartada, sob pena de que a causa raiz do problema permaneça oculta e a intervenção corretiva se funde sobre interpretação incompleta do quadro técnico que se propõe corrigir.

Não menos importante, ficou evidenciado que ações tempestivas são cruciais na solução de emergências, além do preparo para tais respostas que consiste em uma estrutura de segurança de barragens sólida com base em conhecimento profundo das estruturas.

Há de se registrar um aspecto heroico na atuação da equipe de manutenção, engenharia mecânica e civil da concessionária ao longo do evento, louvável inclusive pela manutenção de aspectos de segurança, que ao longo de todos os trabalhos resultou na ausência de acidentes ou incidentes.

Ficou evidenciado que ações tempestivas são cruciais na solução de emergências, além do preparo para tais respostas que consiste em uma estrutura de segurança de barragens sólida com base em conhecimento profundo das estruturas.

Destaca-se a viabilidade desta produção pela ferramenta de acesso à informação da Controladoria Geral da União, o Fala.br [22].

8. PALAVRAS CHAVE

Recuperação Estrutural; Viga Munhão; Ensecamento; Vertedouro; Estabilidade

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] F. Iannotta e D. J. Malak, *Preventive Maintenance Program Through Underwater Inspections with ROV and Sonar: A Strategic Approach to Reducing Downtime and Costs in Hydraulic Tunnels Failures,* 2025.

[2] M. Heilbron, J. C. H. d. Almeida, L. G. d. E. Silva, N. Palermo, M. Tupinambá, B. P. Duarte, C. Valladares, R. Ramos, M. Sanson, E. Guedes, A. Gontijo, J. R. Nogueira, C. Valeriano, A. Ribeiro, C. D. Ragatky, A. Miranda, L. Sanches, C. L. d. Melo, H. L. Roig, F. B. d. Dios, G. Fernández, A. Neves, P. Guimarães, F. Dourado e V. G. d. Lacerda, “Nota Explicativa das Folhas Santa Rita do Jacutinga (SF.23-Z-A-II) Barra do Piraí (SF.23-Z-A-III) Volta Redonda (SF.23-Z-A-V) Angra dos Reis (SF.23-Z-C-II) 1:100.000,” CPRM-SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL , 2006.

[3] J. M. d. Carvalho, *RELATÓRIO DE APOIO TÉCNICO ESPECIALIZADO - RTE - Campanha de Fiscalização Segurança de Barragens 2022 – Ação de Campo,* 2022.

[4] *LEI No 12.334, DE 20 DE SETEMBRO DE 2010,* 2010.

[5] B. Neves, B. F. Pereira, L. F. C. Castelo e R. S. d. Silva, *Relatório de Inspeção de Segurança Regular Barragem de Santa Cecília – Barra do Piraí – RJ PROCESSO 48513.002160/2023-00-1,* 2022.

[6] C. K. Sehgal, “Design Guidelines for Spillway Gates,” *Journal of Hydraulic Engineering,* vol. 122, nº 3, pp. 155-165, 1996.

[7] P. C. Erbisti, Design of Hydraulic Gates, 2014.

[8] S. E. Rantz, “Measurement and computation of streamflow,” U.S. Geological Survey, 1981.

[9] K. O. O'Donnell, “Prestressed Concrete Anchorages for Large Tainter Gates,” *PCI Journal,* vol. 10, nº 3, pp. 52-68, 1965.

[10] B. Neves, P. I. Galvão e E. S. d. Oliveira, *RELATÓRIO DE INSPEÇÃO DE SEGURANÇA ESPECIAL DETALHAMENTO: RELATÓRIO SOBRE A OCORRÊNCIA, INSPEÇÕES, ANÁLISES E RECOMENDAÇÕES SOBRE A RUPTURA PARCIAL DAS ANCORAGENS DA VIGA DO MUNHÃO NO PILAR 2,* Processo 48513.000802/2022-00-1 (ANEXO: 001), 2022.

[11] K. O. O'Donnell, C. D, S. E e J. Gibson, “Corps-Wide Conference on Computer-Aided Design in Structural Engineering. Volume VI. Gates, Stop Logs, and Trashracks,,” *Defense Technical Information Center (DTIC),* 1976.

[12] A. Pereira, D. B. G. Gomes e F. S. Gobbi, “Critérios de Avaliações Técnicas em Vertedouros Constituídos por Elementos de Concreto,” *COMBRANSEG Balneário Camburiú,* 2023.

[13] B. Neves, P. I. Galvão e E. S. d. Oliveira, *RELATÓRIO DE INSPEÇÃO DE SEGURANÇA ESPECIAL DETALHAMENTO: RELATÓRIO SOBRE A OCORRÊNCIA, INSPEÇÕES, ANÁLISES E RECOMENDAÇÕES SOBRE A RUPTURA PARCIAL DAS ANCORAGENS DA VIGA DO MUNHÃO NO PILAR 2 - PROCESSO 48513.000802/2022-00-1,* 2022.

[14] B. d. S. Neves, B. F. Pereira, L. F. C. Castelo e R. S. d. Silva, *Relatório de Inspeção de Segurança Regular Barragem de Santa Cecília – Barra do Piraí – RJ,* Processo 48513.002160/2023-00-1 (ANEXO: 001), 2022.

[15] E. Nordström, R. Tornberg e R. Kamanga, “Management of ASR affected spillway structures at Kafue Gorge, Zambia,” em *CRC Press eBooks*, Informa, 2019, pp. 316-331.

[16] R. V. Gorga, L. Sanchez, B. Martín-Pérez, P.-L. Fecteau, A. J. C. T. Cavalcanti e P. N. Silva, “Finite Element Assessment of the ASR-Affected Paulo Afonso IV Dam,” *Journal of Performance of Constructed Facilities,* vol. 34, nº 4, 2020.

[17] T. H. Vu, N. Gowripalan, P. D. Silva, A. Paradowska, U. Garbe, P. Kidd e V. Sirivivatnanon, “Assessing carbonation in one-part fly ash/slag geopolymer mortar: Change in pore characteristics using the state-of-the-art technique neutron tomography,” *UTS ePRESS (University of Technology Sydney),* vol. 114, pp. 103759-103759, 2020.

[18] E. Gallyamov, M. Corrado, J. Fauriel e J. Molinari, “Long-term behaviour of a dam affected by alkali–silica reaction studied by a multi-scale model,” *Engineering Structures,* vol. 277, pp. 115427-115427, 2022.

[19] A. Sellier e S. Multon, “Chemical modelling of Delayed Ettringite Formation for assessment of affected concrete structures,” *Cement and Concrete Research,* vol. 108, pp. 72-86, 2018.

[20] DESEK e ABCP, *RELATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS DOS CONCRETOS DOS PILARES 1, 3, 4, 5, 6, 7, 8 E 9,* 2022.

[21] DESEK e ABCP, *RELATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS, RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO E ANÁLISE PETROGRÁFICA DO CONCRETO DO PILAR 2 – PARTE 1,* 2022.

[22] G. F. -. BRASIL, Acesso à Informação (Informação Pública) - art. 11, §3o e 6o da Lei no 12.527 (Lei de Acesso à Informação), em conjunto com o art. 17 do Decreto no 7.724/12.GOVERNO FEDERAL - BRASIL.” Feb. 13, 2026..



Bruno NEVES

Possui bacharelado em engenharia civil pela Universidade da Marília, especialização em Segurança de Barragens pela UFBA e Mestrado em Engenharia Civil pela PUC-Rio. Sua carreira se concentra em projetos alta complexidade, incluindo barragens, túneis, canais e usinas de energia. Presta serviços especializados de consultoria em engenharia e representa a Carpi no Brasil e no Cone Sul, conectando soluções globais de estanqueidade à segurança e desempenho de ativos para infraestrutura.

RECUPERAÇÃO DAS ESTRUTURAS DO VERTEDOURO DA UHE GPS

Marcos Vinicius ANDRIOLO
Engenheiro Civil - Copel GeT

Giancarlo CASTANHARO
Engenheiro Civil - Copel GeT

Fabricio Cunha De ANDRADE
Engenheiro Civil - Copel GeT

Naiara De Souza Da SILVA
Projetista - Copel GeT

Michelle Yukie INADA

Tec. Edificações Copel GeT

RESUMO

O objetivo deste artigo é apresentar a teoria para determinação do coeficiente de erosão de Veronese, calibrado para o maciço rochoso da UHE GPS após mais 50 anos de operação, a concepção do projeto de recuperação desta estrutura, e a execução da obra de recuperação.

No ano de 2025 a Copel GeT concluiu a recuperação da estrutura do vertedouro da UHE GPS após 55 anos de operação.

Durante esse período de operação foram verificados 4 eventos de cheias com vazões defluentes superiores a 150 m³/s (20 % da capacidade de descarga), sendo o processo erosivo da bacia de dissipação verificado compatível com a erosão verificada em outros aproveitamentos hidroelétricos.

Para elaborar o projeto de recuperação da estrutura do vertedouro, o fator de erosão da equação de Veronese foi calibrado conforme as vazões máximas verificadas no local e a profundidade da fossa de erosão formada.

O projeto de recuperação da estrutura do vertedouro considerou a estimativa da profundidade de uma fossa de erosão formada por uma cheia de 100 anos de recorrência, considerando a equação de Veronese calibrada com os dados verificados em campo após mais de 50 anos de operação do vertedouro.

Com a estimativa da profundidade da fossa de erosão foi projetado um muro de proteção contra erosões regressivas, formado por uma estrutura de concreto com barras de ancoragem.

Para o dimensionamento da estabilidade desta estrutura e das barras de ancoragem, considerou-se a pressão de interface baseado no coeficiente de

variação máximo de pressão (Cp') conforme apresentado por BOLLAERT & SCHLEISS (2003).

Palavras-chave

Recuperação de Vertedouro, Fator de Erosão da Equação de Veronese, Coeficiente de Variação de Pressão.

ABSTRACT

This paper presents the methodology adopted for the recovery of the spillway structures of the Governador Parigot de Souza Hydropower Plant (UHE GPS), after more than 50 years of operation. The erosion coefficient from the Veronese equation was calibrated based on observed field data, including maximum discharge events and measured scour depths. The calibrated formulation was used to estimate scour depth for a 100-year return period event, supporting the design of a concrete retaining structure with anchored bars to prevent retrogressive erosion. The stability design considered dynamic pressure fluctuations using coefficients proposed by Bollaert & Schleiss (2003). The implemented solution, executed in 2025, effectively stabilized the spillway and mitigated erosion risks.

1. INTRODUÇÃO

Um dos principais desafios da engenharia hidráulica é conciliar os requisitos de eficiência do dissipador com seus pontos construtivos, de segurança, viabilidade econômica e controle dos riscos envolvidos. [1].

O vertedouro da UHE Governador Parigot de Sousa (UHE GPS) possui dissipador de energia do tipo lançamento, ou jato, cuja dissipação de energia ocorre através do lançamento do jato a partir de um defletor do tipo “bico de pato” na extremidade da calha do vertedouro. A dissipação de energia ocorre pela difusão e recirculação provocada pelo impacto do jato no colchão de água a jusante e pelo impacto remanescente do jato no leito rochoso.

A UHE GPS possui potência instalada de 260 MW, entrou em operação em outubro de 1970, e está situada no município de Antonina. Seu reservatório está localizado na Rodovia BR-116 (trecho Curitiba – São Paulo), no município de Campina Grande do Sul, sendo a maior central subterrânea do sul do país.

A barragem de terra possui 58 m de altura e 370 m de comprimento. Da barragem, as águas são desviadas para o rio Cachoeira, no litoral, obtendo-se um desnível de 754 metros, sendo as águas conduzidas por um túnel de 15,4 km que atravessa a Serra do Mar.

Após 55 anos de operação da UHE GPS a estrutura de dissipação do vertedouro foi recuperada, considerando a estimativa da profundidade de uma fossa de erosão formada por uma cheia de 100 anos de recorrência, considerando a equação de Veronese calibrada com os dados verificados em campo durante a operação da usina.

2. DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS RECUPERADAS

Para o dimensionamento estrutural e estabilização do vertedouro e seu defletor, inicialmente foi avaliado o potencial erosivo e aprofundamento da fossa de erosão, considerando como critério de dimensionamento um tempo de recorrência de 100 anos. Com o objetivo de calibrar os parâmetros utilizados nas equações de profundidade de erosão a jusante de vertedouros, foram avaliados os dados de vertimento desde o início da operação da UHE GPS, iniciado em 1971, e a profundidade atual da fossa de erosão.

A Figura 1 apresenta o hidrograma das vazões afluentes e vertidas máximas médias diárias, verificadas em cada ano, desde o início dos dados operativos em 1971.

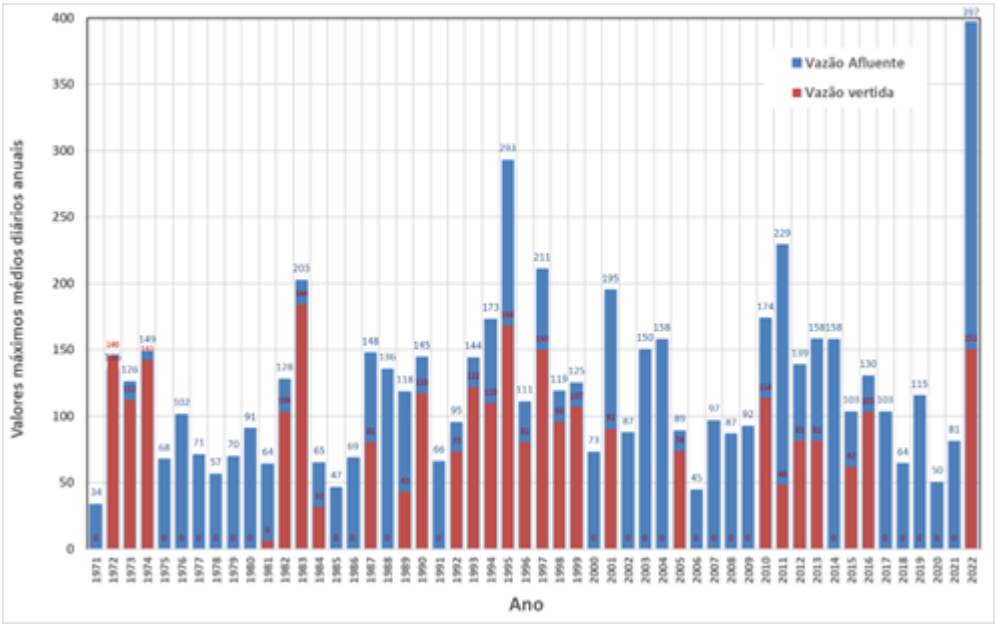


Figura 1 – Afluências e Vertimentos máximos anuais (1971-2022).

A máxima afluência média diária ocorreu em novembro de 2022, alcançando 397 m³/s, sendo que o máximo vertimento histórico ocorreu em 1983, totalizando 184 m³/s, sendo notável o efeito de amortecimento de cheias propiciado pela acumulação de volumes afluentes no reservatório. Durante os 51 anos analisados houve 4 eventos de cheias cujo vertimento equivaleu ou superou a taxa de 150 m³/s: 1983, 1995, 1997 e 2022.

A situação original da região de lançamento do vertedouro, no ano de 1970, tem seu corte ilustrativo apresentado na Figura 2, e a situação da fossa de erosão no ano de 2023, após 53 anos de operação do vertedouro é ilustrada na Figura 3.

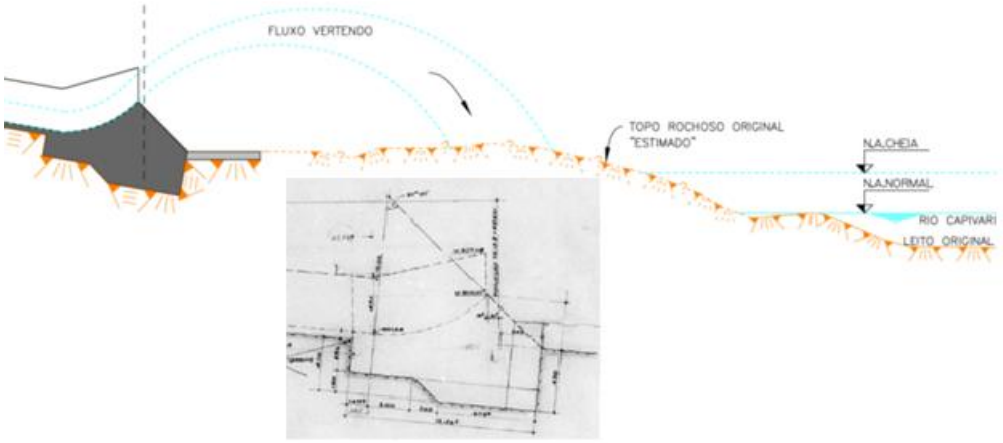


Figura 2 - Corte ilustrativo da região de lançamento do vertedouro – situação original (1971).

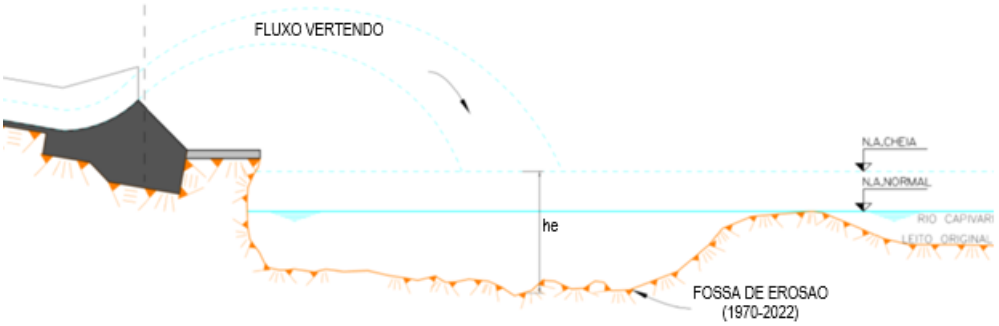


Figura 3 - Corte ilustrativo da região de lançamento do vertedouro – situação no ano de 2023.

Para estimar a profundidade *he*, apresentada na Figura 3, para cada um dos 4 eventos de cheia verificados, foi determinada a curva de descarga do rio Capivari, na seção transversal da região da fossa de erosão do vertedouro, baseado em um estudo de remanso calibrado com observação de nível de uma cheia ocorrida em 31/10/2023, em seção localizada 700 m a jusante da fossa de erosão.

A Tabela 1 apresenta a profundidade *he* calculada para o maior vertimento verificado na UHE GPS.

Tabela 1 – Vazão vertida máxima e estimativa de profundidade da fossa.

Q (m³/s)	q (m³/s.m)	he (m) (inferior/0,6)	he (m) (médio/1,2)	He (m) (Veronese – Lim. Sup.)
184	13,9	5,9	11,7	18,5

A Figura 4 ilustra as profundidades de erosão medidas em protótipos apresentada em Pinto (1987), sendo plotada nesta figura os dados observados na UHE GPS, com profundidade *he* igual a 5,9m e vazão específica de 13,9 m³/s.m, conforme apresentada na Tabela 1. Neste gráfico é apresenta a equação da envoltória superior, equivalente a equação de Veronese $h_e = 1{,}9.q^{0{,}54}.H^{0{,}225}$, aplicável a leitos muito erodíveis, obtida em laboratório com material granular, sem coesão. Também é apresentada uma equação média, com fator igual a 1,2, seguida de uma equação com fator igual a 0,6. Observa-se que os pontos obtidos para UHE GPS correspondem a outros protótipos com rocha de base muito competente, como os basaltos de Foz do Areia e São Simão, apesar do contexto geológico regional da UHE GPS não ser o mesmo destes dois aproveitamentos citados.

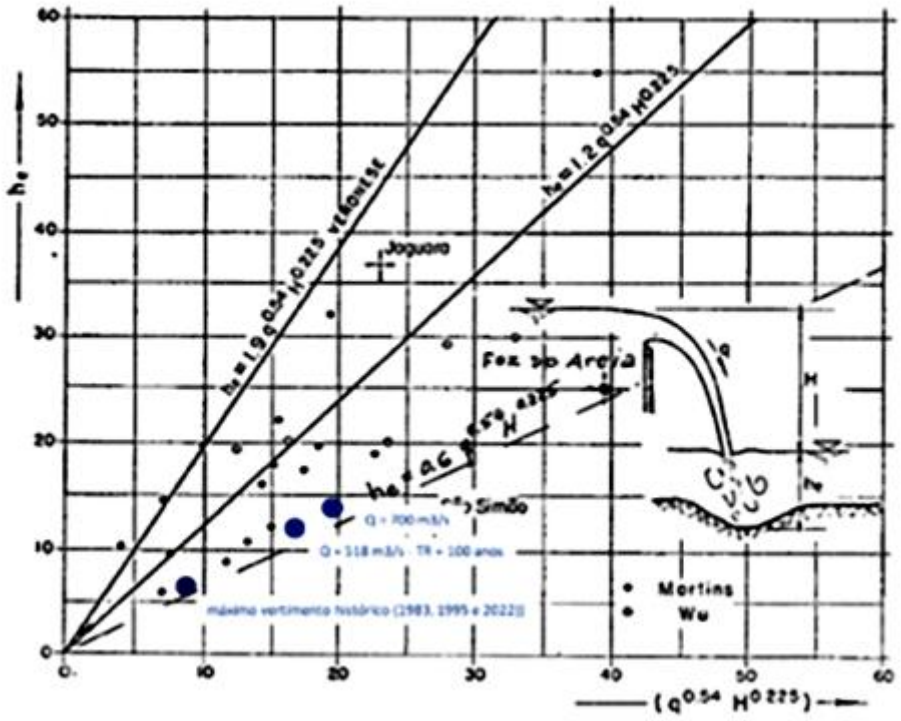
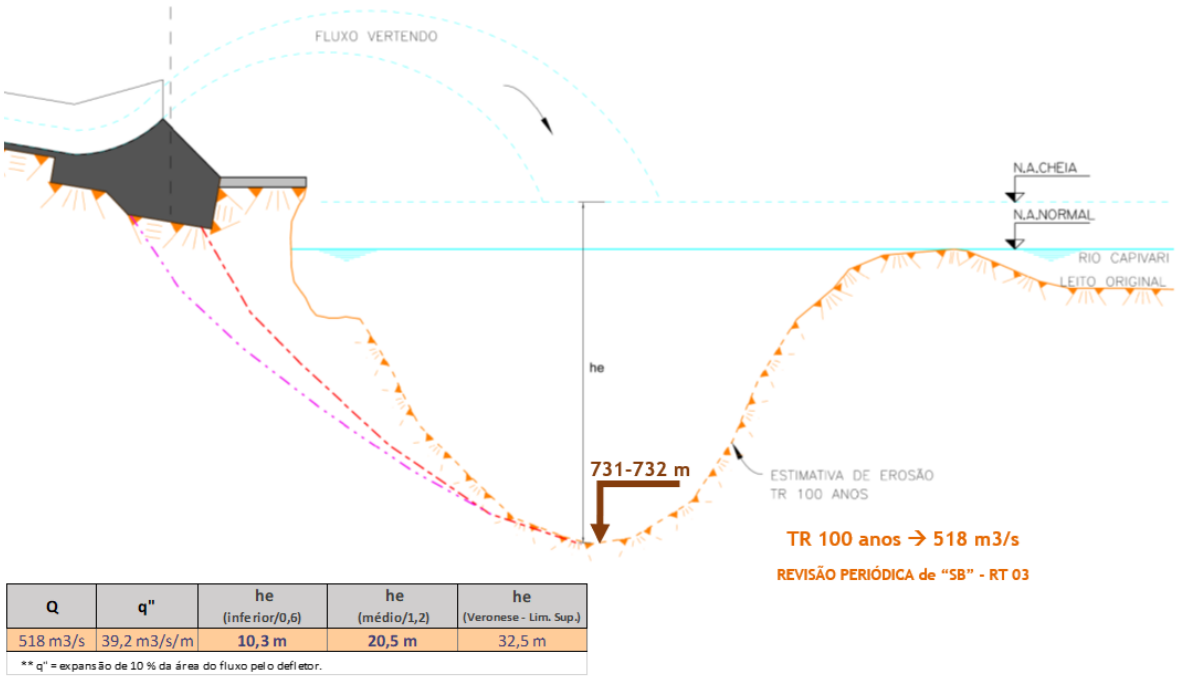


Figura 4 - Profundidades de erosão medidas em protótipos e equacionadas. Fonte: Adaptado [2].

As estimativas de fossa de erosão apresentadas na Tabela 2 foram realizadas com base na “curva inferior” da Figura 4, utilizando a equação com fator igual a 0,6, de modo a extrapolar as observações e estimar os valores de erosão para vazão de TR= 100 anos, resultando numa profundidade futura de erosão da ordem de 10,30 m, resultando num “poço” com fundo entre as altitudes 731 e 732 m, como mostrado esquematicamente na Figura 5.

Tabela 2 - Estimativa da profundidade da erosão para TRs de 10 a 10.000 anos.

TR (anos)	Q máxima (m³/s)	Q instantânea (m³/s)	*he* máxima (m)	*he* instantânea (m)
10	263	353	8,37	9,80
20	301	403	8,99	10,48
50	305	469	9,73	11,35
100	387	518	10,26	11,96
1.000	513	687	11,9	13,87
10.000	647		13,44	



Q	q"	he (inferior/0,6)	he (médio/1,2)	he (Veronese - Lim. Sup.)
518 m3/s	39,2 m3/s/m	**10,3 m**	**20,5 m**	32,5 m

** q" = expansão de 10 % da área do fluxo pelo defletor.

Figura 5 - Região de lançamento do vertedouro – estimativa de erosão para TR= 100 anos.

Na Figura 5 é apresentada de forma esquemática a concepção da estrutura para contenção da erosão e estabilização do defletor do vertedouro. A retroerosão da bacia de lançamento estava a aproximadamente a 3 m em projeção horizontal de entrar sob a estrutura deste elemento hidráulico. Por esta razão planejou-se um muro de contenção em concreto, a fim de evitar que o maciço rochoso continue a receber diretamente o impacto das pressões dinâmicas da bacia de lançamento, prevendo-se uma cortina de barras de ancoragem espaçadas a cada metro, em duas linhas na vertical espaçadas em 0,5 m, e outras duas linhas no paramento vertical. As linhas verticais foram previstas em ângulo sub-vertical, com 10º fora da vertical, alternando as inclinações conforme a linha. Esta solução foi adotada a partir de projetos executivos de outras obras hidráulicas, que objetivaram "costurar" o maciço rochoso, como tentativa de retardar o avanço da retroerosão [3].

A Figura 6 ilustra as seções transversais previstas para estrutura de contenção. Ambas possuem as duas linhas de ancoragens verticais para costura do maciço rochoso. A seção "F" é predominante e foi dimensionada como uma "seção a gravidade", com colaboração de barras ancoradas no maciço com 2 ou 3 linhas de ancoragens. A seção "G" apresenta o trecho de muro paralelo ao muro divisor com o descarregador de fundo, ao longo do qual não havia comprimento suficiente para barras de ancoragem. Por esta razão, foram previstas barras de ancoragem ativas, com uma placa de reação "morta" no interior da estrutura, e outra placa na face externa do muro existente, dotada de "porca"/rosca de protensão, com função de ativação destas barras.

Para dimensionamento da estabilidade destas seções de concreto buscou-se definir uma pressão de interface, com hipótese de atuação nas possíveis fissuras que se formarão entre o maciço rochoso atual e volume de concreto das novas seções de concreto. Para tanto, diante da ausência de dados de modelos, sejam computacionais ou físicos, buscou-se realizar uma revisão bibliográfica na literatura de hidráulica de

vertedouros, com objetivo de encontrar um coeficiente máximo da variação (Cp') de pressões nas interfaces (fundo e paredes) da bacia de lançamento. Tais valores são muito bem difundidos para bacia de ressalto hidráulico, e menos publicados para bacias de lançamento do tipo "Salto de Esqui".

O coeficiente de pressão dinâmica média adimensional C_{pa}, medido diretamente sob a linha central do jato, é definido como uma função da altura de pressão dinâmica média H_m (pressão média menos a profundidade da bacia (Y)):

$$C_{pa} = \frac{H_m}{\varphi . V_j^2/2g} \quad (1)$$

Sendo: φ o parâmetro que representa a forma do perfil de velocidade na saída do jato. A avaliação experimental das flutuações de pressão na emissão do jato revelou valores de φ entre 1,0 e 1,1 [4]; V_j a velocidade média de saída do jato [m/s].

A importância das flutuações de pressão em torno do valor médio é analisada por meio do coeficiente de raiz quadrada média (RMS) C'_{pa}. Este coeficiente expressa o valor RMS das flutuações de pressão dinâmica, H'[m], como uma função da energia cinética incidente do jato:

$$C'_{pa} = \frac{H'}{\varphi . V_j^2/2g} \quad (2)$$

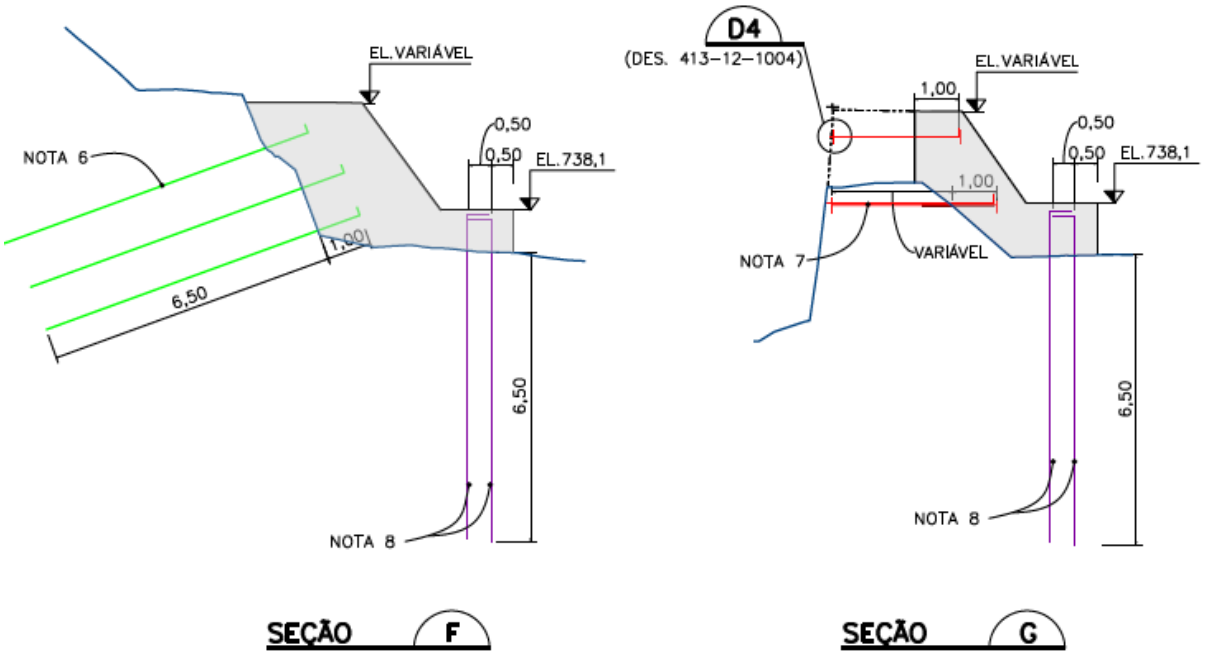


Figura 6 – Seções transversais de contenção.

Bollaert & Schleiss (2003) realizaram uma série de ensaios em modelo reduzidos apresentando valores de C_{pa} em função da relação Y/D, equivalente a proporção entre a altura do "colchão de água", e a largura transversal do jato no local de impacto, sendo esses resultados apresentados na Figura 7.

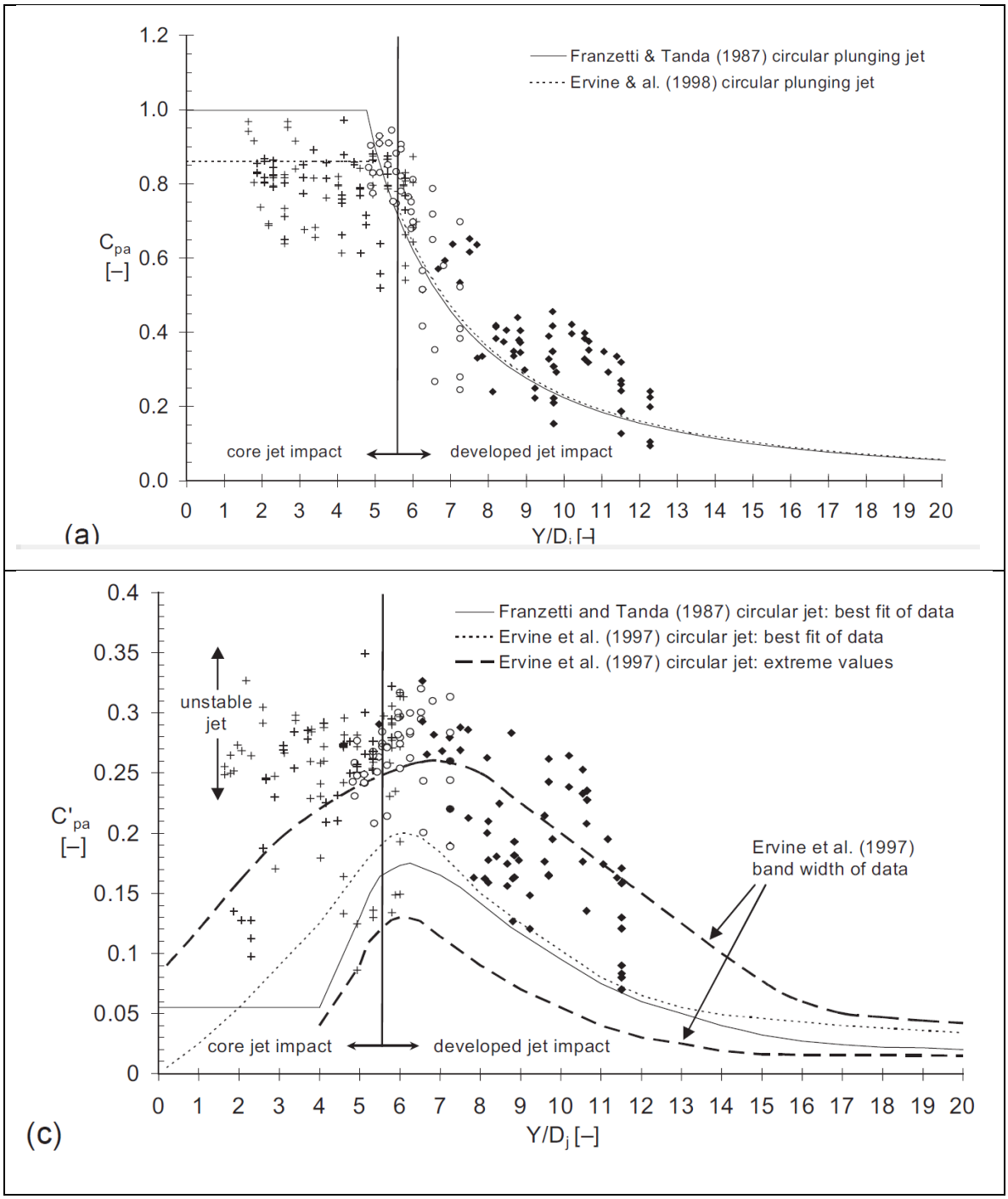


Figura 7 - Valores de C_{pa} e C'_{pa} obtidos em ensaios de modelo reduzido. Fonte: [4].

Para o projeto da UHE GPS adotou-se um valor de Y/D mínimo de 0,6, buscando valores de C_{pa} apenas a partir desta abscissa nos gráficos. Devido à dificuldade para obter informações da redução do valor de C_{pa}, conforme os pontos de interesse se afastam da área de impacto do jato. Por esta razão, e de modo conservador, adotou-se o mesmo C_{pa} igual a 0,4 tanto para área de impacto do jato, como para as demais áreas do fundo e paredes laterais da bacia de lançamento.

Com base no valor de C_{pa} definiu um desnível hidráulico de 42,2 m entre o nível máximo normal do reservatório (785,54 m) e o nível de cheia de TR=100 anos na bacia de lançamento (743,29 m). Com este desnível foi estimado uma pressão

dinâmica na interface entre a nova estrutura de concreto e o maciço rochoso de 17 tf/m^2.

O dimensionamento da estabilidade da estrutura considerou esse valor para dimensionamento, sendo o mesmo, superior a máxima subpressão que se verifica nestas interfaces para situação estática, sem vertimento. Esta hipótese pode ser considerada válida, e coerente com o dimensionamento da laje da calha do vertedouro, a qual conta com uma rede de drenagem sob a calha do vertedouro, evitando que o nível freático abaixo da estrutura do defletor atinja valores superiores a cota 741,54 m. Considerando o dimensionamento realizado, e com objetivo de evitar a propagação de pressões dinâmicas para o interior do maciço rochoso a montante das estruturas de concreto, não foram previstos dispositivos de drenagem nas seções transversais das estruturas de concreto. Tais seções são estáveis para níveis freáticos estáticos superiores ao citado, possuindo capacidade de suportar um nível freático equivalente a cota 755,00 m.

As barras de ancoragem das estruturas de concreto foram espaçadas em malha quadrangular de 1,1 x 1,1 m, adotando uma resistência nominal de 21 tf por barra. Para atingir esta resistência foram consideradas barras de aço CA-50 com diâmetro de 25 mm, minoração de resistência de 1,15, e percentual de corrosão da seção transversal de 2%. O comprimento mínimo de ancoragem na nova estrutura de concreto foi estabelecido em 1,1 m com gancho, ou 1,4 m sem gancho. Para aderência concreto-rocha foi adotada uma tensão resistente de cisalhamento de 2 kgf/cm^2, que para uma furação em diâmetro NW (3”), resultou num comprimento mínimo de ancoragem de 4,40 m. O valor de embutimento das barras no maciço rochoso foi definido como sendo 6,50 m, desprezando os primeiros 2,10 m, devido às incertezas na real parcela de contribuição deste trecho do maciço, dado o grau de fraturamento, orientação de famílias de descontinuidade, e possível existência de blocos “soltos” na parede.

3. CONSTRUÇÃO DA CONTENÇÃO

As obras de recuperação das estruturas do vertedouro da UHE GPS foram iniciadas em maio de 2025 e concluída em outubro do mesmo ano. A Figura 8 ilustra o arranjo geral da reforma da bacia de lançamento do vertedouro da UHE GPS, com o muro de concreto e o enrocamento de proteção na margem direita e esquerda.

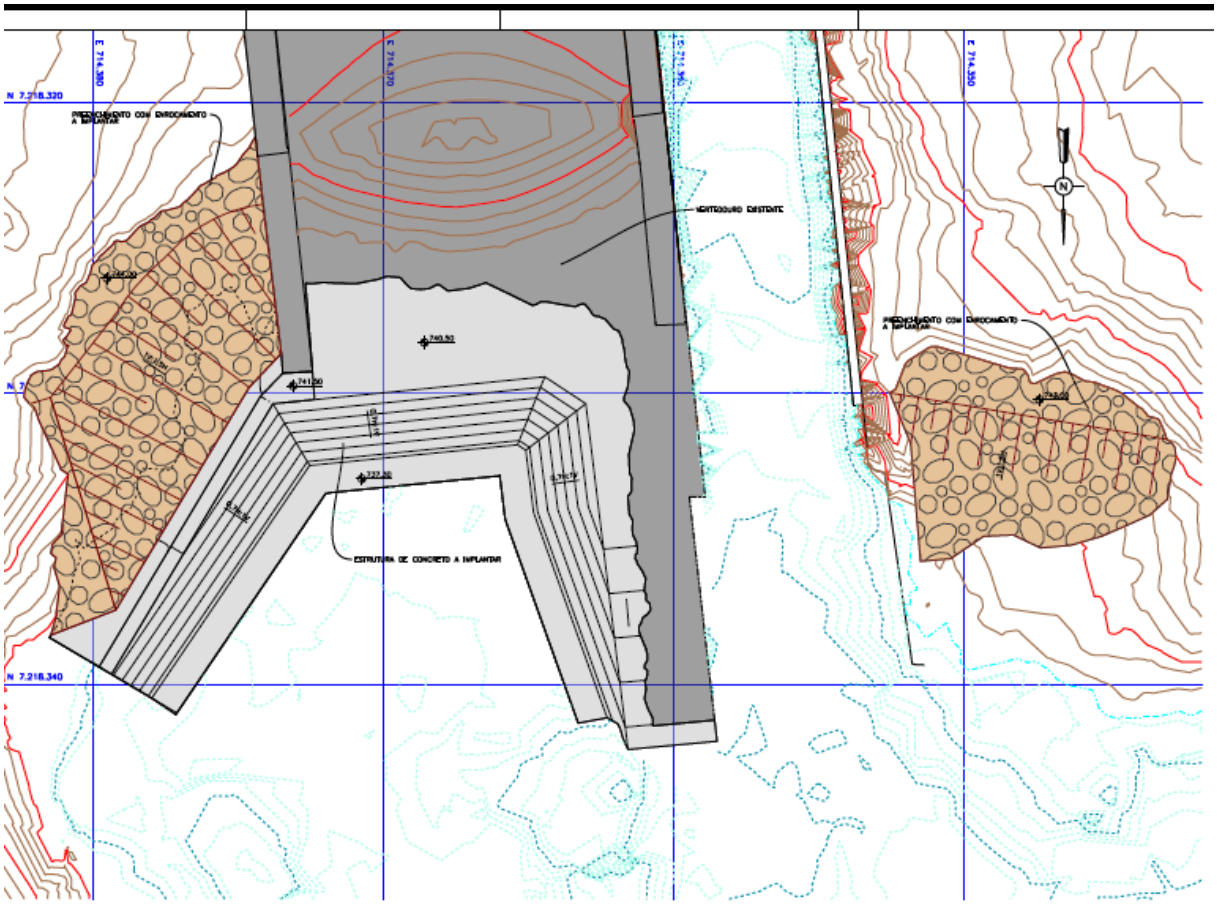


Figura 8 - Arranjo Geral – Bacia de lançamento.

A Figura 9 ilustra uma visão geral do defletor do vertedouro e da bacia de lançamento, após limpeza prévia e antes do início das obras de construção do muro de contenção.



Figura 9 - Vista geral do defletor e bacia de lançamento antes das obras.

A Figura 10 ilustra a vista aérea do muro de proteção do defletor do vertedouro antes e após a conclusão do muro de proteção do defletor do vertedouro.



Figura 10 - Vista Aérea antes e após a conclusão do muro de proteção.



Figura 11 - Muro de proteção 23/09/25.

A Figura 12 ilustra os trabalhos de protensão do muro de contenção construído com o muro de contensão existente.



Figura 12 – Protensão dos tirantes do muro de contenção.

4. CONCLUSÕES

O projeto de recuperação da estrutura do vertedouro considerou a estimativa da profundidade de uma fossa de erosão formada por uma cheia de 100 anos de recorrência, considerando a equação de Veronese calibrada com os dados verificados em campo após mais de 50 anos de operação do vertedouro.

As profundidades de erosão medidas na UHE GPS correspondem a outros protótipos com rocha de base muito competente, como os basaltos de Foz do Areia e São Simão, apesar do contexto geológico regional da UHE GPS não ser o mesmo destes dois aproveitamentos citados, estando esses pontos na envoltória inferior da curva de Veronene, considerando o fator da equação igual a 0,6.

Para o dimensionamento das barras de ancoragem da estrutura de contenção considerou-se as flutuações de pressão em torno do valor médio, adotando-se o coeficiente (C_{pa}) igual a 0,4.

5. PALAVRAS-CHAVE

Recuperação de Vertedouro, Fator de Erosão da Equação de Veronese, Coeficiente de Variação de Pressão.

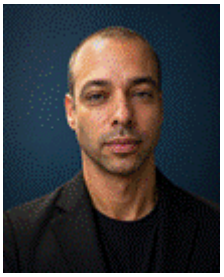
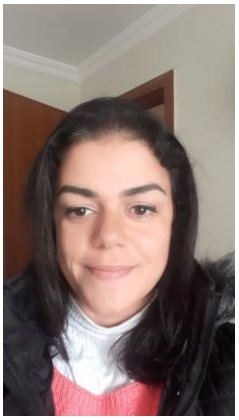
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

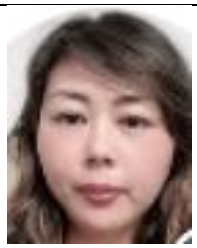
[1] D. D. B. De Souza *et al.*, *A prática brasileira de projeto e operação de vertedouros: análise crítica e recomendações para seu aperfeiçoamento.* Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB, 2020.

[2] N. L. de S. Pinto, *Hidráulica Aplicada*. Curitiba: Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza - Universidade Federal do Paraná, 1987.

[3] M. V. Andriolo and E. de Oliveira, “PROTEÇÃO CONTRA EROSÃO REGRESSIVA EM ROCHA BRANDA NA SAÍDA DA BACIA DE DISSIPAÇÃO-O EXEMPLO DA UHE COLIDER,” in *XXX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS*, CBDB, Ed., Foz do Iguaçu: CBDB, May 2015.

[4] E. Bollaert and A. Schleiss, “Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part II: Experimental results of dynamic pressures at pool bottoms and in one- and two-dimensional closed end rock joints,” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 41, no. 5, pp. 465–480, Sep. 2003, doi: 10.1080/00221680309499992.

	**Marcos Vinicius ANDRIOLO** Doutor em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental pela UFPR, com 20 anos de experiência em implantação de projetos de energia, e mais 30 artigos publicados. Principais empreendimentos: UHE Segredo (1266MW-LRCAP), UHE Colíder (300 MW), UHE Baixo Iguaçu (350MW), UHE Mauá (361 MW), PCH Bela Vista (29,81 MW), UTE Figueira (20 MW), AHE Salto Grande (50 MW). Atualmente é engenheiro civil da Copel GeT.
	**Giancarlo CASTANHARO** Graduado em Engenharia Civil pela UFPR (2000) e mestre em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental pela mesma instituição (2003). Atualmente é engenheiro sênior - Copel Geração e Transmissão. Tem experiência na área de Engenharia Civil nos temas de estudos de viabilidade, projetos básico e executivos e implantação de obras de aproveitamentos hidrelétricos.
	**Fabricio Cunha De ANDRADE** Engenheiro Civil pela UFPR e especialista em Engenharia de Estruturas pela Sociesc, com 20 anos de experiência em projetos e obras de infraestrutura para geração de energia. Atua na Copel Geração e Transmissão — Copel GeT, com participação em importantes empreendimentos hidrelétricos, termelétricos e eólicos, incluindo UHE Mauá, UHE Foz do Areia, UHE Segredo, UHE Colíder, UHE Baixo Iguaçu, PCH Bela Vista, UTE Figueira, AHE Salto Grande e os complexos eólicos Cutia, Bento Miguel, Brisa Potiguar, São Bento e Jandaíra, totalizando aproximadamente 3.917 MW de potência.
	**Naiara De Souza Da SILVA** Técnica e Edificações e formada em desenho industrial – Projeto do Produto (PUC-PR-2003).

	**Michelle Yukie INADA** Técnica em Edificações.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

REFORÇO ESTRUTURAL DE TÚNEL DE ADUÇÃO SUBMETIDO A SOBRECARGAS INDUZIDAS POR ARGILOMINERAIS EXPANSIVOS

Gabriel PROENÇA FERREIRA
Engenheiro Civil - G5 Engenharia

Milena ARRUDA SILVA
Geóloga - G5 Engenharia

Marcelo BOGO
Geólogo - G5 Engenharia

Joaquim MONTEIRO GARCEZ DUARTE
Engenheiro Civil - G5 Engenharia

Jorge TAKAHASHI
Engenheiro Civil - Petrometal Projetos e Consultoria SS

RESUMO

Após aproximadamente 16 meses do início da operação, o túnel de adução da usina passou a apresentar elevados níveis de perda de carga, com impacto direto na eficiência de geração hidrelétrica. Após o esvaziamento para inspeção, foram identificados desplacamentos no teto e nas laterais, além de trechos críticos com abertura significativa de capela e mobilização do maciço rochoso, atingindo a superfície. A partir das evidências de campo, levantou-se a hipótese da presença de argilominerais expansivos, posteriormente confirmada por ensaios laboratoriais específicos. De posse dos resultados dos ensaios e com base na metodologia proposta por Amstad e Kovari [1], foi determinada a curva característica tensão *versus* deslocamento associado à expansividade da rocha e o nível de tensão máximo a ser resistido pelo sistema de suporte do túnel. O reforço estrutural foi concebido para atender geometrias diversas, dado que a seção transversal do túnel apresentava geometria irregular e variável, através da conformação de arcos de revestimento em concreto projetado, com raio máximo de 5,00 m. A solução foi projetada para que a estrutura trabalhasse predominantemente por compressão axial, com o dimensionamento baseado na espessura e resistência característica do concreto. Como diretriz de projeto, adotou-se a configuração convexa dos vértices dos arcos em relação ao maciço rochoso, visando garantir a adequada transferência de tensões compressivas, condicionada à rigidez do maciço.

ABSTRACT

After approximately 16 months of operation, the power plant's headrace tunnel began to exhibit high levels of head loss, directly impacting hydropower generation

efficiency. Following dewatering for inspection, spalling was identified along the crown and sidewalls, as well as critical sections with significant crown cavity formation and rock mass mobilization extending to the surface. Based on field observations, the presence of expansive clay minerals within the rock mass was hypothesized and subsequently confirmed through specific laboratory tests. Using the test results and the methodology proposed by Amstad and Kovari [1], the characteristic stress–displacement curve associated with rock expansivity was determined, along with the maximum stress level to be resisted by the tunnel support system. The structural reinforcement was designed to accommodate varying geometries, given the irregular and non-uniform tunnel cross-section, through the implementation of shotcrete lining arches with a maximum radius of 5.00 m. The solution was conceived to ensure that the structure behaves predominantly under axial compression, with the design governed by the lining thickness and the characteristic compressive strength of the concrete. As a design guideline, the lining geometry was defined as a sequence of arches with a maximum internal radius of 5,0 m with a convex configuration of the arch vertices toward the rock mass to ensure proper transfer of compressive stresses to the surrounding rock mass.

1. INTRODUÇÃO

A usina está localizada no estado do Paraná, com potência instalada de 27,4 MW e arranjo composto por barragem de concreto a gravidade com vertedouro em soleira livre no leito do rio e circuito de geração na margem direita, composto por tomada de baixa pressão, túnel de adução, canal de adução até a tomada de água de alta pressão, a partir da qual a água é conduzida por um conduto forçado até a casa de força.

O incidente no túnel de adução, caracterizado por elevados níveis de perda de carga e respectiva perda de geração hidrelétrica, foi observado entre o final de outubro e início de novembro de 2024, 16 meses após o enchimento do reservatório e início de geração da usina. Para identificar os motivos e avaliar a condição da estrutura foi realizada investigação com ROV (*Remotely Operated Vehicle*) equipado com sonar de imagem de alta definição. Nessa investigação foi identificada obstrução parcial do túnel devido a desplacamentos e queda de material.

Com o avanço dos trabalhos de recuperação da estrutura, após seu esvaziamento, verificou-se a existência de uma série de colapsos que afetavam paredes e abóbada do túnel. Logo no início das inspeções de campo foi identificado que as instabilidades poderiam estar associadas à presença de material de granulometria fina e coloração cinza esverdeada que se apresentava como veios ou camadas no interior do maciço rochoso composto predominantemente por siltitos e arenitos, levantando-se a hipótese de se tratar de um material com potencial expansivo quando submetido à presença de água.

Este trabalho tem como objetivo apresentar o contexto geológico-geotécnico associado às instabilidades observadas no túnel de adução, bem como os estudos e soluções de engenharia desenvolvidos para a recuperação estrutural da obra. São abordados os resultados das investigações de campo e dos ensaios laboratoriais executados para caracterização do potencial expansivo dos materiais presentes no maciço rochoso, a metodologia adotada para estimativa das sobrecargas induzidas pela expansão dos argilominerais e os critérios utilizados no dimensionamento do revestimento estrutural definitivo em concreto projetado.

2. TÚNEL DE ADUÇÃO

O túnel de adução possui extensão total de 948,64 m, entre as estacas 5+84 e 52+17,18. Em seu trecho inicial, até à estaca 19+6,59, o perfil longitudinal apresenta inclinação descendente de 1,25%. Entre as estacas 19+6,59 e 21+10,18, essa inclinação passa para 10,00%. A partir da estaca 21+10,18, o túnel segue com inclinação descendente de 1,50% até à estaca 46+2,29. A partir desse ponto, desenvolve-se um trecho final de aproximadamente 135 m em rampa ascendente com inclinação de 12% até o desemboque.

Em seção transversal, o túnel apresenta 5 seções típicas do tipo arco-retângulo, sendo que a seção com 7,00 m de altura x 5,70 m de largura e a seção com 5,70 m de altura x 5,70 m de largura estão localizadas no emboque, na região da estrutura

da Tomada da Água de Baixa Pressão. Nas demais regiões, o túnel apresenta a seção típica de projeto com 4,50 m x 4,50 m.

O túnel apresenta uma pressão interna máxima de aproximadamente 30 m.c.a., com vazão de 30,08 m³/s e uma velocidade de escoamento de aproximadamente 1,7 m/s.

2.1 Contexto geológico

O túnel de adução foi implantado em região do contato entre os arenitos da Formação Pirambóia e os arenitos, siltitos e argilitos da Formação Rio do Rastro. Trata-se de rochas sedimentares de granulometria fina a média e resistência variável entre R0/R1 (rochas extremamente brandas a brandas) e R3/R4 (rochas medianamente resistentes a resistentes), conforme a classificação de resistência de materiais rochosos proposta pela ABGE (1983).

Na região do desemboque do túnel foi identificada, por meio de investigações geológico-geotécnicas de campo, uma espessa camada de solo coluvionar/tálus, com o topo de rocha sã (intercalação de arenito/argilito) a 44 m de profundidade a partir da superfície do terreno natural.

2.2 Tratamentos de Suporte de Projeto

As categorias de suporte do túnel de adução nos trechos em rocha foram segmentadas no projeto executivo com base no critério de classificação de Barton e Grimstad [1]. Este critério consiste no cálculo do Índice de Qualidade do Maciço (Índice Q) por meio de parâmetros obtidos através da análise dos dados geológicos disponíveis na fase de projeto (testemunhos de sondagem rotativas, estudos geológicos de campo e experiências em projetos similares). Os tratamentos de suporte do trecho escavado em rocha consistiram na instalação de ancoragens e aplicação de concreto projetado, sendo as ancoragens espaçadas em malhas com variação entre 7 categorias de suporte de acordo com qualidade do maciço rochoso mapeado em campo durante a escavação.

Nos trechos de transição entre o solo e rocha e em solo, situados na região do desemboque do túnel, os tratamentos aplicados para o avanço das escavações consistiram na instalação de enfilagens autoperfurantes INCO 89 com 12 m de comprimento, pregagens de frente com fibra de vidro com 12 m de comprimento em malha 1,0 m x 1,0 m e drenos horizontais profundos à vácuo. A partir da estaca 46+2,29 até o desemboque, o tratamento sistemático de suporte consistiu na aplicação de concreto projetado reforçado com tela metálica Q196 com espessura total de 40 cm e cambota metálica treliçada na abóbada, e concreto projetado com tela metálica Q196 no arco invertido. Nesta seção as sapatas apresentaram larguras de 0,62 m a 0,72 m.

Com relação à drenagem e ao revestimento do túnel, o piso foi revestido com concreto convencional de 10 cm de espessura com furos de drenagem de 75 mm de diâmetro em malha intercalada. Na abóbada a drenagem do revestimento em concreto projetado consistiu em 3 drenos curtos (barbacãs) de 25 mm de diâmetro a cada 5 m.

2.3 Principais Ocorrências

As principais ocorrências ao longo do túnel observadas após o esvaziamento foram identificadas conforme descrito:

- Estacas 44+10 a 45+9,10: composta por cavidades com desenvolvimento sub-horizontal nas paredes direita e esquerda hidráulica. Neste trecho foi identificada a presença de argilito/siltito de cor marrom avermelhado concordante com as cavidades. A rocha exposta nas cavidades apresentava fraturas preenchidas com material de granulometria argilosa e cor esverdeada;



Figura 1 – Registro fotográfico da cavidade entre a estaca 44+10 e 45+9,10 (EH) observando-se a presença de material argiloso de coloração esverdeada nas fraturas da rocha.

- Estacas 43+10 a 44+10: identificado material depositado no piso preenchendo cerca de 2/3 da seção transversal e, posteriormente, novo colapso com fechamento completo da seção. A partir da execução de furos exploratórios identificou-se que devido à baixa cobertura de rocha sobre o túnel nessa região, da ordem de 5 m, o colapso havia atingido a camada de solo sobrejacente composta por tálus, formando uma ruptura em chaminé até a superfície do terreno, situada cerca de 50 m acima do túnel;



Figura 2 – Material depositado fechando totalmente a seção do túnel após o colapso.

- Estacas 40+00 a 42+15: desmoronamento formando “capela” de teto plano na abóbada do túnel que avançou para as paredes, principalmente na esquerda hidráulica. Nesse trecho, o sistema de ancoragens instalado na época da escavação do túnel ficou cravado no maciço rochoso íntegro, todavia no entorno das ancoragens o maciço -se desagregou;



Figura 3 – “Capela” na abóbada, vista para montante
observando-se a capela com teto plano e as ancoragens remanescentes.

- Estacas 31+00 a 34+00: colapso de grandes dimensões devido ao desmoronamento da região da abóbada do túnel (“capela”) com extensão de cerca 45 m atingindo uma altura de até aproximadamente 11 m a partir do piso do túnel;



Figura 4 – Colapso na abóbada, vista para montante.

- Estacas 20+00 a 26+00: pontos de desplacamento e desmoronamento da abóbada, com desenvolvimento de uma “capela” de maior dimensão entre as estacas 21+10 e 22+08. Neste trecho as paredes estavam íntegras.

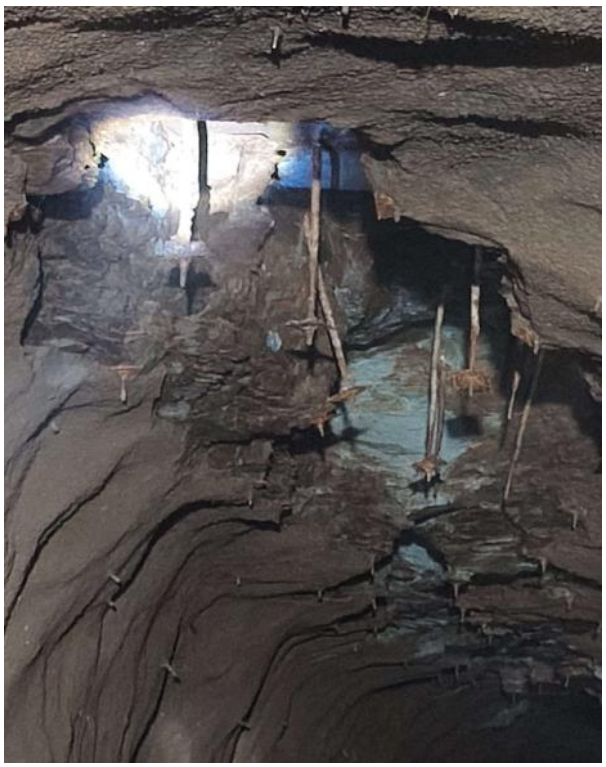


Figura 5 – Capela entre as estacas 21+10 a 22.

3. INVESTIGAÇÕES E ENSAIOS LABORATORIAIS

3.1 Identificação Mineralógica dos Materiais

Foram realizadas análises de difração de raios X (DRX) e petrografia para a identificação do material esverdeado, as quais confirmaram a presença de argilominerais expansivos do grupo das esmectitas. As amostras coletadas nos locais das instabilidades foram destinadas a ensaios laboratoriais para a quantificação dos parâmetros de expansividade.

Os ensaios incluem as medições da expansão livre [3] e da pressão de expansão [4, 5]. As amostras coletadas apresentam a seguinte identificação (Figura 6):

- 2.0088.25: CFL-02 – Bloco de rocha vermelho;
- 2.0089.25: CFL-01 – Bloco de rocha cinza.



Figura 6 – Amostras para ensaios de expansibilidade, siltito esverdeado (esquerda) e siltito avermelhado (direita).

3.2 Ensaios de Expansividade

3.2.1 Metodologia dos Ensaios

- **Expansão Livre**

O ensaio de expansão livre consiste na medição, em uma prensa edométrica, da variação da altura que o corpo de prova, confinado em um anel rígido, sofre ao ser inundado.

- **Pressão de Expansão**

No ensaio de pressão de expansão a amostra (corpo de prova) confinada em um anel rígido é colocada em uma prensa edométrica e inundada e a expansão é restringida pelo aumento da carga sobre a amostra. Ao final de duas horas, mede-se a pressão alcançada, que é definida como Pressão de Expansão.

3.2.2 Resultados dos Ensaios de Expansividade

As amostras de siltito de coloração esverdeada apresentaram expansão livre de 3,5% e pressão de expansão da ordem de 900 kPa, caracterizando elevado potencial expansivo. Em contraste, as amostras de siltito avermelhado apresentaram expansão

livre de apenas 0,38% e pressão de expansão de aproximadamente 47 kPa. Os resultados confirmam a presença de comportamento expansivo significativo associado ao material esverdeado identificado nas regiões de instabilidade do túnel (Figuras 7 e 8).

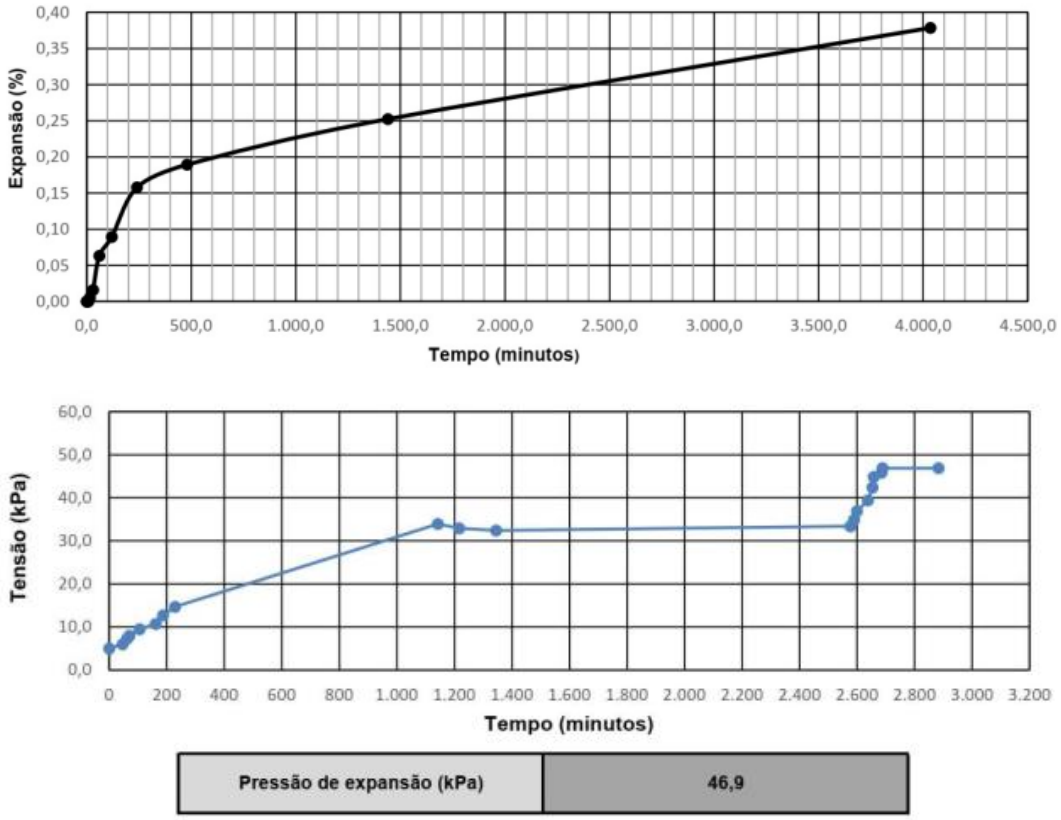
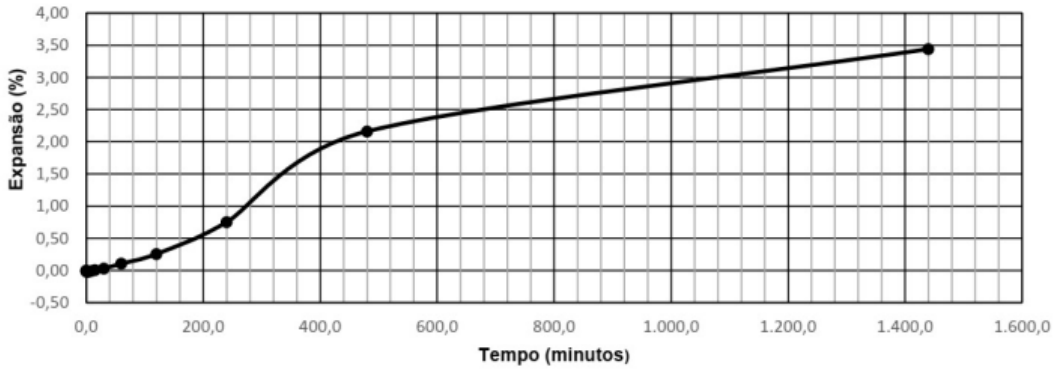


Figura 7 – Resultado de expansão livre (acima) e pressão de expansão (abaixo) para a amostra de siltito avermelhado.



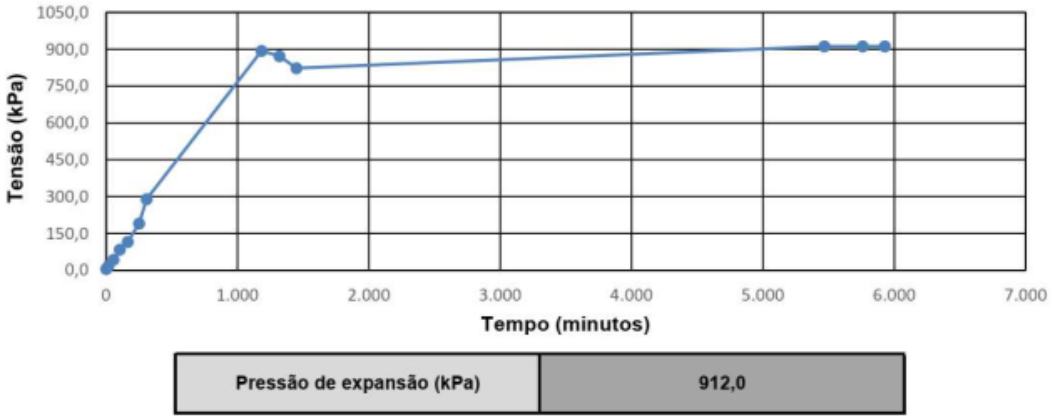


Figura 8 – Resultado de expansão livre (acima) e pressão de expansão (abaixo) para a amostra de siltito esverdeado.

3.3 Ensaios de Compressão Uniaxial

3.3.1 Metodologia e Objetivo dos Ensaios

Os ensaios de compressão uniaxial foram executados em corpos de prova cilíndricos, segundo dos diretrizes das normas vigentes [7], com o objetivo de determinar a resistência à compressão simples dos materiais rochosos coletados, que é utilizada como índice de caracterização da qualidade geomecânica do maciço rochoso. Ao longo do traçado do túnel, foram extraídos 7 corpos de prova para a realização do ensaio.

3.3.2 Resultados e Interpretação

A menor resistência a compressão obtida foi dos maciços localizados entre as estacas 14 (15,05 MPa) e 16 (7,37 MPa), no trecho de montante do túnel. Esses valores correspondem a rochas classificadas como R2/C4 (Rocha Branda). Conforme mapeamento geológico realizado durante a obra do túnel de adução, o trecho montante, da estaca 5+8,54 à estaca 20, aproximadamente, apresentava predominantemente na abóbada e paredes material de menor competência R1/R2, enquanto o piso apresentava material de melhor competência R3/R4. Por esse motivo, na época da obra optou-se pelo rebaixamento do greide do túnel a partir da estaca 20, buscando situá-lo em maciço de melhor competência geomecânica e, portanto, de melhor condição para a execução da escavação em termos de estabilidade e segurança.

A presença de material de maior competência no túnel após o rebaixamento da escavação, a partir da estaca 20, é comprovada pelos resultados obtidos (Tabela 1).

Tabela 1 – Resultados do ensaio de compressão uniaxial.

Estaca	Tensão de Ruptura (MPa)
14	15,05
16	7,37
18	42,74
27	31,00
37	32,93

Estaca	Tensão de Ruptura (MPa)
38	52,74
39	52,71

3.4 Síntese dos Resultados e Implicações para o Projeto

Os resultados das inspeções de campo e dos ensaios laboratoriais indicaram que as instabilidades observadas no túnel estão associadas à presença localizada de argilominerais expansivos do grupo das esmectitas, presentes em veios e camadas intercaladas no maciço rochoso. A saturação desses materiais após o enchimento e pressurização do túnel favoreceu o desenvolvimento de pressões de expansão capazes de induzir desplacamentos, desmoronamentos e colapsos progressivos no entorno da escavação.

Em todos os trechos do túnel em que foi identificado potencial de expansividade, seja pela ocorrência de colapsos e desmoronamentos (estacas 44+10 a 45+9,10, 44+10 a 43+10, 42+15 a 40+00, 34+00 a 31+2,50), pela manifestação de desplacamentos (estacas 19 a 26) ou ainda inferido pelos resultados dos ensaios laboratoriais, foi prevista a execução de um revestimento estrutural definitivo capaz de resistir às pressões de expansão que potencialmente desenvolvidas no maciço rochoso após a retomada da operação do túnel.

4. SOLUÇÃO PROJETADA

4.1 Definição das Pressões de Projeto Associadas à Expansividade da Rocha

Para a definição da sobrecarga atuante no revestimento, foram utilizados os resultados dos ensaios de Expansão Livre e Pressão de Expansão, a partir dos quais foi construída a curva característica de expansão da rocha segundo a metodologia proposta por Amstad e Kovari [1]. Foram traçadas duas curvas características, uma para cada amostra ensaiada (Figura 9).

Observa-se que o siltito esverdeado apresenta comportamento expansivo significativamente superior ao do siltito avermelhado, resultado já evidenciado nos resultados dos ensaios. Dessa forma, o dimensionamento do revestimento foi conduzido com base na pressão de expansão associada ao siltito esverdeado, por representar a condição mais crítica.

A curva característica do sistema de suporte foi então definida a partir da geometria do revestimento, da resistência característica do concreto e do seu módulo de deformabilidade, ou seja, da rigidez do sistema. A interação entre o maciço e o revestimento foi avaliada por meio do cruzamento entre a curva de expansão da rocha e a curva de reação do suporte, permitindo estimar a sobrecarga atuante decorrente da expansão dos argilominerais. O ponto de interseção entre essas curvas representa o estado de equilíbrio do sistema, caracterizando simultaneamente o nível de deformação compatível e a tensão atuante no revestimento.

Na Figura 9 são apresentadas as curvas obtidas a partir dos ensaios e da modelagem do suporte, considerando um revestimento em concreto projetado com resistência característica de 30 MPa e espessura de 0,15 m.

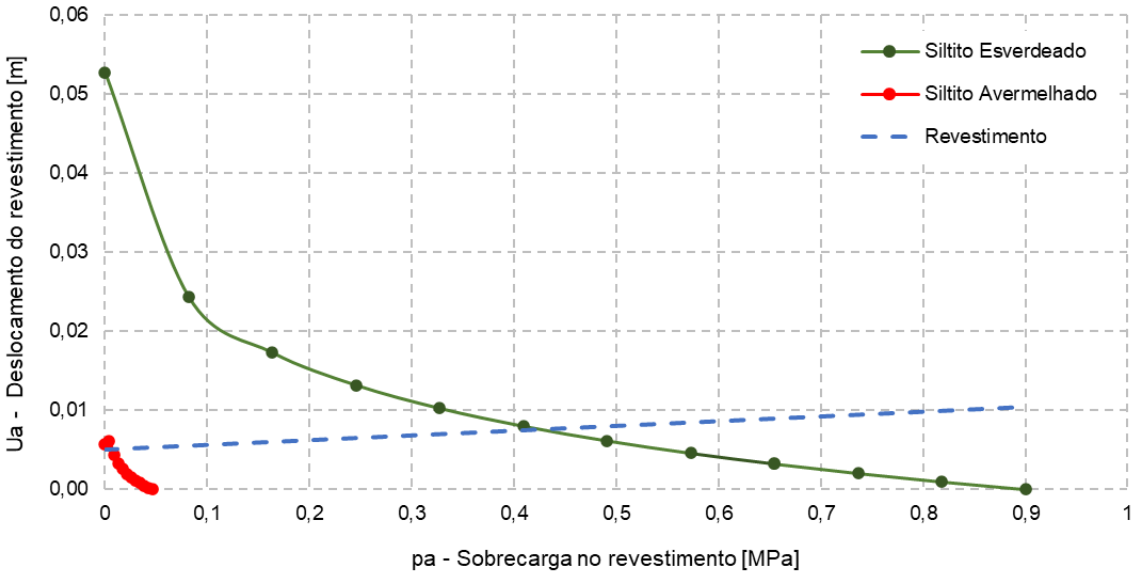


Figura 9 - Curva característica de expansão para o siltito esverdeado e reação sobre o revestimento do túnel.

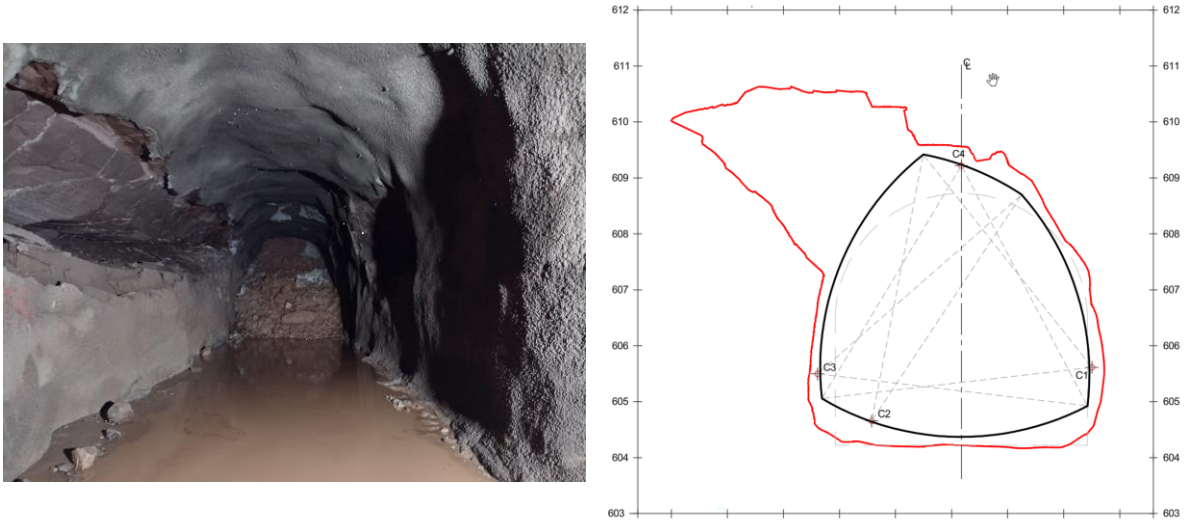
O ponto de interseção indica uma tensão máxima da ordem de 0,40 MPa, adotada como valor de dimensionamento do sistema de suporte do túnel de adução.

4.2 Concepção e Dimensionamento do Revestimento

A utilização de sistemas de suporte em túneis escavados em solo ou rocha está associado à necessidade de um revestimento para garantir o equilíbrio das tensões geradas pela perturbação causada pelo processo de escavação. O sistema de sustentação não substitui a ação do material escavado [9], sendo uma ferramenta utilizada para conter tensões que se desenvolvam ao redor da região escavada e direcioná-las para o interior do maciço. Geralmente se busca conceber revestimentos de túneis com geometrias em formato de casca, pois devido à sua vantagem do ponto de vista estático, estes auxiliam o maciço na redistribuição de tensões, restringindo deslocamentos excessivos e buscando o equilíbrio através de esforços normais [10]. Com base nesses conceitos foi realizado o dimensionamento do reforço do túnel de adução, projetando-se um sistema capaz de garantir a redistribuição das tensões geradas pela pressão de expansão localizada, restringindo deslocamentos e equilibrando o sistema através de esforços normais.

A atuação da sobrecarga de expansão no revestimento do túnel é normal à face do extradorso da seção e pode acontecer em qualquer região do perímetro do túnel, inclusive no piso, com base nas análises visuais realizadas no túnel a longo dos trabalhos de recuperação. Adicionalmente, outra condição de contorno importante para definição do sistema de suporte é a geometria final do túnel, após os desmoronamentos, desplacamentos, aberturas de capelas e demais manifestações

patológicas que se formaram. O resultado foi uma geometria do revestimento variável ao longo do trecho afetado, onde não é mais observado o formato regular de projeto, originalmente composto por uma seção arco-retângulo. A Figura 10 ilustra uma das condições críticas observadas no túnel.



(a) (b)

Figura 10 – (a) Foto da região do túnel com desplacamento na direita hidráulica. (b) Seção de levantamento a laser (linha em vermelho) e seção projetada do revestimento definitivo (linha em preto).

As condições atípicas verificadas e a necessidade de obter uma geometria adequada para que o revestimento definitivo possa suportar estruturalmente os esforços impostos pelo potencial expansivo da rocha durante a fase de operação demandaram a adoção das seguintes medidas:

1. Levantamento de seções topográficas primitivas a cada 2,5 m ao longo do túnel;
2. Definição de enchimento com concreto projetado até o extradorso da seção estrutural do revestimento com espessura variável para cada seção topográfica primitiva visando a minimização do volume de enchimento;
3. Definição da geometria do revestimento estrutural definitivo com base nas premissas descritas a seguir.

Foi definido um revestimento que fosse capaz de se adequar às irregularidades da geometria interna do túnel, sendo a espessura de enchimento adaptada e moldada conforme as seções primitivas levantadas em campo. A solução estrutural se baseou na conformação de seções transversais variáveis compostas por arcos sucessivos de concreto projetado com raio interno máximo de 5,00 m, nos quais os vértices dos encontros dos arcos sejam convexos e estejam apoiados sobre um maciço rígido o suficiente para suportar os esforços resultantes da transferência do carregamento axial do revestimento nestes locais.

Com base nessas premissas foi realizado o pré-dimensionamento do revestimento para definir a espessura necessária para suportar as tensões de compressão no concreto resultantes da pressão de expansão da rocha. Para uma pressão de expansão de projeto de 400 kPa atuando perpendicularmente sobre a face do extradorso do revestimento, gerando forças tangenciais devidas ao espraiamento

proporcionais ao raio do arco (5,00 m), resulta uma força axial máxima da ordem de 2.000 kN/m. Para atender aos requisitos da norma NBR 6118 [11] chegou-se a uma espessura mínima do revestimento de 0,15 m.

4.3 Modelo Numérico

Para avaliar e comprovar o comportamento esperado do revestimento, foi desenvolvido um modelo numérico em elementos finitos (MEF) no software RS2 da Rocscience, versão 11.015. O modelo considera as condições de contorno mais próximas da realidade para simular os carregamentos a interação da estrutura com o maciço rochoso e, como resultado, obter os esforços resultantes e deformação esperada no revestimento de concreto. O modelo foi feito para uma seção típica teórica do revestimento circundado por maciço rochoso em siltito. A Figura 11 apresenta uma visão geral do modelo desenvolvido com as condições de contorno e malha de elementos finitos.

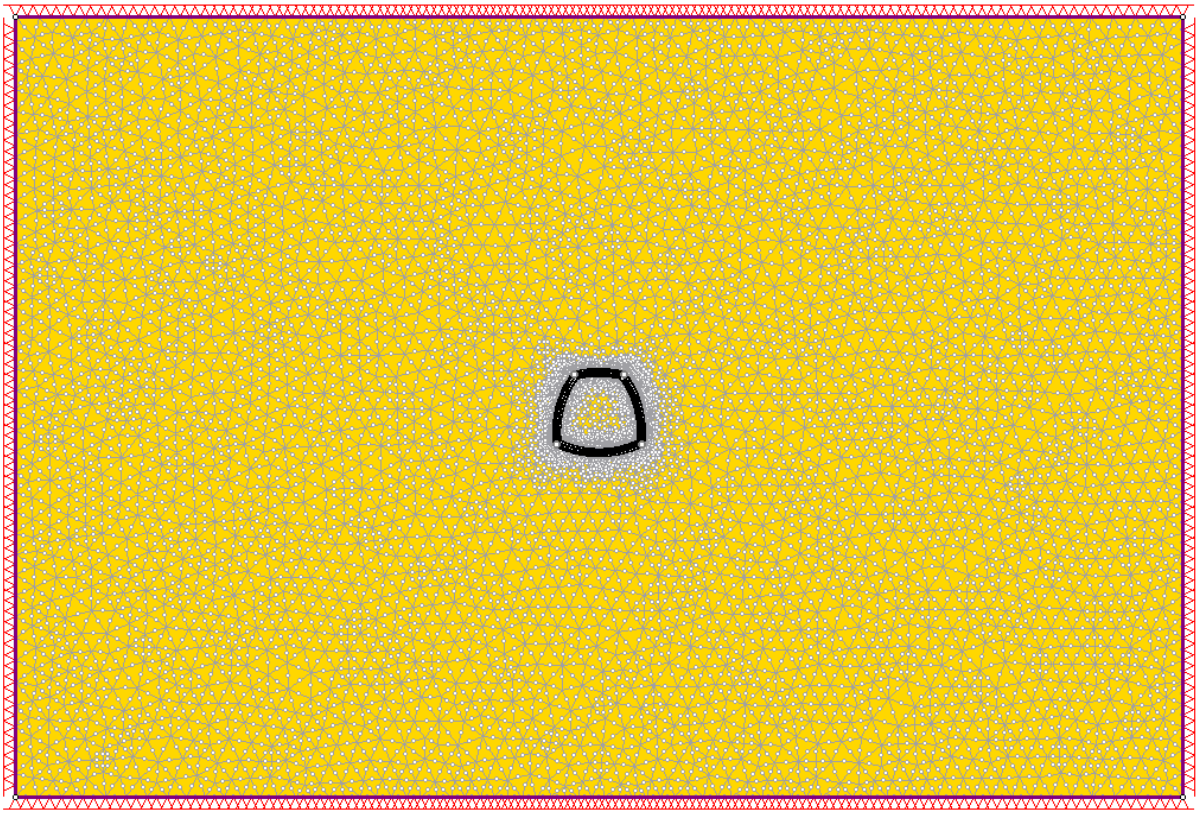


Figura 11 - Modelo numérico RS2

Para a simulação foram definidas 3 etapas de cálculo:

1. In situ: condição de carregamento em repouso, sem interferência de escavação ou outras ações externas;
2. F = 0,00: condição de escavação completa da seção do túnel, considerando cargas induzidas nulas, ou seja, não foi realizada a simulação do efeito da escavação gradativa do túnel.
3. Revestimento final: execução da estrutura do revestimento com espessura e resistência final. Não há necessidade de simulação do efeito do ganho de

resistência ao longo do tempo pois não está sendo avaliada a sequência executiva de escavação, de modo que o revestimento está sendo dimensionado para suportar cargas externas devidas à expansão da rocha que se desenvolverão após o ganho da resistência final do concreto;

4. Pressão de expansão: aplicação da pressão de expansão de projeto de 400 kPa em diferentes hipóteses de carregamento.

Para a adesão do material “Revestimento” ao “Siltito”, foi definido um *joint boundary* de interface. Essa interface deve ser suficientemente rígida para transferir os esforços do revestimento para o maciço no plano normal à interface e possuir rigidez adequada para transmitir o cisalhamento entre os diferentes materiais. Para definir os valores de rigidez da junta foram realizadas análises iterativas com diversos modelos, alterando as rigidezes transversal e normal da interface. Conforme apresentado em [12], a relação entre as rigidezes normal e transversal da junta de interface indica que, quanto mais próximo da unidade for o resultado obtido, mais rígido tende a ser o comportamento da estrutura frente às solicitações atuantes.

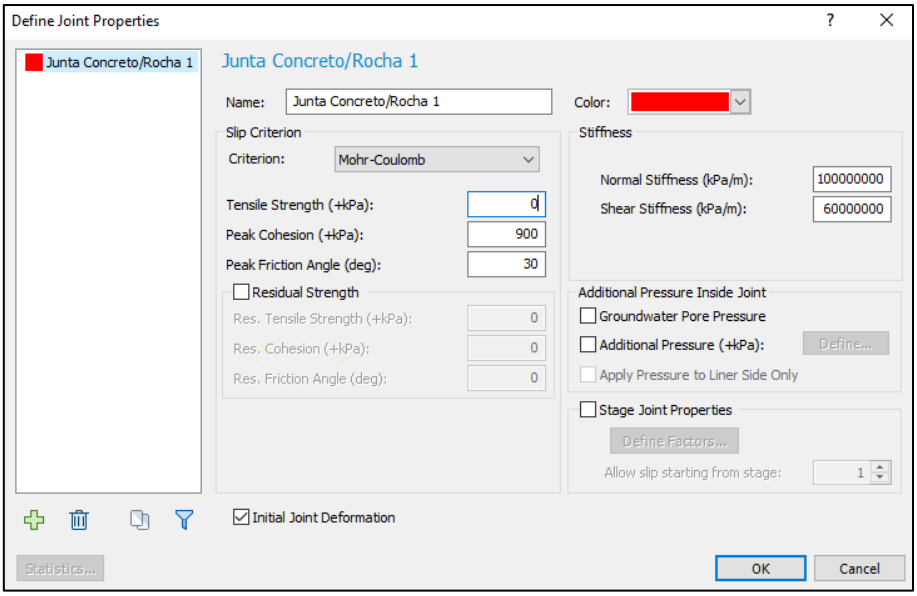


Figura 12 - Propriedades da junta entre o revestimento e a rocha

4.4 Casos de Carregamento

Foram definidas 4 hipóteses de carregamento, considerando que a sobrecarga devida à expansão da rocha pode agir sobre qualquer face do revestimento, visto que no levantamento primitivo foram observados desplacamentos e desprendimentos de blocos de rochas nas paredes e no teto, além de se constatar a presença de material esverdeado potencialmente expansivo próximo ao piso. As hipóteses consideradas estão apresentadas nas figuras abaixo.

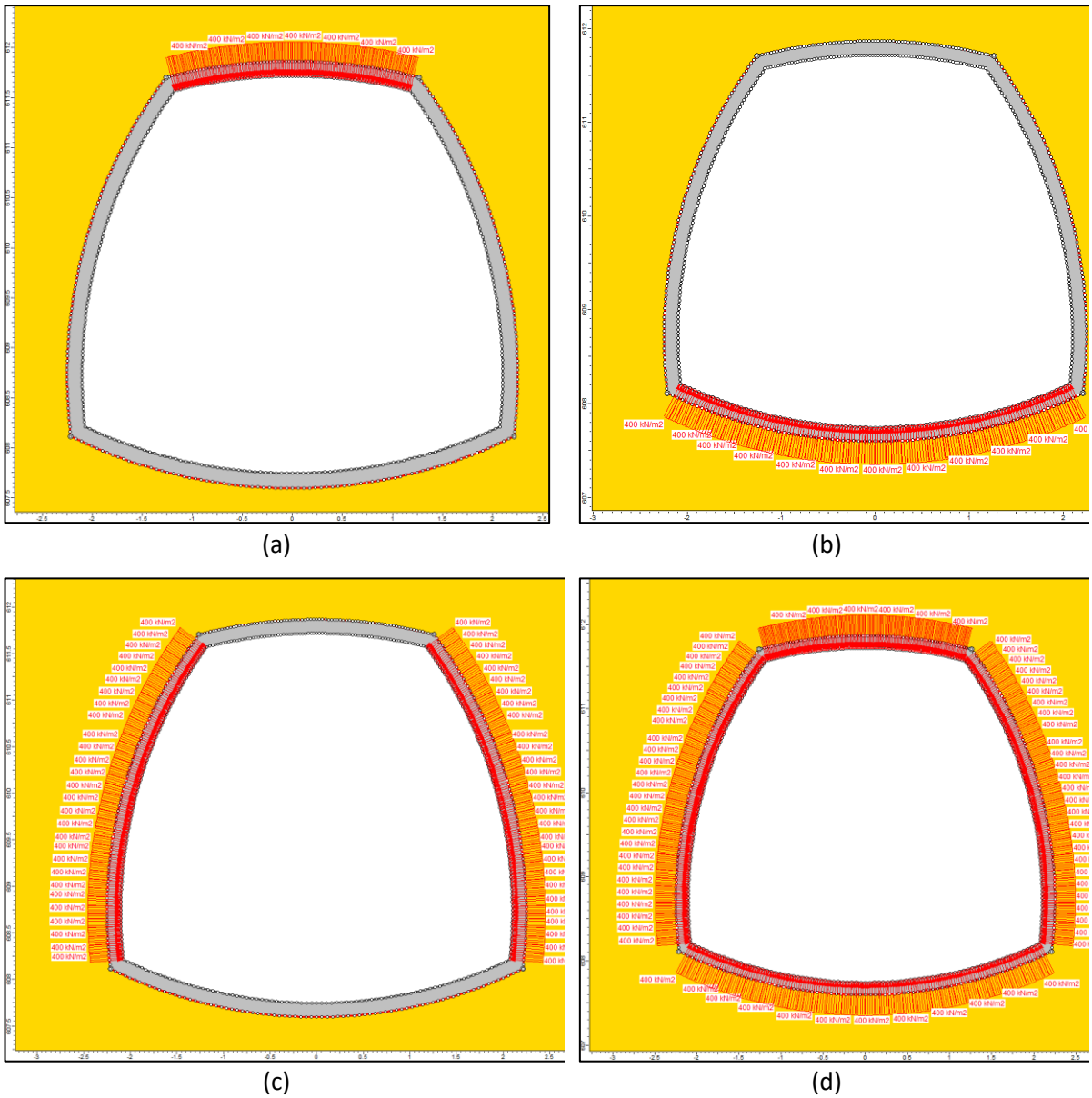


Figura 13 - Casos de carregamento - Pa = 400 kPa. (a) Carregamento distribuído sobre o teto; (b) Carregamento distribuído sobre o piso; (c) Carregamento distribuído sobre as paredes laterais e; (d) Carregamento distribuído a seção plena.

Para avaliar a resistência do revestimento frente aos esforços solicitantes, foi feita a extração dos dados do software em várias seções perpendiculares ao sentido do caminhamento dos esforços no revestimento. As seções compreendem três pontos de medição de tensão, sendo um no intradorso (h = 0,00 m), no ponto médio da seção (h = 0,075 m) e no extradorso (h = 0,15 m). Através desses pontos é feita a integração das tensões para obtenção da força axial resultante.

Foram analisadas 319 seções ao longo de todo o contorno do revestimento. Os resultados dos cálculos são apresentados nos diagramas a seguir. Os pontos de esforços solicitantes estão em valores de cálculo, majorados por um coeficiente de ponderação de 1,20, referente a cargas excepcionais conforme prescrito na NBR 6118. Todos os valores abaixo da linha vermelha que representa o limite do esforço

resistente correspondem a valores dentro da envoltória de resistência do concreto projetado.

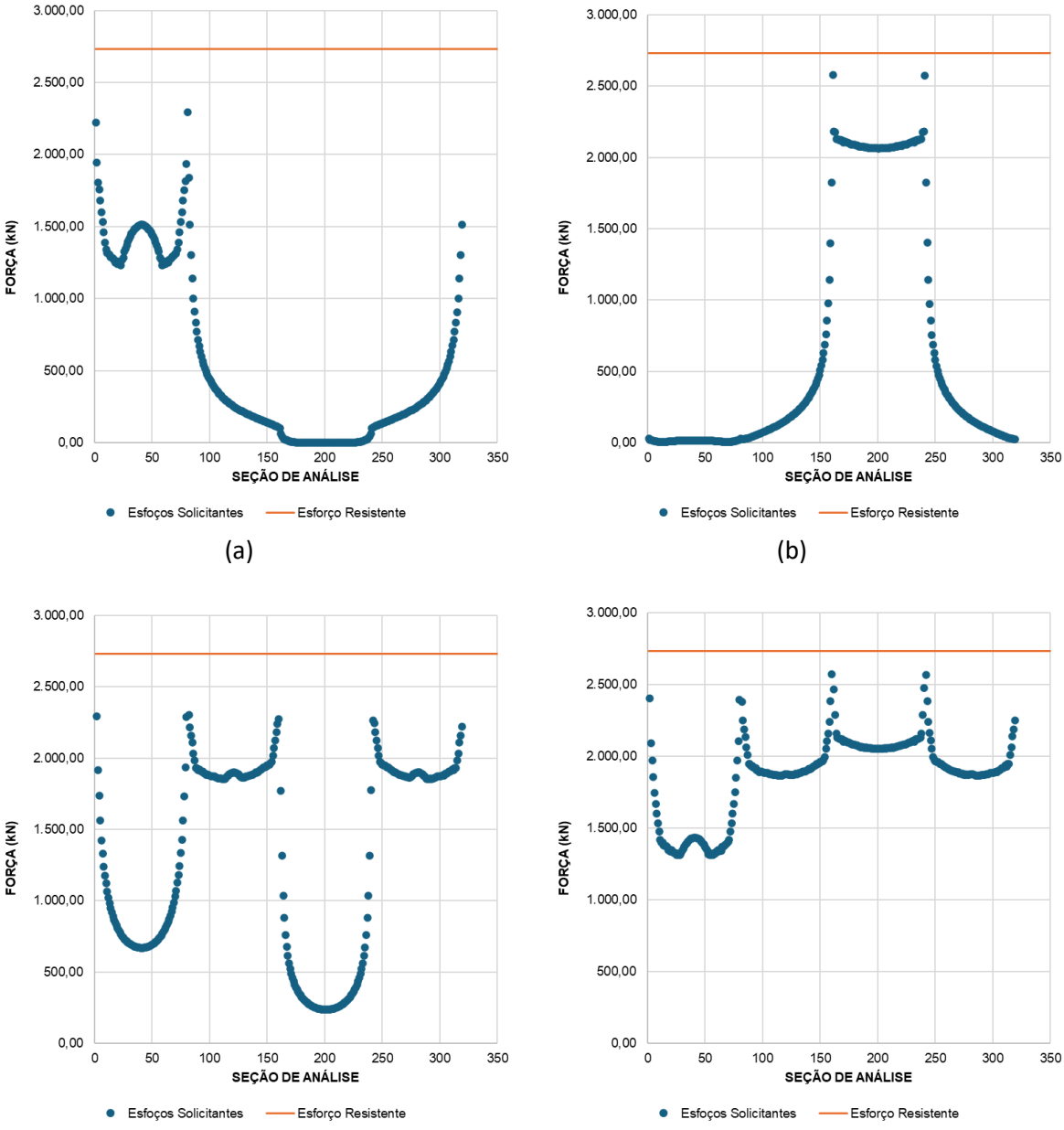


Figura 14 – Envoltória de resistência. (a) hipótese de carregamento 01; (b) hipótese de carregamento 02; (c) hipótese de carregamento 03. (d) hipótese de carregamento 04

5. ACOMPANHAMENTO PÓS-EXECUÇÃO DO REFORÇO

Dado que o túnel de adução opera permanentemente pressurizado e cheio, não sendo previstas paradas para esvaziamento e inspeção visual rotineira, não foi prevista a instalação de instrumentação geotécnica ou estrutural para monitoramento direto do revestimento durante a operação. Assim, o acompanhamento do desempenho da solução é realizado de forma indireta, por meio do monitoramento dos parâmetros operacionais da usina. A manutenção de níveis normais de perda de carga, vazão e

eficiência de geração, sem recorrência dos sintomas que motivaram o esvaziamento original — como obstruções, quedas de rendimento ou variações anômalas de vazão —, constitui o principal indicador de que o revestimento estrutural implantado está desempenhando adequadamente sua função de conter as pressões de expansão do maciço rochoso. Desde a retomada da operação após a conclusão do reforço, não foram registradas novas ocorrências dessa natureza, o que sustenta, até o momento, a efetividade da solução adotada. Ressalta-se que, embora esse acompanhamento indireto não permita a verificação do comportamento do revestimento propriamente dito, ele representa a forma de monitoramento compatível com as condições operacionais do túnel, cabendo à equipe de operação da usina permanecer atenta a eventuais sinais de degradação do desempenho hidráulico ao longo do tempo.

6. CONCLUSÕES

Não havia conhecimento, durante as fases de projeto da PCH, de referências técnicas que relatassem a ocorrência de expansividade nas rochas das formações sedimentares em que foi implantado o túnel e, por este motivo, este aspecto não foi investigado na elaboração do projeto.

No caso do presente túnel foi decidido durante a construção, de maneira conservadora, revestir sistematicamente a superfície escavada com concreto projetado nas paredes e abóbada e com concreto moldado no piso, de maneira a prevenir a degradação das rochas sedimentares pelo empastilhamento (slaking) potencialmente causado pela ciclagem resultante do processo de escavação – secagem após a exposição da rocha e posterior saturação pelo enchimento do túnel. No entanto, este revestimento de concreto projetado possuía pequena espessura (5 a 10 cm) e não foi dimensionado, em termos de geometria e espessura, para resistir estruturalmente a pressões externas de expansão.

Durante a fase de implantação do túnel o maciço rochoso mostrou-se predominantemente seco, com pequenas infiltrações localizadas. No entanto, o processo de escavação por meio de explosivos produz uma descompressão e abertura de descontinuidades na região periférica da escavação que, após o enchimento e pressurização do túnel, facilita a percolação de água para o maciço adjacente e dá início ao processo de inchamento dos materiais expansivos aí presentes. Estes, pouco a pouco, vão desenvolvendo pressões que sobrecarregam o revestimento do túnel que, não sendo dimensionado para suportar este carregamento, cede e rompe, dando início a desmoronamentos e colapsos progressivos no entorno do túnel.

No presente caso contribuiu para a instabilidade do revestimento do túnel o condicionamento geométrico causado pelas planos sub-horizontais de acamamento da rocha, que fez com que a abóbada do túnel resultasse mais achatada e, desse modo, menos estável quando submetida a pressões externas devidas à expansão.

Os resultados dos ensaios indicaram que ao longo de todo o trecho investigado existe um potencial de expansão das rochas, associado à presença de argilominerais do

grupo das esmectitas. As características dos materiais geológicos na região do túnel de adução são desfavoráveis à estabilidade, com demanda de reforço estrutural.

O revestimento foi dimensionado considerando, além das pressões de expansão dos materiais geológicos, as condições de pressurização e operação do túnel. Para otimizar a quantidade de concreto projetado do revestimento, sua geometria foi adaptada ao perfil do túnel existente levantado topograficamente a cada 2,5 m ou 5,0 m ao longo do túnel obedecendo à premissa geométrica de ser composta por arcos convexos, com arestas apoiadas nos contornos da escavação em rocha, de modo que as reações nos pontos de inflexão sejam transmitidas ao maciço rochoso no entorno do túnel.

Como principal lição aprendida, o caso evidencia que a ausência de referências técnicas regionais sobre expansividade não é garantia da inexistência do fenômeno, sendo recomendável que a equipe de campo permaneça atenta a indícios visuais anômalos — como materiais de granulometria fina e coloração distinta (esverdeada, no presente caso) intercalados em rochas sedimentares — mesmo quando não previstos em projeto. Sob a ótica da engenharia, entende-se que as principais contribuições deste estudo residem na etapa de investigação geológico-geotécnica, ao demonstrar um protocolo eficaz de identificação precoce de argilominerais expansivos a partir de observações de campo, difração de raios X e ensaios de expansibilidade; e na etapa de definição dos critérios de projeto, pela aplicação da metodologia de Amstad e Kovari para determinação da sobrecarga de expansão e definição da geometria do revestimento.

Para empreendimentos futuros implantados em formações sedimentares semelhantes às Formações Pirambóia e Rio do Rastro, recomenda-se a inclusão, já na fase de projeto, de investigação geológica complementar àquelas usualmente empregadas, como ensaios de expansão livre e pressão de expansão, de modo a antecipar eventual necessidade de revestimento estrutural resistente a sobrecargas de expansão. Por fim, recomenda-se que, se avalie, já em projeto, a adoção de revestimentos com geometria e espessura compatíveis com eventuais pressões de expansão, evitando a necessidade de reforços corretivos após a entrada em operação.

7. PALAVRAS-CHAVE

Túnel, argilominerais expansivos, reforço estrutural, revestimento.

8. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela oportunidade da atuação neste projeto e desenvolvimento deste trabalho.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] AMSTAD, C. KOVARI, K., 2001. Untertagbau in quellfähigem Fels. Institut für Geotechnik, ETH Zürich, Suíça.

[2] BARTON, N., GRIMSTAD, E. (1993) – "Updating of the Q system for NMT", Proceedings, International Symposium on sprayed concrete-modern use of wet mix sprayed support, p. 46-66, Fagernes, Oslo, Noruega.

[3] PIAGGIO, G. (2015) – "Swelling Rocks Characterization: Lessons from the Andean Region", ITA-World Tunnel Congress, Dubrovnik, Croatia.

[4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2021). "Standard Test Method for Expansion Index of Soils", D4829-21, West Conshohocken.

[5] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (1990). "Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. Part 5: Compressibility, Permeability and Durability Tests", BS 1377-5, London.

[6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2021). "Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils", D4546, West Coshohocken.

[7] LAMBE, T. W. (1960). "The Character and Identification of Expansive Soils", Technical Studies Report on Housebuilding, Federal Housing Administration, Washington, D.C.

[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2015). "NBR 15845 – Rochas para Revestimento – Métodos de Ensaio – Parte 5: Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial", Rio de Janeiro.

[9] ESQUIVEL, E. R. (1971). "Aspectos da Análise Estática e do Dimensionamento das Estruturas de Túneis", Universidade de São Paulo, São Paulo.

[10] MURAKAMI, C. A. (2001). "Noções Básicas para o Acompanhamento Técnico de Obras de Túneis", Universidade de São Paulo, São Paulo.

[11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2023). "NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto — Procedimento.", Rio de Janeiro.

[12] SOARES, E. R. S. (2021). "Modelagem de ruptura de obras subterrâneas em maciços rochosos com elevadas tensões de campo", Universidade de Brasília, Brasília.



Gabriel PROENÇA FERREIRA

Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Paraná e pós-graduado em Contenção e Fundação pelo IDD. Possui experiência em instalação e automação de instrumentos e, atualmente, desenvolve projetos relacionados à hidrogeração de energia e infraestrutura com foco em interação solo-estrutura.

	**Milena ARRUDA SILVA** Geóloga formada pela Universidade Federal de Santa Catarina com mestrado em Geotecnia pela Universidade Federal do Paraná. Possui pós-graduação em Engenharia de Barragens pela PUC Minas. Atua na G5 Engenharia como Supervisora das atividades de geologia de engenharia com atuação em projetos relacionados à hidrogeração de energia e infraestrutura.
	**Marcelo BOGO** Geólogo pela Universidade Federal do Paraná (UFPR) e Doutor em Geologia Ambiental, com especialização em Estratigrafia e Geofísica. Possui mais de 20 anos de experiência no desenvolvimento de projetos de hidroenergia e infraestrutura, com atuação no Brasil e no exterior.
	**Joaquim MONTEIRO GARCEZ DUARTE** Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Paraná com mestrado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo (USP) e especialista em Obras Subterrâneas pela Escola Politécnica de Zurique (Suíça). Possui expertise em Engenharia Geotécnica, com ênfase na área de Obras Subterrâneas, em projetos de infraestrutura no Brasil e no exterior. Atualmente exerce a função de Diretor Técnico de Engenharia Civil da G5 Engenharia.
	**Jorge TAKAHASHI** Engenheiro consultor especialista em cálculos estruturais e metodologias construtivas aplicadas a obras subterrâneas, com atuação em grandes projetos de infraestrutura no país. Participou de obras como Rodoanel e Metrô de São Paulo.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I SIMPÓSIO SOBRE GRANDES ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS
TEMA MR.3
BELÉM – PA, 21 E 22 DE SETEMBRO DE 2026

REFORÇO ESTRUTURAL DE VIGAS MUNHÃO DEVIDO A CORROSÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO

Marcos Antonio DALCIN Junior
M.Sc., Engenheiro Civil – Intertechne Consultores S.A.

Kauê TAKASE
Engenheiro Civil – Intertechne Consultores S.A.

Bianca GENEROSO
Engenheira Civil – Intertechne Consultores S.A.

Rosidilson do Socorro Oliveira GOMES
Engenheiro Civil – Intertechne Consultores S.A.

RESUMO

As vigas munhão de vertedouros controlados com grandes vãos são frequentemente protendidas para resistir aos esforços gerados pelo empuxo do reservatório sobre as comportas. Ao longo da vida útil, esses sistemas podem desenvolver manifestações patológicas, como corrosão dos cabos de protensão, especialmente em arranjos onde os nichos de ancoragem permanecem submersos e sujeitos à percolação de água.

Neste contexto, em uma usina hidrelétrica brasileira, foi adotada como solução de reforço a implantação de contrafortes em concreto armado associados a um novo sistema de protensão ancorado em rocha. A execução em estrutura existente e em operação evidenciou desafios construtivos relevantes, destacando-se: (i) a logística de fornecimento de concreto a longas distâncias, com necessidade de controle térmico; (ii) as dificuldades na perfuração do concreto existente, com interferência de armaduras não mapeadas e elevado desgaste de ferramentas; e (iii) a necessidade de revisão do método de injeção dos tirantes, após falhas iniciais observadas em campo.

O desempenho do reforço foi avaliado por meio de instrumentação instalada no contato viga–pilar, indicando estabilização e tendência de fechamento do contato após a execução. Os resultados contribuem para o entendimento dos desafios associados à execução de reforços estruturais em vertedouros em operação.

ABSTRACT

The trunnion girders of large-span gated spillways are frequently prestressed to resist the forces generated by the reservoir thrust acting on the gates. Throughout their service life, these systems may develop pathological manifestations, such as

corrosion of the prestressing tendons, especially in arrangements where the anchorage recesses remain submerged and exposed to water percolation.

In this context, at a Brazilian hydroelectric power plant, the adopted strengthening solution consisted of the construction of reinforced concrete buttresses associated with a new rock-anchored prestressing system. The execution on an existing structure under operation revealed significant construction challenges, notably: (i) the logistics of concrete supply over long distances, requiring thermal control; (ii) the difficulties in drilling the existing concrete, due to interference from unmapped reinforcement bars and severe tool wear; and (iii) the need to revise the tieback grouting method after initial failures observed in the field.

The performance of the strengthening system was evaluated through instrumentation installed at the beam–pier interface, indicating stabilization and a tendency toward closure of the interface after execution. The results contribute to the understanding of the challenges associated with implementing structural strengthening measures in operating spillways.

1. INTRODUÇÃO

Um vertedouro é uma estrutura hidráulica destinada a escoar vazões normais (operacionais) e/ou de cheia, de forma a proteger a integridade estrutural da barragem e/ou dos diques [1]. Em vertedouros controlados, especificamente os quais fazem uso de comportas segmento, a estrutura denominada viga munhão conecta o braço metálico da comporta à estrutura de concreto do pilar.

As vigas munhão são os elementos responsáveis pela transferência das cargas das comportas para os pilares, sendo posicionadas na face de jusante do pilar e mantidas no lugar por um sistema de ancoragem protendido ou não protendido que se estende para dentro do pilar [2]. A integridade desse conjunto é essencial para a operação segura da estrutura.

Em arranjos convencionais, os nichos de ancoragem localizados a montante frequentemente permanecem em contato com a água do reservatório, criando condições propícias à percolação ao longo dos cabos de protensão. Esse cenário favorece o desenvolvimento de processos de corrosão, podendo reduzir a seção resistente das cordoalhas e comprometer o desempenho estrutural.

Mesmo com a utilização de veda-juntas e outros dispositivos de vedação, a proteção das ancoragens de protensão contra a água é difícil de ser garantida, seja pela própria permeabilidade do concreto ou por uma eventual falha na execução do nicho. Adicionalmente, é comum o nível normal do reservatório estar acima da elevação da viga munhão, favorecendo a percolação de água ao longo dos cabos de protensão até a face de jusante da viga. Esse cenário cria condições propícias ao desenvolvimento de corrosão nos cabos, podendo danificar a microestrutura do material [3].

No caso em estudo, ensaios indicaram a presença de corrosão nos cabos de protensão, enquanto a instrumentação apontou uma tendência de deslocamento da viga munhão para jusante. Visando garantir a adequada operabilidade da comporta segmento e integridade da estrutura do vertedouro, foi concebida e executada uma solução de reforço estrutural por meio de contraforte protendido. Este trabalho apresenta a execução deste reforço, com ênfase nos desafios construtivos enfrentados em campo e nas soluções adotadas durante a obra, bem como na avaliação do desempenho do sistema após sua implementação.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO

Durante a Revisão Periódica de Segurança (2020) de uma UHE no Norte do Brasil, foram identificadas eflorescências associadas à carbonatação e exsudação ferruginosa na face de jusante das vigas munhão do vertedouro controlado, concentradas nos nichos de ancoragem da protensão (Figura 1). Essas evidências indicaram possível percolação de água através do concreto de segundo estágio.



Figura 1 – Vista da face de jusante da viga munhão central e lateral direita.

Após investigações e ensaios, concluiu-se que a infiltração ocorria pelas bainhas dos cabos de protensão, com entrada pelo nicho de montante. Esse mecanismo favorece a corrosão das cordoalhas devido ao fluxo contínuo de água e renovação de oxigênio. Segundo Lei Wang [4], a corrosão pode diminuir a seção transversal de uma cordoalha protendida, contribuindo para a concentração de tensões e degradação de seu desempenho mecânico, alterando a resistência última, módulo de elasticidade e o seu alongamento.

Considerando que a eventual inoperância das comportas reduziria significativamente a capacidade de vertimento da usina (limitando-se a cheias com TR de 10 anos escoadas pelo vertedouro soleira livre), a análise das anomalias mostrou-se crítica. Para isso, foram realizados ensaios complementares, como georradar, análises da água, estudos petrográficos, resistência à compressão e reflectometria.

3. ENSAIO RIMT E INSTRUMENTAÇÃO

A inspeção direta dos cabos das vigas munhão é complexa e invasiva, exigindo a remoção de concreto, bainha e calda de injeção para acesso às cordoalhas. Como alternativa, utilizou-se o ensaio não destrutivo RIMT, que requer acesso a apenas uma extremidade do cabo, geralmente pela face de jusante, com intervenção limitada ao concreto de cobrimento da ancoragem. O método baseia-se na emissão de um impulso e análise do sinal refletido, permitindo identificar condições do aço e possíveis falhas de injeção.

Os resultados são classificados de 1 (íntegro) a 6 (severamente corroído). No caso estudado, foram identificados cabos com grau 3 de corrosão (anomalia média), com maior concentração na região do nicho de montante, reforçando a hipótese de infiltração por essa área.

Apesar de relevante, o RIMT possui caráter qualitativo, sem correlação consolidada com parâmetros quantitativos. Por isso, recomenda-se seu uso associado ao

monitoramento estrutural. No estudo, foram instalados *crackmeters* e *strain gauges* na interface viga/pilar (Figura 2), com aquisição automatizada a cada 15 minutos e correção por temperatura, permitindo avaliar deslocamentos ao longo do tempo.

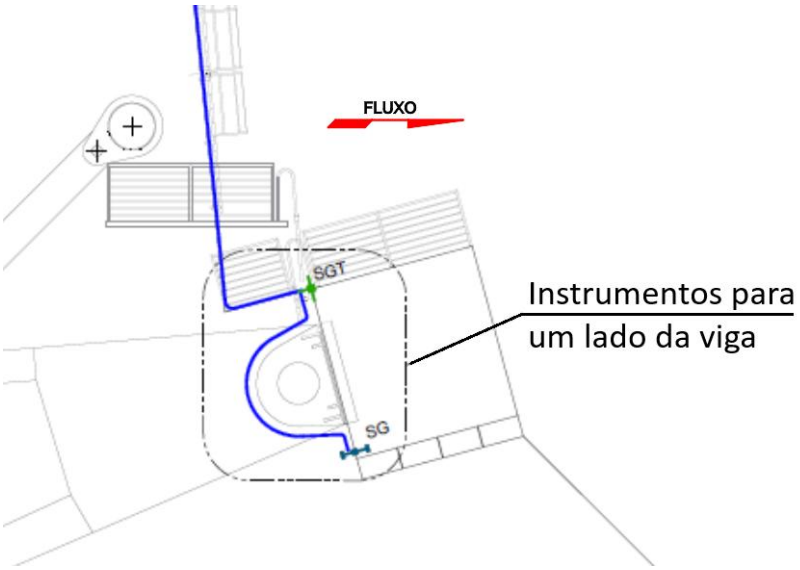


Figura 2 – Vista lateral da viga munhão - Locação dos instrumentos.

O reduzido intervalo entre leituras possibilitou a avaliação do comportamento dos deslocamentos da viga munhão durante as operações das comportas segmento ao longo do período úmido. Os instrumentos registraram respostas compatíveis com o esperado, evidenciando variações coerentes nos momentos de alívio de carga (comportas abertas) e de solicitação máxima (comportas fechadas sob nível máximo do reservatório).

Após seis meses de monitoramento, observou-se que a viga munhão central e a lateral direita passaram a apresentar tendência crescente de deslocamento no sentido do fluxo, indicando evolução de esforços de tração na interface viga/pilar, conforme é possível observar na figura 3. No mesmo período, os resultados do ensaio RIMT permaneceram estáveis quanto ao grau de corrosão, contudo, verificou-se aumento da extensão longitudinal das regiões afetadas nas cordoalhas.

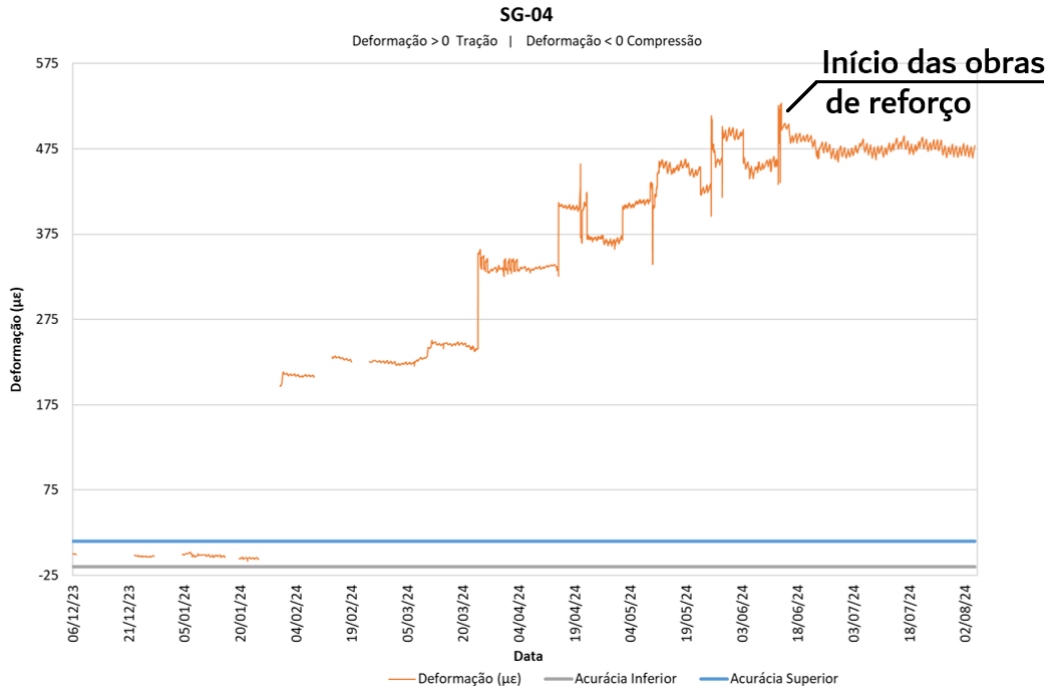


Figura 3 – Deformação no *strain gauge* SG-04 na direção do fluxo da viga munhão do pilar central de dezembro de 2023 a agosto de 2024.

Com base no volume significativo de dados obtidos e na verificação do aumento da tendência de deslocamento, inclusive durante o período úmido, no qual as comportas permaneciam abertas e, portanto, com menor solicitação na viga munhão, optou-se pela elaboração e execução de um projeto de reforço estrutural para o vertedouro controlado.

4. REFORÇO EM CONTRAFORTE PROTENDIDO

Ainda na fase de investigação da anomalia, realizaram-se ensaios com georradar, extração de testemunho e ensaio de resistência do concreto do pilar, no qual verificou-se vazios ao longo da estrutura e uma resistência média a compressão de 16 MPa Executar uma intervenção a qual dependesse de uma etapa destrutiva, como abrir uma janela no corpo do pilar, em um concreto com essas características envolve altos riscos.

O reforço teve de ser projetado para suportar a viga munhão no caso de rompimento total dos cabos e redistribuir as tensões de maneira eficiente para que a estrutura existente suportasse esses carregamentos. A solução concebida foi a de um contraforte a jusante da viga munhão, porém com um sistema de protensão ancorado na rocha de fundação do vertedouro, ilustrado na Figura 4.

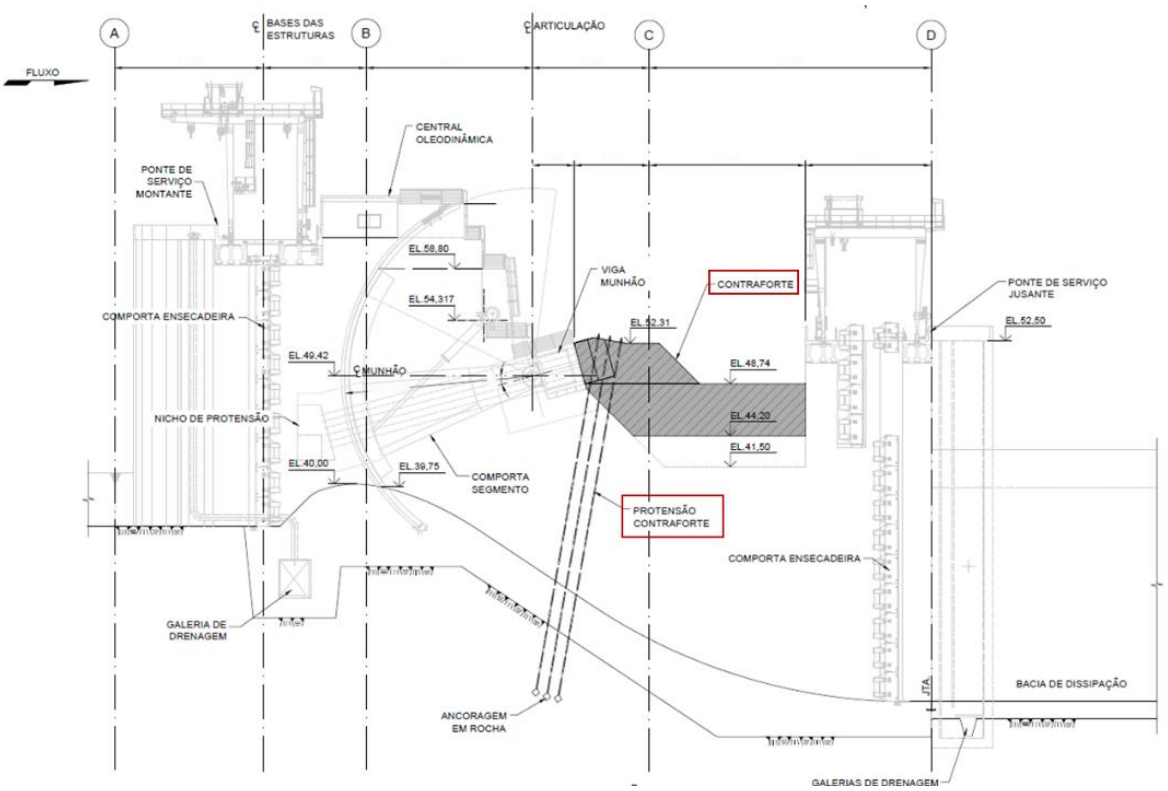


Figura 4 – Arranjo geral do contraforte protendido.

Na solução por contraforte protendido a nova força de protensão não pôde ser instalada na direção imediatamente oposta à resultante da comporta segmento. Portanto, apesar do equilíbrio de carregamentos da nova estrutura ser satisfeito também foi preciso verificar o deslocamento da estrutura após o rompimento dos cabos. Foram elaborados modelos matemáticos em elementos finitos e analisados diversos casos de carregamentos em etapas sequenciais, visando simular o acúmulo de tensões e deslocamentos ao longo da vida útil do reforço.

Especificamente para a comporta segmento do estudo de caso, o deslocamento uniforme de ambos os munhões na direção do fluxo não foi a dimensão crítica para a análise. O efeito crítico ocorre no caso de uma das vigas ter os cabos de protensão rompidos e a outra viga continuar íntegra. Desta maneira a comporta sofre um efeito de rotação, comprimindo um dos seus lados contra a peça fixa (batente) no pilar e, possivelmente, travando a estrutura e impedindo a sua operação.

Buscando avaliar a estrutura nos cenários mais condicionantes, implementou-se apoios não lineares, resistente somente a compressão, no plano do contato viga/pilar. Simulando a falta de conexão que os elementos possuem entre si, considerando o rompimento dos cabos de protensão e a não existência de armaduras passivas de ligação. Os modelos indicaram que o maior deslocamento resultante obtido na viga munhão após todas as etapas de carregamento foi da ordem de 1,4 mm, atendendo as limitações de deslocamento da comporta segmento.

5. DESAFIOS CONSTRUTIVOS

A construção da solução de reforço estrutural envolvia diversas incertezas, tanto por ser uma concepção inovadora, quanto pelas incertezas intrínsecas de uma obra de reforço, podendo ser citado os parâmetros da rocha de fundação para ancoragem do sistema de protensão.

Para realizar a ancoragem do contraforte protendido em rocha foi necessário perfurar a estrutura de concreto existente e, posteriormente ao posicionamento do sistema de protensão, preencher os furos com calda de cimento. Os parâmetros da rocha adotados para dimensionar o comprimento de ancoragem necessário estavam de acordo com dados do projeto executivo da obra do vertedouro, contudo, optou-se por encontrar uma rocha similar à da fundação em uma região próxima e realizar ensaios da ancoragem do sistema de protensão (Figura 5).

Foram no total três ensaios, com comprimento de ancoragem, diâmetro dos furos, distância entre furos, materiais do sistema de protensão e ancoragem, metodologia de execução e traço da calda de cimento de acordo com o projeto de reforço, visando simular a condição final em campo. Executaram-se todas as etapas de carregamento do sistema de protensão, finalizando com a instalação da carga de trabalho.



Figura 5 – Vista do ensaio de ancoragem.

Os ensaios passaram a ser monitorados semanalmente, com o objetivo de identificar eventuais deslocamentos, movimentações do sistema ancorado e perdas da protensão. Após dois meses, não foram verificados deslocamentos, indicando que o sistema estava atuando como esperado, não havendo perdas diferidas significativas ao longo do tempo e o comprimento de ancoragem calculado mostrava-se coerente.

Paralelamente aos ensaios de ancoragem, eram executadas as primeiras etapas de concretagem do contraforte, as quais apresentaram desafios logísticos relevantes, principalmente em relação à definição da estratégia de produção e fornecimento do concreto. Inicialmente, avaliou-se a possibilidade da montagem de uma central dosadora em campo, porém a relação entre o volume demandado e o tempo de

fornecimento necessário não justificava economicamente a instalação. Por outro lado, a produção manual foi descartada devido ao volume relativamente elevado e à dificuldade de garantir o controle tecnológico adequado nas dosagens. Diante desse cenário, optou-se pelo fornecimento por concreteira comercial.

A concreteira com capacidade e disponibilidade na região situava-se a aproximadamente 150 km da UHE. A distância significativa impôs restrições importantes à logística de transporte, especialmente quanto à temperatura do concreto durante o trajeto, ao tempo de pega e à manutenção das propriedades do concreto fresco. Para mitigar esses efeitos, foram utilizados aditivos retardadores e limitou-se o volume transportado por caminhão a 5 m³ (62,5% da capacidade total do caminhão betoneira), visando reduzir o tempo de descarga e facilitar a homogeneidade do material. Adicionalmente, parte do gelo utilizado no concreto foi adicionado somente na chegada do caminhão betoneira na UHE, com o objetivo do melhor controle da temperatura no momento da concretagem.

As atividades de perfuração do concreto existente do pilar lateral direito e central ocorreram de novembro de 2024 a julho de 2025, sendo a atividade mais longa da obra de reforço. O maior desafio a ser superado nesta etapa foi o de passar pelas barras de aço existentes na estrutura (Figura 6) sem travar as coroas diamantadas e barriletes ou desviar o alinhamento dos furos.



Figura 6 – Vista de vergalhões interceptados pela perfuração.

Como as perfurações foram projetadas para ocorrerem a uma distância segura da face externa dos pilares, a maior parte das barras interceptadas durante o processo eram de fixações de formas ou travamentos da armadura da etapa construtiva da usina, ou seja, não eram barras estruturais. A disposição dessas barras, em ângulos próximos da vertical, trouxe grandes dificuldades para essa etapa da obra, como o desgaste rápido das coroas diamantadas (Figura 7).



Figura 7 – Vista de uma coroa diamantada nova e uma coroa totalmente desgastada pela perfuração.

Ao longo de todo processo foram necessários 144 coroas diamantadas e quatro perfuratrizes para a conclusão dos furos do sistema de protensão, além da montagem de diversas plataformas de trabalho e guindastes para posicionamento dos equipamentos. Considerando a execução dos dois contrafortes, no total foram 446 m de perfuração em concreto existente e 185 m em rocha.

Após conclusão das perfurações e instalação do sistema de protensão, iniciou-se o planejamento da execução da injeção dos furos para ancoragem. Foi simulada a passagem da tubulação de injeção pelo sistema de protensão, sendo a opção mais viável a execução através de tubulação rígida de PVC.

Devido a presença de água em alguns furos, optou-se inicialmente pela troca da calda cimentícia utilizada nos ensaios de ancoragem por um graute fluído para reparos subaquáticos. Após sete dias da injeção das ancoragens, iniciaram-se as primeiras manobras de protensão. As primeiras duas foram bem-sucedidas e atingiram a carga de trabalho com o alongamento muito próximo do teórico, entretanto, a terceira rompeu o contato de ancoragem sob 50% da carga de trabalho, causando o escorregamento do sistema.

Como plano de ação, procedeu-se com a limpeza do furo através de jateamento de água pressurizada, visando limpar o furo e verificar a condição do graute. Ao decorrer desta atividade evidenciou-se a segregação do material injetado (Figura 8), o qual mesmo após sete dias não obteve cura. Não se sabe o motivo do graute para reparos subaquáticos não ter sido efetivo, uma vez que houve furos em que a injeção teve cura adequada e em outros ocorreu segregação.



Figura 8 – Graute segredado retirado do furo.

Devido às dificuldades enfrentadas na aplicação de graute, as injeções voltaram a ser executadas com calda cimentícia, mesmo nos locais com presença de água. Todos os furos executados desta maneira obtiveram sucesso na protensão.

Para os furos os quais o graute não obteve cura e após a sua reinjeção, foram executados ensaios de qualificação, sendo avaliadas as cargas de protensão e medição dos deslocamentos do sistema. A aprovação dos ensaios foi condicionada a dois requisitos: suportar a carga máxima equivalente a 140% da carga de trabalho de projeto e não ocorrer escorregamento da barra dentro de um período de 1h sob carga máxima constante.

O ensaio de qualificação da protensão foi realizado em quatro ciclos sucessivos para cada um dos furos, partindo sempre de carga nula e aplicando um carregamento crescente. Em cada ciclo, após atingir a carga prevista, mede-se o alongamento inicial e é mantida a carga por 15 minutos nos dois primeiros ciclos ou 60 minutos nos dois últimos, realizando uma nova medição ao final. Caso o alongamento permanecesse constante, o ciclo era encerrado e a carga retornava a zero. Caso houvesse redução, ou seja, escorregamento, o sistema de protensão do determinado furo estava reprovado. Somente após a aprovação dos ensaios de qualificação, iniciou-se a etapa de protensão final, utilizando a carga de trabalho prevista em projeto.

Concluído o tensionamento e instalação do sistema de ancoragem superior, os furos foram totalmente preenchidos com calda cimentícia. As cabeças das ancoragens foram protegidas com concreto moldado in loco em formato de tronco de pirâmide, com resistência característica de 25 MPa. Essa proteção possui o intuito de garantir o isolamento das ancoragens contra agentes agressivos.

Ao final da obra de reforço foram instalados guarda corpos metálicos e escadas de acesso, facilitando futuras inspeções nas vigas munhões, conforme ilustrado na Figura 9.



Figura 9 – Vista lateral da obra de reforço no pilar central e lateral direita concluída.

6. MONITORAMENTO APÓS REFORÇO

Uma das vantagens da solução de reforço por contraforte protendido foi a preservação da instrumentação previamente instalada no contato entre a viga munhão e o pilar, sem interferências durante a execução do reforço. A frequência de leituras dos instrumentos se manteve durante e após o período de obra do reforço, sendo possível averiguar a efetividade da solução adotada.

O sensor SG-04 (*strain gauge*) posicionado na direção do fluxo e do lado esquerdo da viga munhão do pilar central apresentou uma tendência de fechamento do contato viga/pilar desde o término da concretagem do contraforte no final do ano de 2024. Com a conclusão da protensão em julho de 2025, verifica-se uma nova redução das leituras e estabilização em torno de 130 μm, ilustrado no gráfico da Figura 10.

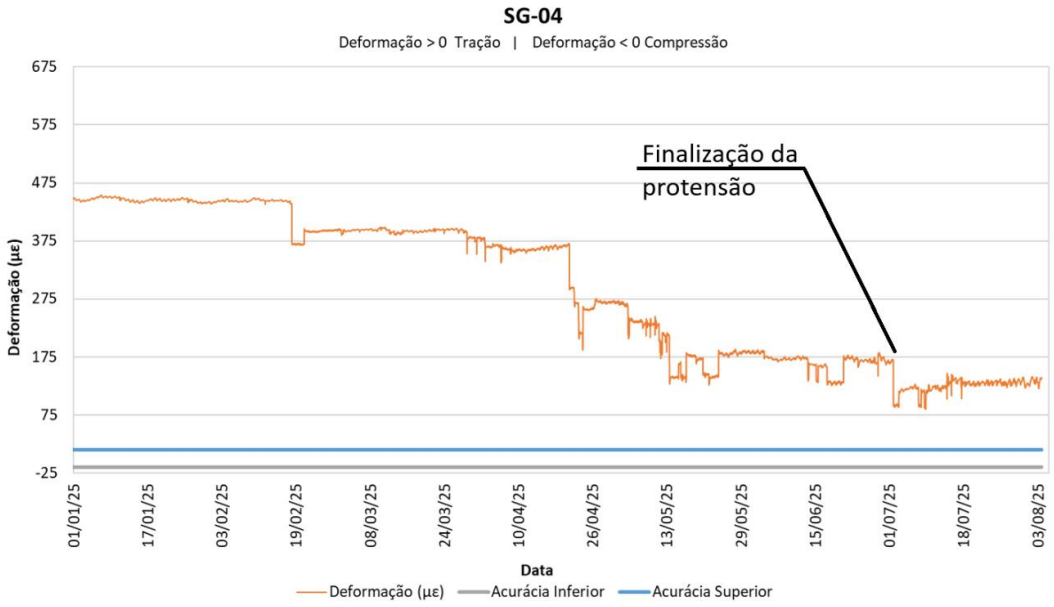


Figura 10 – Deformação no *strain gauge* SG-04 na direção do fluxo da viga munhão do pilar central ao longo do ano de 2025.

Na viga munhão do pilar lateral direito o instrumento SG-08 (*strain gauge*), posicionado na direção do fluxo e do lado esquerdo da viga, também apresentou uma tendência de redução das leituras desde a execução do contraforte, porém com medições menos estáveis quando comparado ao pilar central. Ao final da protensão nesse reforço não foram verificadas reduções tão claras quanto nas leituras do pilar adjacente, mas sim uma tendência a estabilização das deformações (Figura 11).

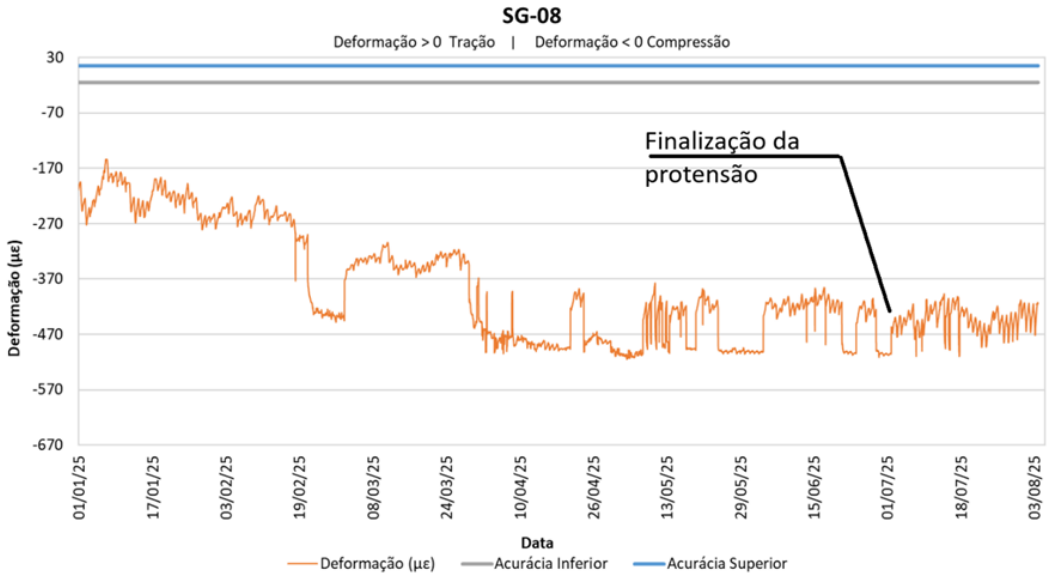


Figura 11 – Deformação no *strain gauge* SG-08 na direção do fluxo da viga munhão do pilar central ao longo do ano de 2025.

7. CONCLUSÕES

Na vasta maioria dos vertedouros, é extremamente difícil inspecionar visualmente os cabos de protensão e ainda mais complicado a sua substituição. O ensaio não destrutivo denominado RIMT juntamente com o monitoramento de deformações e deslocamentos do contato viga/pilar por instrumentos de corda vibrante mostra-se uma alternativa de acompanhar o desempenho da protensão das vigas munhão sem colocar em risco a integridade da estrutura.

O estudo de caso apresentou uma solução de reforço estrutural através da execução de contraforte protendido a jusante da viga munhão, após a constatação de corrosão nos cabos pelo ensaio RIMT e tendência de deslocamento das vigas indicado pelas leituras dos instrumentos de corda vibrante instalados no contato viga/pilar.

Verificar o comprimento de ancoragem em rocha a ser adotado, realizar a perfuração do concreto existente e dimensionar um sistema de protensão inédito em vertedouros controlados, foram alguns dos desafios do projeto apresentado.

Ao término da construção do reforço, com o uso da instrumentação previamente instalada, constatou-se que o contraforte protendido apresentou uma tendência de fechamento do contato viga/pilar para a viga munhão central e uma tendência de

estabilização das leituras na lateral direita. No entanto, o monitoramento ainda se faz necessário para o acompanhamento em longo prazo do reforço.

O caso do vertedouro apresentado contribui para o alerta e conhecimento da anomalia referente a corrosão dos cabos de protensão no contexto de uma viga munhão. Sendo de suma importância a verificação das faces de jusante das vigas protendidas durante as inspeções de segurança regular (ISR) e revisão periódica de segurança (RPS).

As medidas expostas no presente estudo solucionam as consequências de um eventual rompimento dos cabos decorrente de processos de corrosão, contudo, trata-se de ações de caráter reativo frente à anomalia identificada. É importante desenvolver o projeto dos futuros vertedouros controlados com o objetivo de evitar o contato permanente entre a água do reservatório e as ancoragens de protensão, priorizando uma abordagem preventiva em detrimento de intervenções posteriores à manifestação do problema.

8. PALAVRAS-CHAVE

Vertedouro, viga munhão, protensão, corrosão, reforço.**Erro! Indicador não definido.**

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] – Bureau of Reclamation. “Appurtenant Structures for Dams (Spillways and Outlet Works) Design Standard”, Fevereiro, 2022

[2] – EM 1110-2-2702. “Design of spillway tainter gates. U.S. Army Corps of Engineers. Washington”, DC, 2000.

[3] – Darmawan, M.S., Stewart, M.G. “Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girder”, 2007.

[4] – Wang, Lei. “Strand Corrosion in Prestressed Concrete Structures”, Gateway East, Singapura, 2023.



Marcos Antonio DALCIN Junior
Engenheiro Civil, com 23 anos de experiência em obras de Engenharia com ênfase nas áreas de Usinas Hidrelétricas e Grandes Barragens, no Brasil e no exterior. Graduado pela Universidade Federal do Paraná (UFPR), Mestre pela *ENS-Cachan – Master 2 Recherche*.**Erro! Indicador não definido.**

	**Kauê TAKASE** É Engenheiro Civil, com 15 anos de experiência em obras de Engenharia com ênfase nas áreas de Usinas Hidrelétricas e Grandes Barragens, no Brasil e no exterior. Graduado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), possui Pós-Graduação Lato Sensu pela Escola Politécnica da USP em Gestão de Projetos na Construção e pelo IDD Educação Avançada em Segurança de Barragens.
	**Bianca GENEROSO** É Engenheira Civil, com 4 anos de experiência em obras de Engenharia com ênfase nas áreas de Usinas Hidrelétricas e Grandes Barragens, no Brasil e no exterior. Graduada pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná.
	**Rosidilson do Socorro Oliveira GOMES** Engenheiro Civil com 6 anos de experiência em obras de engenharia, com atuação predominante em Usinas Hidrelétricas e Grandes Barragens no Brasil. Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Serra Dourada do Pará, possui pós-graduação em Gestão de Projetos, Engenharia Geotécnica, Engenharia da Qualidade e Engenharia de Segurança do Trabalho pelo Centro Universitário Faveni (Unifaveni).

Comitê Brasileiro de Barragens
I Encontro sobre Modernização, Repotenciação e Reversibilidade de Usinas
Tema MR.3
Belém – PA, 21 de setembro de 2026

RUPTURA DE FUNDAÇÃO EM GALERIA DE CONCRETO ARMADO: RETROANÁLISE E SOLUÇÃO DE REFORÇO COM SUBFUNDAÇÃO EXTERNA POR ESTACAS RAIZ

Gabriel Di Marcantonio MENDES
Engenheiro Civil – G5 Engenharia

Gabriel Proença FERREIRA
Engenheiro Civil – G5 Engenharia

Joaquim Monteiro Garcez DUARTE
Msc. Eng. Civil Geotécnico – G5 Engenharia

RESUMO

O presente artigo apresenta o estudo de caso de uma galeria de concreto armado pertencente ao circuito de alta pressão de uma usina hidrelétrica, que apresentou recalques diferenciais excessivos durante a fase de implantação do aterro sobre a estrutura. A fundação original era composta por estacas raiz embutidas em rocha, porém deslocamentos progressivos da ordem de 110 mm foram observados na junta entre a galeria e a tomada d'água, demandando ações emergenciais. A investigação contemplou análise documental, retroanálise geotécnica e estrutural, avaliação dos ensaios executivos das estacas e interpretação dos deslocamentos observados em campo. Os resultados indicaram indícios de subdimensionamento estrutural das estacas no trecho embutido em rocha, além da adoção de parâmetros geotécnicos incompatíveis com as características deformacionais do maciço coluvionar de fundação. Como solução de reforço, foi concebido um sistema de subfundação externa composto por estacas raiz complementares conectadas lateralmente à galeria por consolos de concreto armado, evitando intervenções internas que comprometessem a estanqueidade da estrutura hidráulica. O reforço foi dimensionado por meio de modelagem numérica em elementos finitos, considerando a interação solo-estrutura e as condições operacionais da galeria pressurizada. A solução adotada permitiu restabelecer a segurança estrutural e geotécnica da obra, demonstrando a importância da adequada avaliação deformacional das fundações em estruturas hidráulicas enterradas.

ABSTRACT

This paper presents a case study involving a reinforced concrete gallery belonging to the high-pressure circuit of a hydroelectric power plant, which experienced excessive differential settlements during the embankment construction phase above the structure. The original foundation system consisted of root piles socketed into rock; however, progressive displacements of approximately 110 mm were observed

at the joint between the gallery and the intake structure, requiring emergency interventions. The investigation included document review, geotechnical and structural back-analysis, assessment of pile construction tests, and interpretation of field-monitored displacements. The results indicated evidence of structural underdesign of the piles in the rock-socketed հատված, as well as the adoption of geotechnical parameters incompatible with the deformational behavior of the colluvial foundation soil. As a strengthening solution, an external underpinning system composed of additional root piles laterally connected to the gallery through reinforced concrete brackets was designed, avoiding internal interventions that could compromise the watertightness of the hydraulic structure. The reinforcement system was designed through finite element numerical modeling considering soil-structure interaction and the operational conditions of the pressurized gallery. The adopted solution successfully restored the structural and geotechnical safety of the structure, highlighting the importance of properly evaluating deformational behavior in foundations of buried hydraulic structures.

1. INTRODUÇÃO

A segurança e o desempenho estrutural de obras hidráulicas são assegurados através da capacidade de simulação do comportamento do elemento estrutural sobre as condições de contorno hidráulicas e geotécnicas que o cercam, especialmente em estruturas sujeitas a elevados gradientes hidráulicos e carregamentos complexos. Nesse contexto, a iteração da estrutura com o maciço a qual ele está apoiado é um item fundamental no processo de dimensionamento das estruturas, estando o comportamento diretamente ligado à capacidade de suporte da fundação e no potencial de deformação decorrente das diferentes hipóteses de carregamento que a estrutura estará submetida ao longo de sua vida útil.

Em obras hidráulicas, a avaliação da necessidade de uma fundação competente não está apenas associada à capacidade de suporte do terreno, mas também a permeabilidade. Para barragens de concreto, é fundamental que a estrutura seja assente em fundação competente, capaz de suportar atos níveis de pressão devido ao peso da estrutura e possuir permeabilidade baixa, para evitar a fuga da água e até mesmo o processo de *piping* pela fundação. Para elementos mais leves, como tomadas de água, galerias e condutos de adução, nem sempre é necessário apoiar a estrutura em rocha, podendo ser adotadas soluções com estacas ou até mesmo fundação superficial, a depender do grau de conhecimento do comportamento do material da fundação e dos níveis de tensões e deformações esperados.

Nesse contexto, o presente artigo tem o objetivo de apresentar o estudo de caso de uma galeria de concreto enterrada, posicionada a jusante da tomada de água alta pressão que apresentou recalques excessivos durante o período de implantação da usina. A estrutura composta de 2 galerias possui cerca de 40 m de comprimento com 3,00 m de transição entre estrutura de concreto e conduto metálico.

A fundação original era composta pelo grupo de 4 estacas raiz por galeria, com diâmetro nominal de 410 mm e engastadas 3,00 m em rocha. No entanto, após a construção da estrutura e início do lançamento do aterro que ficaria sobre ela, a galeria apresentou recalques diferenciais significativos, observados a partir dos afastamentos da junta de contração entre a galeria e a tomada d'água.

Os deslocamentos registrados atingiram valores da ordem de 110 mm na região de junta e com tendência progressiva, sendo necessária ações emergenciais, incluindo a retirada do aterro sobre a estrutura e a implementação de um sistema de reforço de fundação. A solução adotada consistiu na execução de estacas raiz complementares, também embutidas 4,00 m em rocha, posicionadas nas laterais da galeria e conectadas à estrutura existente através de consolos de concreto armado.

2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA E FUNDAÇÃO

As galerias de concreto fazem parte do circuito de alta pressão da usina, sendo o trecho localizado imediatamente a jusante da tomada de água de alta pressão, sendo responsável pela transição entre a captação da água na câmara de carga e escoamento pressurizado no conduto metálico. Este item apresenta as características

da estrutura, os carregamentos solicitantes sobre ela e a caracterização geológico geotécnica da fundação, assim como a fundação original executada.

2.1 Galeria de concreto

A galeria apresenta seção transversal trapezoidal com seção livre interna de escoamento quadrado com lado de 3,20 m de comprimento. A espessura mínima das paredes é de 0,80 m construídas com concreto convencional com resistência característica f_{ck} de 30 MPa na camada interna das paredes e lajes e 16 MPa no restante da estrutura.

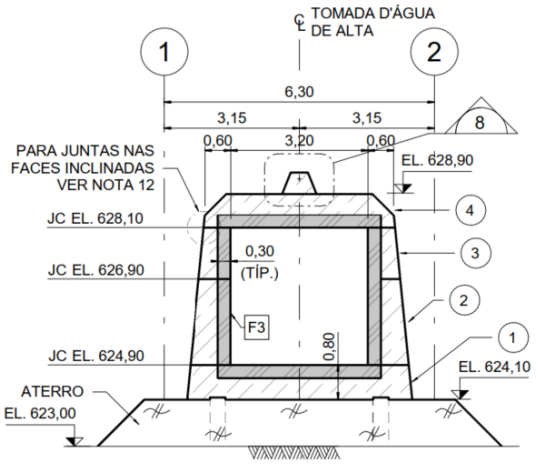


Figura 1 - Seção transversal da galeria de concreto

Longitudinalmente a galeria possui um comprimento total de 38,70 m dividido em dois trechos separados por uma junta de contração localizada após a mudança de direção do escoamento. A partir desse ponto inicia-se o primeiro trecho de declividade acentuada correspondente ao circuito de alta pressão.

A mudança de direção do fluxo ocorre através de uma inflexão, caracterizada por um ângulo de 11,15º, introduzindo esforços adicionais hidrodinâmicos na estrutura, associados à variação da quantidade de movimento do fluido.

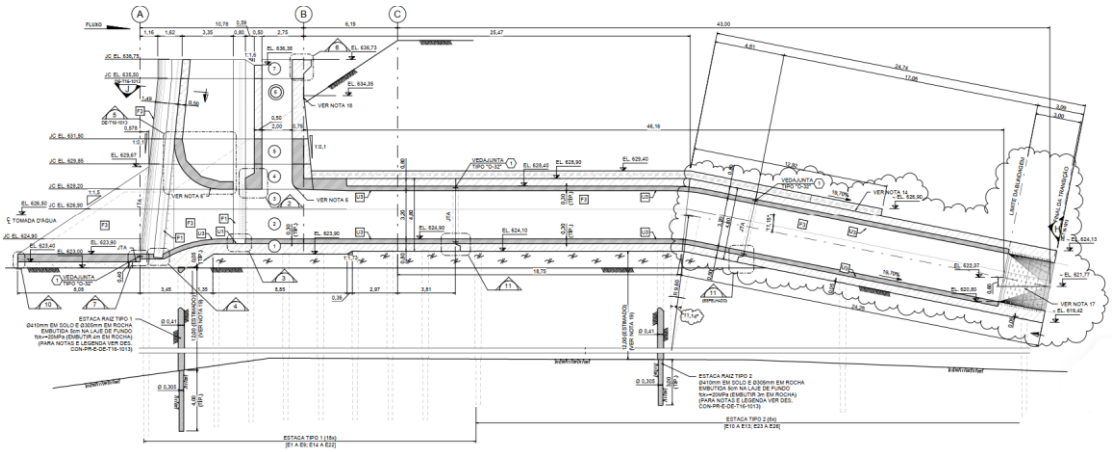


Figura 2 - Seção longitudinal da galeria

Os carregamentos atuantes na estrutura e determinantes para o dimensionamento estrutural e geotécnico são os seguintes: peso próprio da estrutura, peso próprio do solo sobre a estrutura, empuxo de terra, pressão hidrostática interna em função da variação dos níveis de água associados aos tempos de recorrência de projeto [1] e esforço hidrodinâmico devido a mudança de direção na galeria.

2.2 Contexto geológico-geotécnico e características da fundação

A região de implantação da usina está inserida no encontro dos arenitos da Formação Pirambóia, constituído de litologias arenosas, friáveis com raros afloramentos e da formação Rio do Rasto, caracterizada por siltitos vermelhos e roxos esverdeados [2]. No trecho específico de implantação da tomada de água de alta pressão e da galeria de concreto, o perfil geotécnico é composto por uma camada superficial espessa de solo coluvionar, com presença significativa de depósitos de tálus.

O topo do maciço rochoso competente encontra-se a uma profundidade aproximada de 10,00 m em relação ao terreno natural. A camada sobrejacente, predominantemente coluvionar, apresenta elevada heterogeneidade granulométrica e estrutural, com blocos de rocha imersos em matriz fina, característica típica de depósitos de tálus, o que implica comportamento mecânico complexo, com baixa rigidez e maior suscetibilidade a deformações quando submetida a carregamentos adicionais.

Esse contexto geotécnico se mostra particularmente desfavorável do ponto de vista deformacional, uma vez que a espessura significativa de material compressível, associada à variabilidade das propriedades geomecânicas, contribui para o desenvolvimento de recalques diferenciais, especialmente quando há incremento de tensões verticais decorrentes da execução de aterros ou carregamentos estruturais.

Avaliando-se o projeto executivo original, percebe-se uma previsão de comportamentos distintos entre a estrutura da tomada de água e a galeria de concreto. Com base no arranjo do estaqueamento do projeto de fundação, a Tomada de Água possui duas linhas de estacas espaçadas entre si em 6,00 m eixo a eixo. O espaçamento entre estacas foi dimensionado em 2,30 m eixo a eixo, cerca de 5,60 diâmetros de espaçamento, totalizando 18 estacas raiz DN 410 com 4,00 m embutidos em rocha.

Na galeria o estaqueamento proposto mantém duas linhas de estacas, espaçadas entre si em 3,80 m eixo a eixo, contudo no sentido longitudinal o espaçamento foi de 12,00 m, correspondendo a 4 estacas por trecho de galeria, embutidas 3,00 m em rocha, localizadas próximas às extremidades da galeria.

A capacidade de carga geotécnica das estacas foi calculada conforme proposto pelo método de Teixeira [3] específica para estacas raiz. A carga admissível considerando resistência de ponta e lateral foi determinada conforme NBR 6122 [4], com fator de segurança 2,0, resultando em estacas que suportam a carga da ordem de 127 tf cada, sendo 12,00 m de estaca executadas em solo e 4,00 m em rocha.

No dimensionamento estrutural, foram adotadas 6 barras de 16 mm de diâmetro para suportar as componentes horizontais resultantes do modelo numérico e a carga vertical máxima solicitante da estaca.

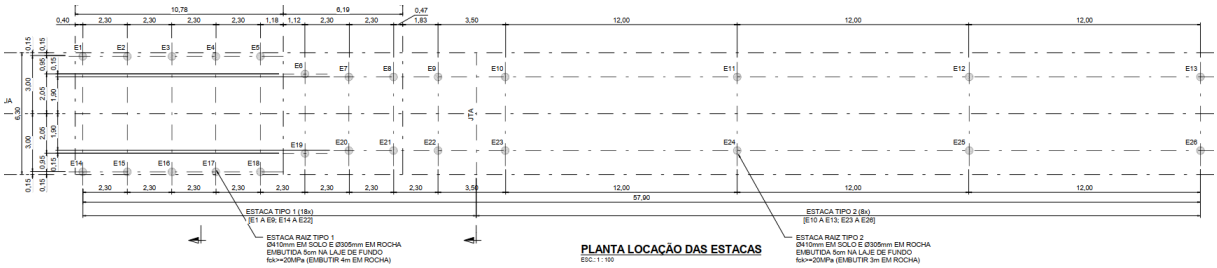


Figura 3 - Planta de locação das estacas

3. ENSAIOS REALIZADOS

Com base nos boletins de execução das estacas, todas atingiram os comprimentos necessários previstos em projeto, com 5,00 m de profundidade embutida em rocha.

Quanto a resistência a compressão da argamassa das estacas, o projeto previa fck mínimo de 20 MPa, conforme mínimo estipulado na NBR 6122 [4], com consumo de cimento de 600 kg/m³ de argamassa e relação água/cimento menor ou igual a 0,60. A amostragem de corpos de prova para execução dos ensaios seguiu as prescrições da NBR 5739 [5]. Foram executados ensaios nas idades de 3, 7 e 28 dias e todos os corpos de prova apresentaram a resistência mínima solicitada em projeto ao final dos 28 dias, Figura 4 apresenta os resultados obtidos.

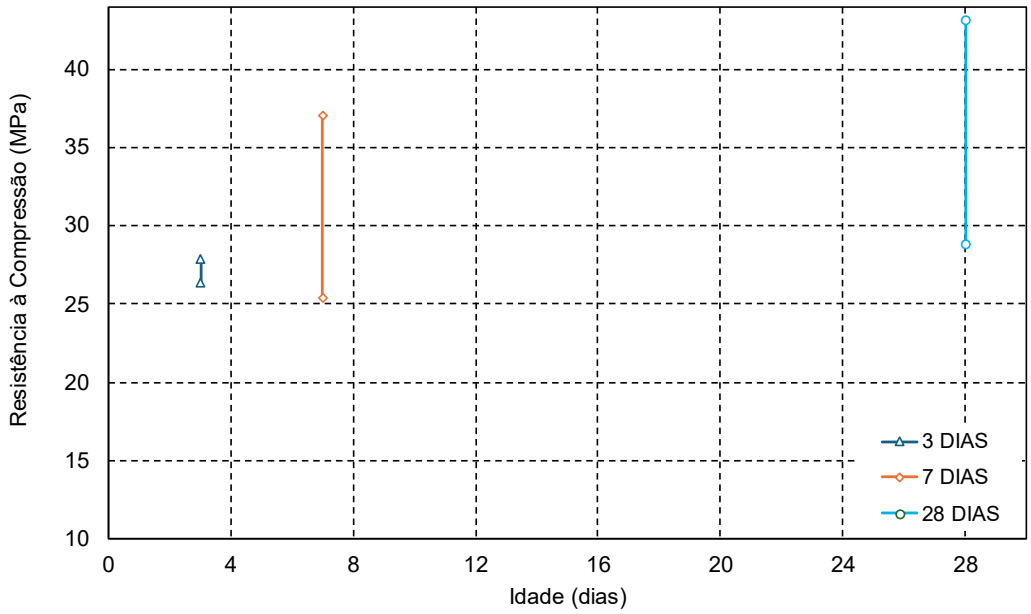


Figura 4 - Ganho de resistência da argamassa das estacas raiz

Após o período mínimo de ganho de resistência da argamassa das estacas, foi realizado a execução de uma prova de carga estática (PCE) em uma estaca teste da obra, utilizando as utilizando as estacas E9, E8, E21 e E22 como estacas de reação. A carga de ensaio foi definida como o dobro da carga de trabalho (254 tf) e foi realizado com carregamento tipo lento a compressão, conforme item 8.2.4 da NBR 16903 [6].

Destaca-se que a argamassa utilizada na estaca teste apresentou resultado de resistência a compressão aos 28 dias de 31,6 MPa.

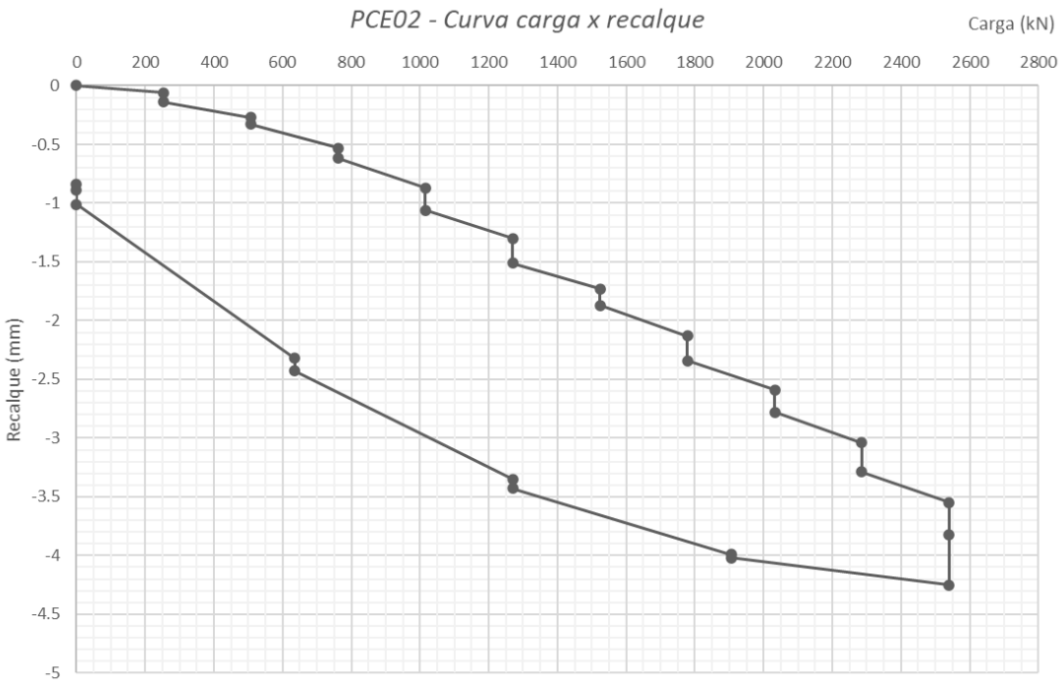


Figura 5 - Prova de carga estática na estaca teste da obra

Como observado na curva carga x recalque do ensaio realizado, a estaca apresenta o comportamento de ruptura física, onde não é observado uma tendência de ruptura nítida da estaca em que não é possível definir o valor da capacidade de carga de maneira imediata, sendo necessário adotar um critério de interpretação para definir esse valor [7]. Contudo, sabendo-se que se trata de uma estaca de ponta, ou seja, assente sobre material muito resistente, a capacidade de carga da estaca pode ser limitada pela resistência estrutural.

4. MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E DIGNÓSTICO DA FUNDAÇÃO

Após seis (6) meses de execução das estacas da fundação, com estrutura da galeria finalizada e tomada de água parcialmente concretada, iniciou-se o lançamento do aterro sobre a galeria, atividade que foi finalizada em aproximadamente 30 dias.



a) b)

Figura 6 - Execução do dique. a) Vista por montante. b) vista pela direita hidráulica

Próximo a atingir a cota final do aterro, foram observados os primeiros deslocamentos da estrutura, medida em 20 mm a primeira oportunidade e, cerca de uma semana após a finalização do aterro, o deslocamento medido na junta entre a Galeria 1 e a estrutura da Tomada de Água era da ordem de 110 mm. Adicionalmente, além do deslocamento vertical, foi observado afastamento das juntas, indicando que a estrutura estava em tendência de deslocamento horizontal, que era plausível tendo em vista que a galeria estava posicionada no trecho de transição entre o escoamento sub-horizontal e a queda do circuito de alta pressão (Figura 7).



a) b)

Figura 7 – Deslocamento da junta da galeria com a tomada de água. a) deslocamento vertical. b) deslocamento horizontal

O dimensionamento estrutural da fundação original foi realizado por meio de análise da seção de concreto armado à flexo-compressão. Ao analisar o memorial de cálculo, nota-se que foi verificada apenas a seção de maior diâmetro (trecho em solo), não sendo realizada a verificação estrutural do trecho de seção reduzida (trecho em rocha). Além disso, não foi levado em consideração o peso próprio das estacas como

esforço solicitante adicional, sendo considerado apenas as reações na cabeça das estacas obtidas pelo modelo numérico.

Ao se realizar a análise da seção com diâmetro igual a 305 mm com adição do peso próprio, é possível constatar que a seção não atende aos fatores de segurança para o Estado Limite Último (ELU).

Ainda, o valor de tensão admissível adotado para o solo de apoio das galerias no projeto original, o qual foi utilizado para definição dos apoios elásticos do modelo numérico, foi de 1,5 kgf/cm². Efetuando-se uma retroanálise desse valor, a partir de uma referência prática que correlaciona o N_{SPT} com a capacidade admissível do solo [8], seria necessário um solo com resistência a penetração da ordem de 8 golpes, que não é o caso observado nos boletins de investigação da região, onde apresentam camadas superficiais com NSP atingindo até 4-5 golpes.

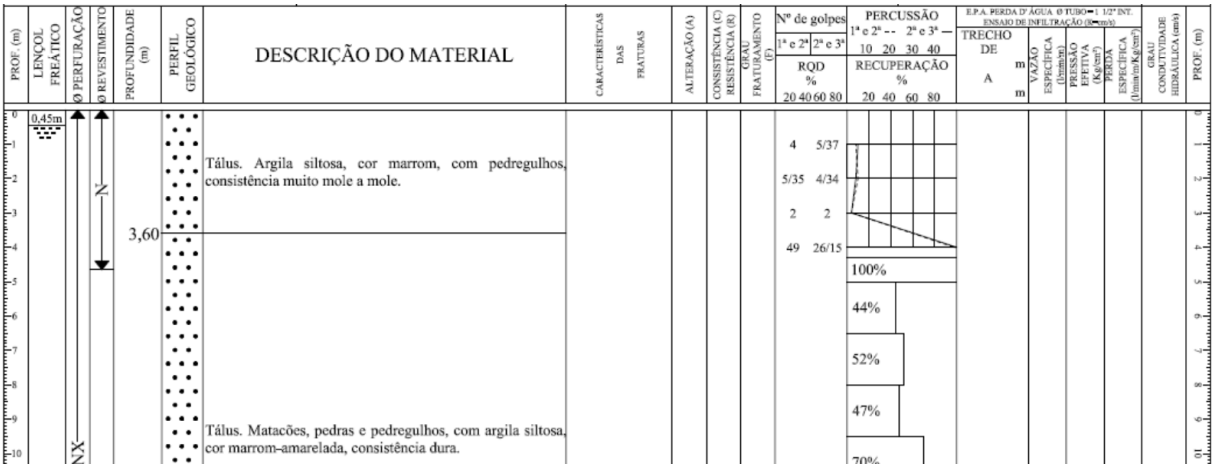


Figura 8 - Boletim de sondagem na área de implantação da tomada de água de alta pressão

Sendo assim, o subdimensionamento da seção de concreto armado e o indício de que as estacas possam ter absorvido uma carga maior do que a esperada pelo modelo numérico, corroboram para o entendimento de que a ruptura das fundações tenha sido de natureza estrutural.

5. REFORÇO DE FUNDAÇÃO

Levando-se em consideração que as galerias são estruturas hidráulicas que, ao longo da sua vida útil, irão operar pressurizadas com níveis variando de 10 a 13 m.c.a., a solução de reforço deveria evitar zonas de possível percolação, mantendo a estanqueidade do sistema. Sendo assim, foram vetadas soluções que necessitassem de furos na face interna da galeria, como subfundação por micro estacas na laje de fundo, evitando o surgimento de zonas de percolação da água e possíveis vazamentos durante a operação.

Desta maneira, a solução para reforço da fundação manteve o conceito do projeto original de adoção de estacas do tipo raiz, tendo em vista as condições geológicas

locais, sendo a ligação das novas estacas com a estrutura existente dada por meio de consolos engastados nas faces externas das paredes da galeria.

Para a Galeria 1 foram concebidos 4 consolos, sendo os 2 de montante com 5 estacas cada e os 2 de jusante, 2 estacas cada, totalizando 14 estacas. Já para a Galeria 2, foram adotados 6 consolos, com 1 estaca para cada consolo. As figuras a seguir apresentam a geometria do reforço adotado.

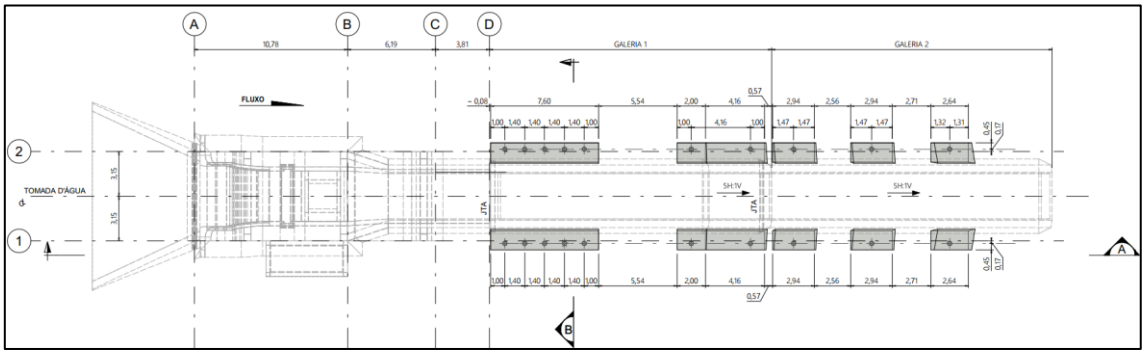


Figura 9 – Reforço de fundação – Planta

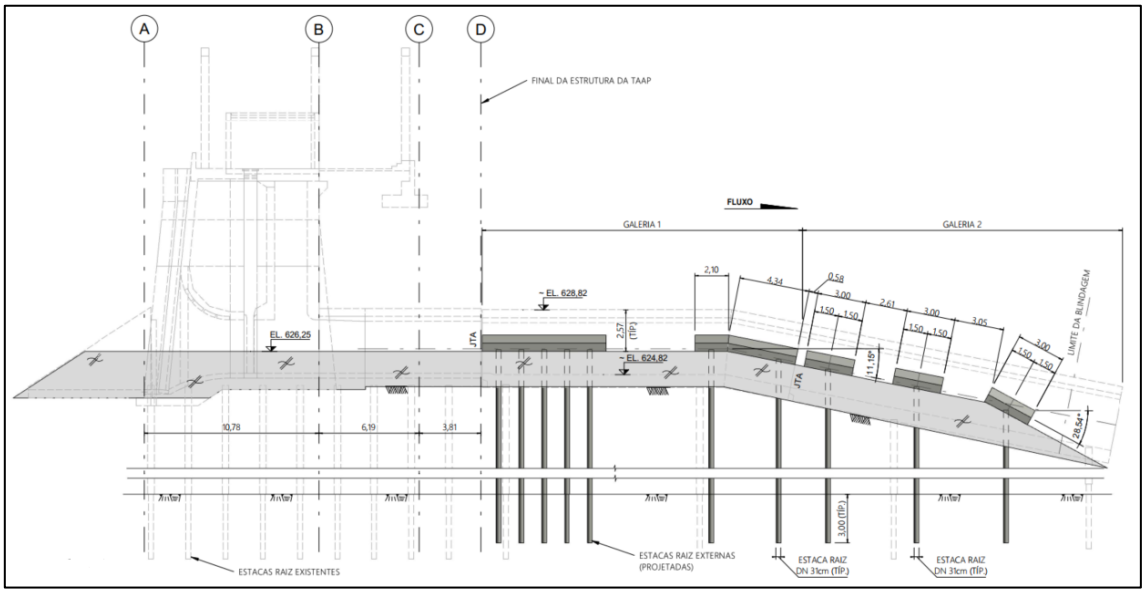


Figura 10 – Reforço de fundação – Corte A

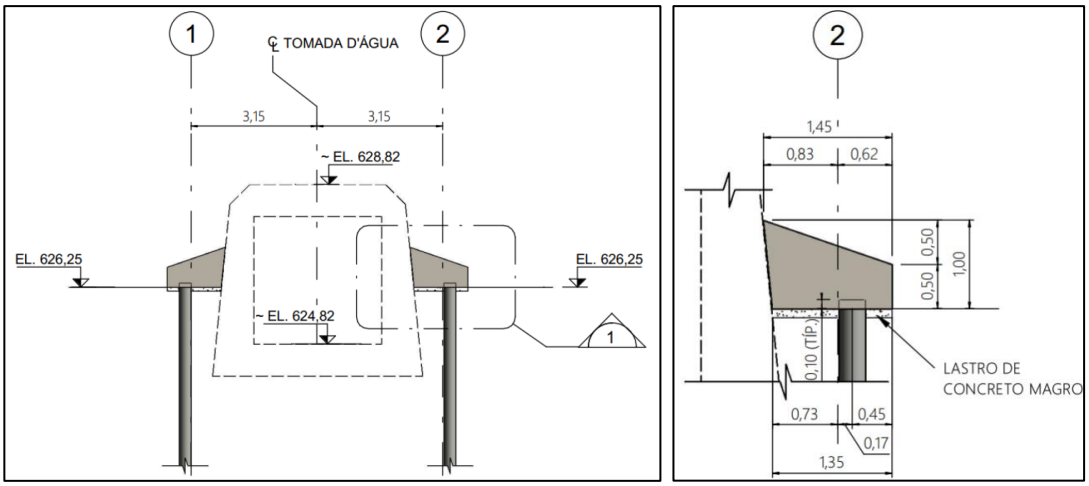


Figura 11 – Reforço de fundação – Corte B

A posição dos consolos nas paredes foi definida buscando minimizar a necessidade de escavação do dique de solo, que já estava executado, resultando em uma concepção estrutural que suspende a estrutura lateralmente. Desta maneira, foi estudada uma altura para os consolos na qual o peso próprio das paredes e laje de topo e as armaduras existentes fossem suficientes para combater os esforços de tração vertical gerados pela nova solução.

Para o dimensionamento, foram elaboras modelos numéricos para análise em elementos finitos, sendo as galerias e consolos modelados como elementos de área e as estacas como elementos de barra. A seguir serão apresentadas figuras que ilustram as considerações do modelo numérico da Galeria 1, sendo as considerações para a Galeria 2 análogas.

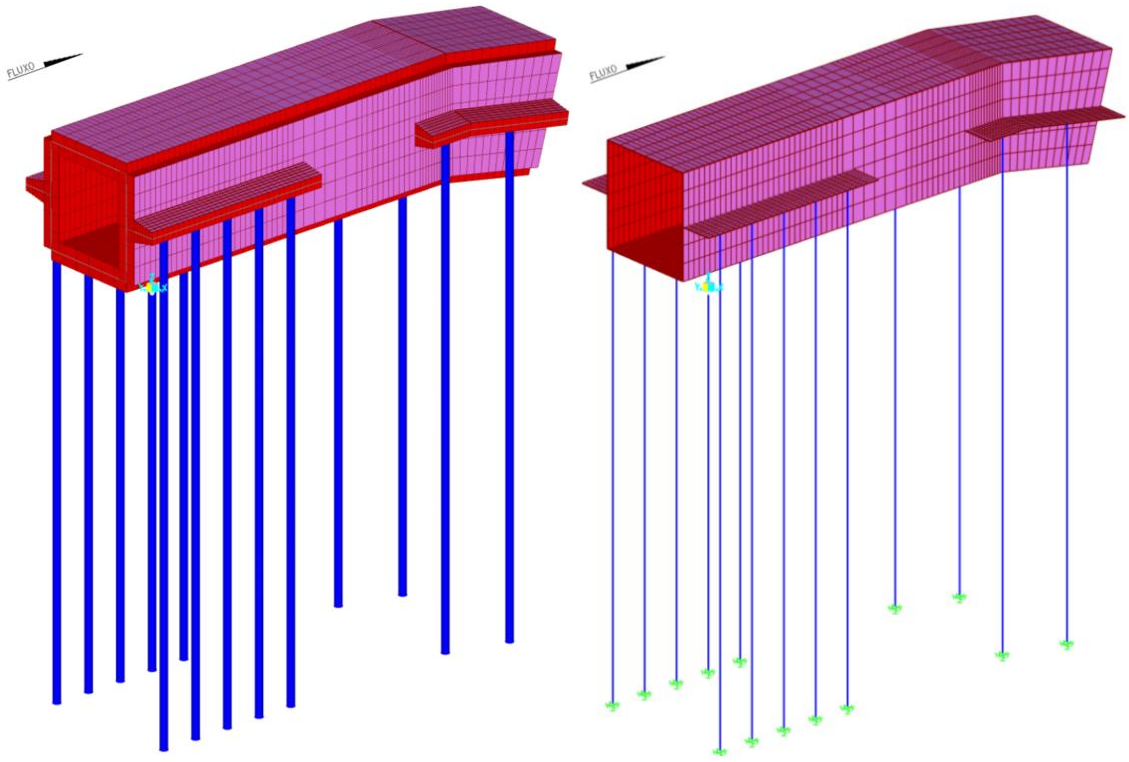


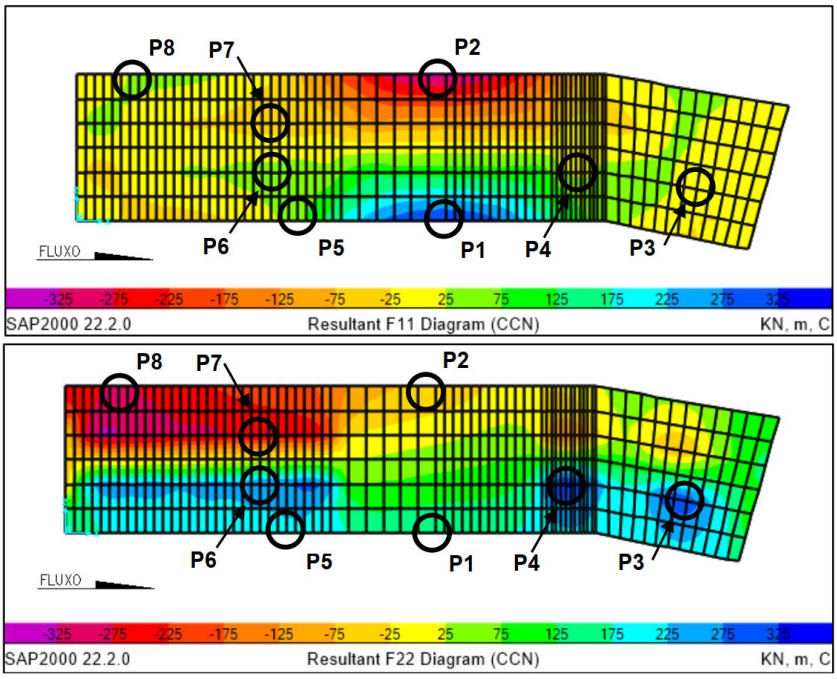
Figura 12 – Modelo numérico – Galeria 1

Como condição de contorno foram adotadas molas verticais e horizontais representando o apoio das estacas no arenito. De maneira conservadora, foram desprezadas as contribuições dos apoios elásticos na laje de fundo ou as estacas existentes.

Foram considerados como carregamentos o peso próprio da estrutura, peso próprio do solo sobre a estrutura, empuxo de terra, pressão hidrostática interna em função da variação dos níveis de água associados aos tempos de recorrência de projeto [1] e esforço hidrodinâmico devido a mudança de direção na galeria.

A estrutura existente da galeria foi verificada com base nos esforços obtidos pelo modelo numérico e as armaduras existentes. Foram selecionados os pontos de maiores esforços por elemento estrutural e inseridos na envoltória de resistência da seção de concreto armado à flexão composta. Como geometria, considerou-se uma seção de 0,80 m de espessura e armaduras de Ø16 mm espaçadas em 0,20 m em ambas faces e direções das lajes e paredes.

A tensão de escoamento do aço CA-50 foi reduzida para f_{yd} = 230 MPa e f_{yd} = 300 MPa para os casos de carregamento normais e excepcionais, respectivamente, dispensando a necessidade de verificação de aberturas de fissuras.



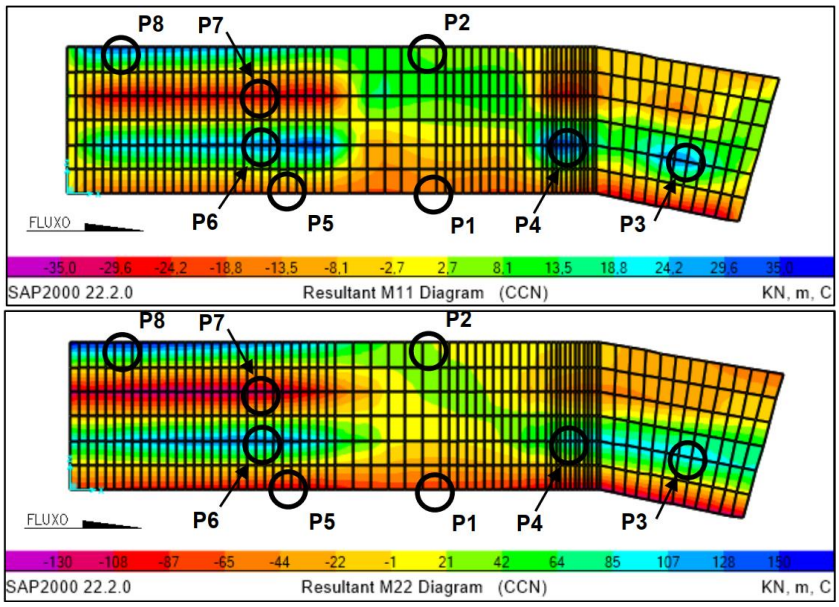


Figura 13 – Esforços nas paredes

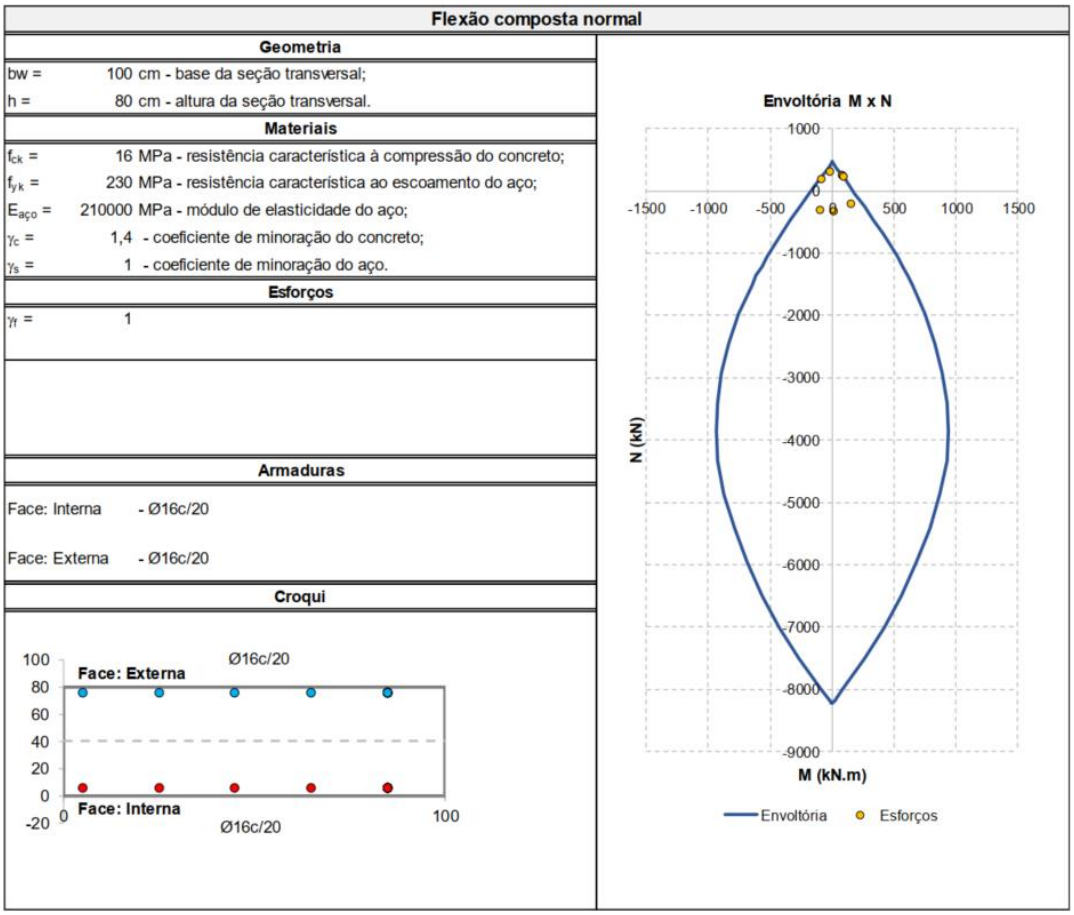


Figura 14 – Verificação da estrutura existente – Paredes

Embora denominados como “consolos” no projeto, a classificação destas estruturas perante a NBR 6118 é como “laje em balanço”. Desta maneira, os consolos foram dimensionados à flexão, cisalhamento e punção como lajes. O concreto especificado

para os consolos foi o C35 (f_{ck} = 35 MPa) e armadura do consolo mais solicitado é apresentado na Figura 15.

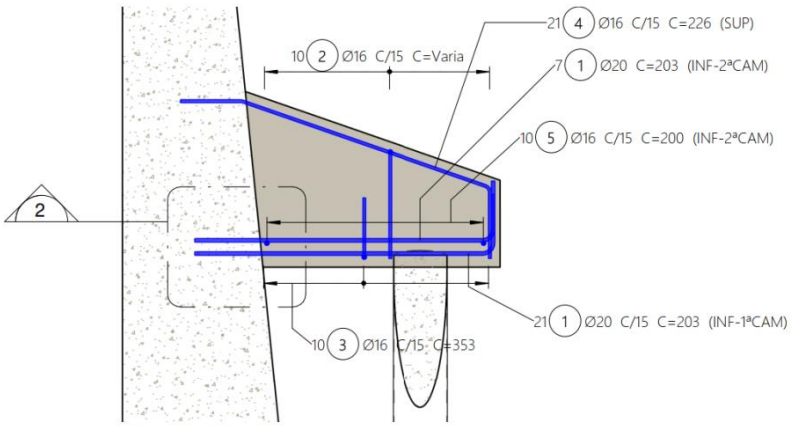


Figura 15 – Armaduras consolo

A solicitação máxima nas estacas foi de 116,6 tf, considerando com a consideração de peso próprio das estacas. Foram verificadas as seções em solo com diâmetro efetivo de 270 mm e em rocha, com diâmetro de 220 mm, resultando em armaduras longitudinais de 6 Ø20 e 6 Ø25 para o trecho em solo e em rocha, respectivamente.

A capacidade de carga geotécnica das estacas foi calculada pelo método de Poulos & Davis, considerando um trecho de embutimento em rocha igual a 3,0 m e resultando em uma capacidade de carga admissível de 145,3 tf com fator de segurança F.S. = 2,0.

Por fim, tendo em vista os danos causados pela movimentação da estrutura na junta de contração, foi elaborado um projeto de recomposição e impermeabilização interna da junta. Foi prevista a adoção de poliuretano elastomérico flexível associado ao uso de manta PEAD fixada com chapas metálicas. A Figura 16 apresenta o detalhe de projeto e, A Figura 17, a impermeabilização executada.

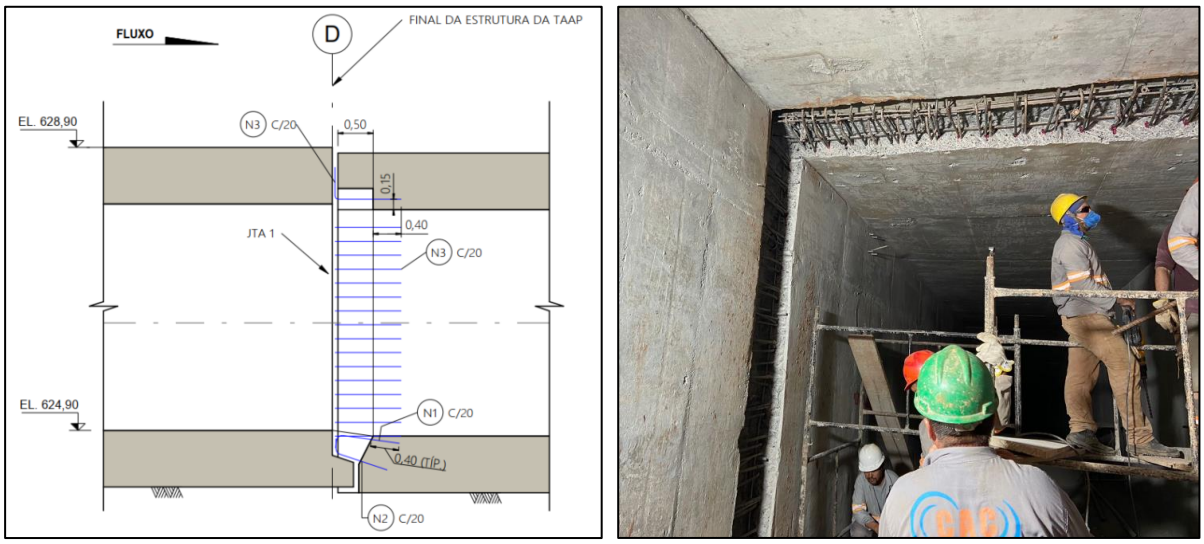


Figura 16 – Armaduras de recomposição

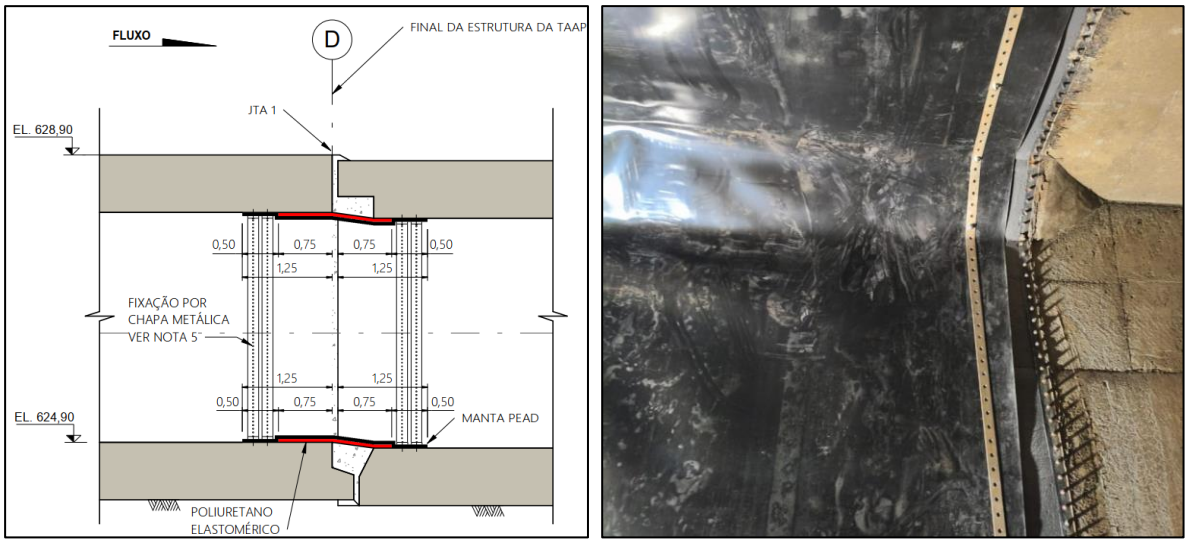


Figura 17 – Impermeabilização

5.1 MONITORAMENTO PÓS-RECUPERAÇÃO

Como parte do sistema de acompanhamento do comportamento da estrutura, foi implantado um programa de instrumentação geotécnica ao longo do dique de fechamento, na região de inserção da tomada d'água e da galeria enterrada. O sistema é composto por 8 marcos superficiais (MS), destinados ao monitoramento de deslocamentos verticais e horizontais da superfície do terreno; 12 piezômetros do tipo Casagrande (PZ), instalados em diferentes cotas para o acompanhamento do nível piezométrico no maciço; 8 medidores de nível d'água (MNA), posicionados em contato com o substrato rochoso ou com o maciço de solo, conforme a seção; 2 medidores de vazão (MV), voltados ao controle de eventuais percolações; e 2 tassômetros (TAS), para monitoramento de recalques em pontos específicos da fundação. A Figura 18 apresenta uma planta de localização dos instrumentos.

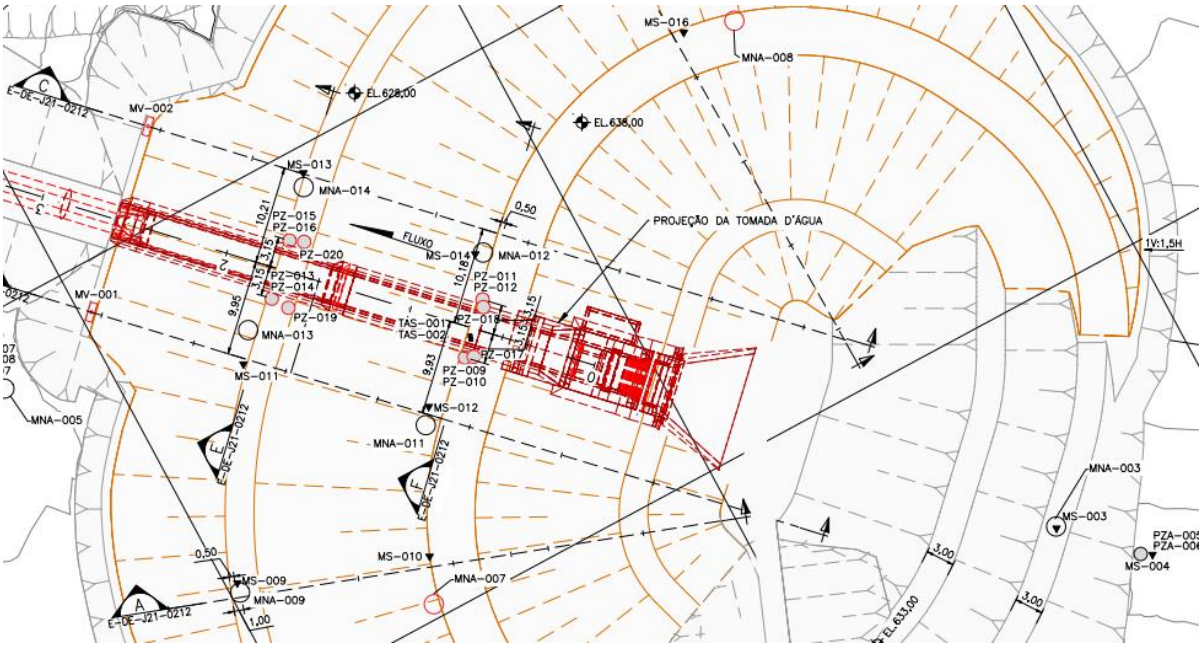


Figura 18 – Planta de localização dos instrumentos

As leituras da instrumentação são realizadas e analisadas de forma regular pela equipe de operação da usina, compondo parte da rotina de acompanhamento da segurança da estrutura. Desde a ocorrência dos deslocamentos relatados neste trabalho e a execução do reforço de fundação, não foram identificadas leituras anômalas nos instrumentos monitorados. Os registros de marcos superficiais e tassômetros não indicam tendências de recalque, e as leituras de piezômetros, medidores de nível d'água e medidores de vazão mantêm-se consistentes ao longo do tempo, sem variações que sugiram processos de percolação excessiva ou de erosão interna no maciço de fundação.

6. CONCLUSÕES

O estudo de caso apresentado evidencia a relevância da adequada consideração da interação solo-estrutura no projeto de fundações de estruturas hidráulicas enterradas, especialmente em contextos geológico-geotécnicos caracterizados por depósitos coluvionares espessos e heterogêneos. Embora a fundação original da galeria tenha sido concebida com estacas raiz embutidas em rocha, os deslocamentos observados demonstraram que a solução adotada não foi suficiente para garantir o desempenho estrutural esperado durante a etapa construtiva.

A retroanálise desenvolvida indicou que os recalques diferenciais e os deslocamentos progressivos observados decorreram, principalmente, da combinação entre a adoção de parâmetros geotécnicos incompatíveis com as características deformacionais do maciço de fundação e o subdimensionamento estrutural das estacas no trecho embutido em rocha. Os ensaios executados evidenciaram que a capacidade geotécnica das estacas não foi o fator limitante da ruptura, reforçando a hipótese de falha predominantemente estrutural da fundação.

A solução de reforço adotada, composta por estacas raiz complementares conectadas externamente à galeria por meio de consolos de concreto armado, mostrou-se tecnicamente adequada às restrições hidráulicas e construtivas do empreendimento, permitindo o restabelecimento da segurança estrutural sem comprometer a estanqueidade da estrutura. A utilização de modelos numéricos em elementos finitos foi fundamental para a avaliação do comportamento global da solução e para a verificação das estruturas existentes e adicionadas.

Por fim, o trabalho destaca a importância da compatibilização entre análises geotécnicas e estruturais em projetos de fundações profundas, bem como da consideração dos efeitos deformacionais associados às etapas construtivas e aos carregamentos transitórios em obras hidráulicas.

O caso analisado evidencia que a origem do problema não esteve na capacidade de carga geotécnica das estacas, tampouco na qualidade executiva da fundação, mas sim na desconexão entre o nível de investigação geotécnica realizado e a real complexidade do maciço de fundação, bem como na adoção de modelos de cálculo — geotécnicos e estruturais — que não refletiam adequadamente o comportamento esperado da estrutura frente às condições de carregamento impostas pela etapa construtiva. Sob a ótica da engenharia, entende-se que as principais contribuições

deste estudo situam-se na etapa de investigação geotécnica, ao evidenciar os riscos de se subestimar a variabilidade de maciços coluvionares heterogêneos; na etapa de projeto, ao reforçar a importância de modelos de cálculo aderentes ao comportamento real da interação solo-estrutura; e na etapa de execução, pela demonstração de uma solução de reforço externa capaz de restabelecer a segurança da estrutura sem comprometer sua estanqueidade.

Para empreendimentos futuros, recomenda-se que o grau de investigação geotécnica seja definido em função da complexidade e da criticidade da estrutura, e não apenas de práticas padronizadas de projeto, com especial atenção a depósitos coluvionares e outros maciços de comportamento mecânico heterogêneo. Recomenda-se, ainda, que os modelos de cálculo estrutural considerem adequadamente a compatibilidade de rigidez entre os elementos de fundação e o terreno de apoio, especialmente em soluções mistas que combinam estacas embutidas em rocha com apoios em solo superficial. Nesses casos, a hipótese de compatibilização de deformações entre as estacas e o terreno superficial pode subestimar a parcela de carga efetivamente absorvida pelas estacas, uma vez que seu embutimento em rocha impõe uma capacidade de recalque muito inferior à do solo circundante, resultando em uma rigidez substancialmente maior e, consequentemente, em um carregamento das estacas superior ao previsto no modelo numérico. A implantação de um plano de monitoramento geotécnico e estrutural, embora não substitua a adequação da investigação e da modelagem, cumpre papel importante como instrumento de verificação da eficiência da solução adotada e de identificação tempestiva de eventuais necessidades de intervenção.

7. PALAVRAS-CHAVE

Recalque diferencial; reforço, interação solo-estrutura; estacas raiz, subfundação.

8. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a G5 Engenharia pela oportunidade da atuação neste projeto e desenvolvimento deste trabalho.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Eletrobrás/CBDB, Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, Rio de Janeiro, 2003.

[2] M. STRUGALE, S. P. ROSTIROLLA, F. MANCINi e C. V. P. FILHO, “Compartimentação Estrutural das Formações Pirambóia e Botucatu na Região de São Jerônimo da Serra, Estado do Paraná,” Revista Brasileira de Geociências, pp. 303-316, Setembro 2004.

[3] A. TEIXEIRA, “Projeto e Execução de Fundações,” III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE III), vol. 1, pp. 33-50, 1996.

[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122 - Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

[5] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5739 - Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos, Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16903 - Solo - Prova de Carga Estática em Fundação Profunda, Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

[7] J. C. A. CINTRA, N. AOKI, C. D. H. C. TSUHA e H. L. GIACHETI, Fundações - Esnsaios Estáticos e Dinâmicos, São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

[8] A. H. TEIXEIRA, “Análise, Projeto e Execução de Fundações,” 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 1996.

[9] WARREN-CODRINGTON, Geotechnical Considerations for Onshore Wind Turbines, University of Cape Town, África do Sul: Dissertação de Mestrado, 2013.

[10] V. D. A. e L. F.R., Fundações - Volume 2, Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2004.

[11] J. GUSMÃO FILHO, Fundações: do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia, Editora da UFPE, 1998, pp. 153-154.

[12] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento, Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

[13] W. FLÜGGE, Stress in Shells, Berlim: Springer, 1960.

[14] H. G. POULOS, Tall Building Foundation Design, CRC Press, 2017.

	**Gabriel Di Marcantonio MENDES** Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Paraná. Possui experiência em projetos estruturais de infraestrutura em geral, como saneamento básico, empreendimentos do setor energético e obras subterrâneas. Atualmente exerce a função de Supervisor do Departamento de Estruturas da G5 Engenharia.
	**Gabriel Proença FERREIRA** Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Paraná e pós-graduado em Contenção e Fundação pelo IDD. Possui experiência em instalação e automação de instrumentos e, atualmente, desenvolve projetos relacionados à hidrogeração de energia e infraestrutura com foco em interação solo-estrutura.

	**Joaquim Monteiro Garcez DUARTE** Engenheiro Civil formado pela Universidade Federal do Paraná com mestrado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo (USP) e especialista em Obras Subterrâneas pela Escola Politécnica de Zurique (Suíça). Possui expertise em Engenharia Geotécnica, com ênfase na área de Obras Subterrâneas, em projetos de infraestrutura no Brasil e no exterior. Atualmente exerce a função de Diretor Técnico de Engenharia Civil da G5 Engenharia.

SEMANA DE BARRAGENS 2026
DAMSWEEK 2026

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

MR.4 – Avanços eletromecânicos/ Projeto/ Obras de Modernização, Repotenciação e Melhorias

Dr. Humberto Gissoni

VOITH USP

Introdução

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

O tema **Avanços eletromecânicos/ Projeto/ Obras de Modernização, Repotenciação e Melhorias** é bastante amplo.

Neste **Encontro** focaremos em dois tópicos principais:

- Um bastante atual,
- E um tão antigo quanto as máquinas hidráulicas!

Cavitação

A cavitação pode ser extremamente prejudicial às máquinas hidráulicas e alguns dos seus efeitos são:

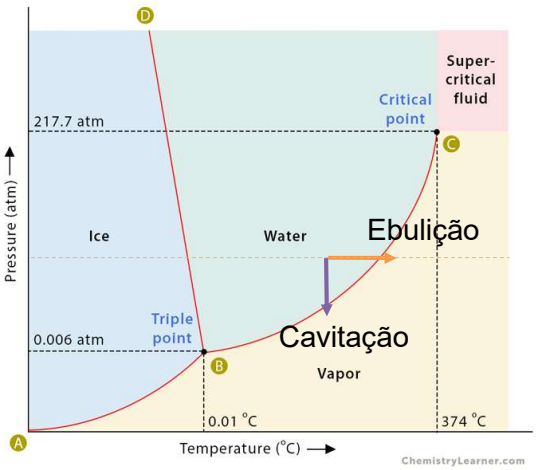
- Erosão localizada,
- Perda de rendimento,
- Ruído,
- Vibração.







Cavitação - Conceito



Ebulição

P ≈ cte; ↑ T

líquido ⇒ vapor

Cavitação

T ≈ cte; ↓ P

líquido ⇒ vapor

Condensação

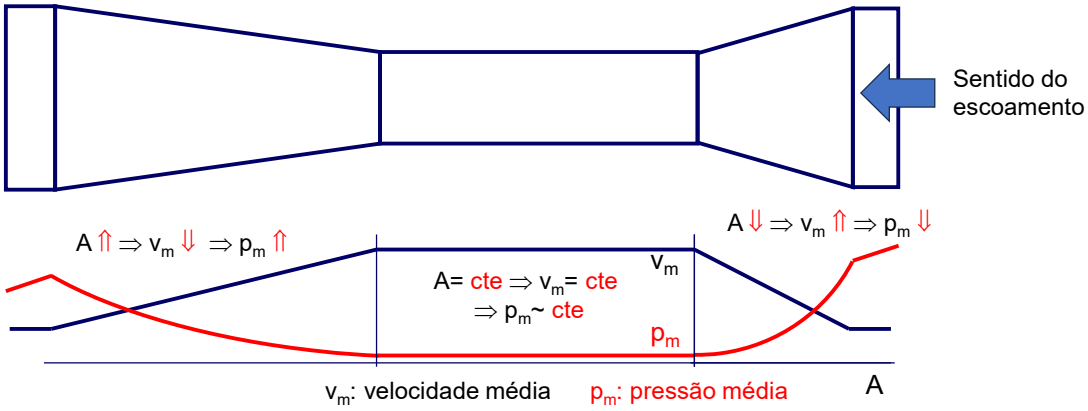
P ≈ cte; ↓ T ou

T ≈ cte; ↑ P

vapor ⇒ líquido

Desenvolvimento das microbolhas

Formam-se em regiões de baixa pressão e implodem quando chegam a regiões com pressões mais elevadas.

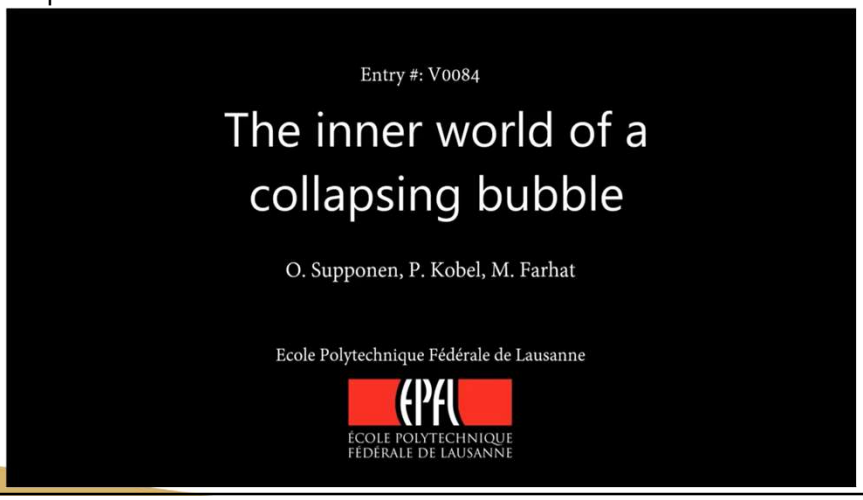


Cavitação em tubo de venturi



Micro-jatos

A simples criação de uma bolha não implica necessariamente em erosão por cavitação, mas quando ela colapsa próxima a uma superfície, forma-se um micro-jato direcionado à parede com energia suficiente para causar erosão.



Áreas mais suscetíveis à erosão por cavitação em rotores de turbina

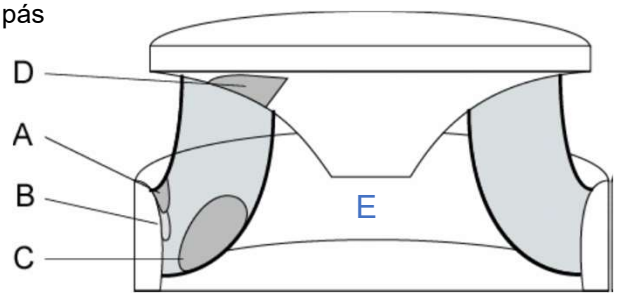
(A) Face de sucção da aresta de entrada → $H > H_{proj}$

(B) $H < H_{proj}$

(C) Valores insuficientes de afogamento

(D) Potências muito baixas → vórtices entre pás

(E) "Trança" no tubo de sucção



Laboratório hidráulico



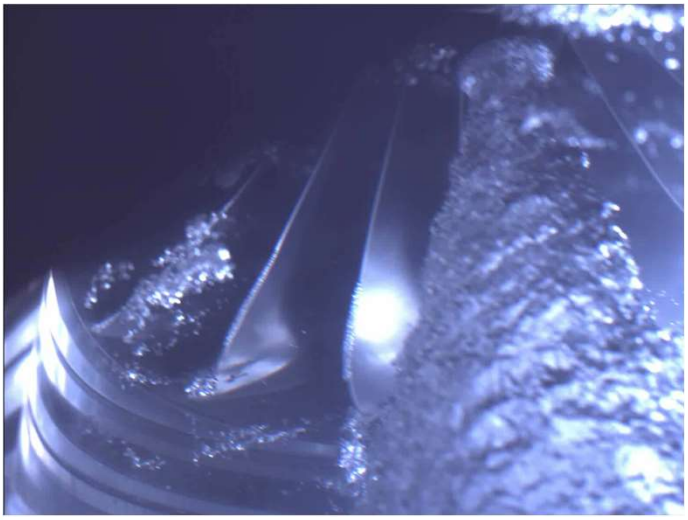
(A) Cavitação na aresta de entrada

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

Lado de sucção – $H > H_{proj}$

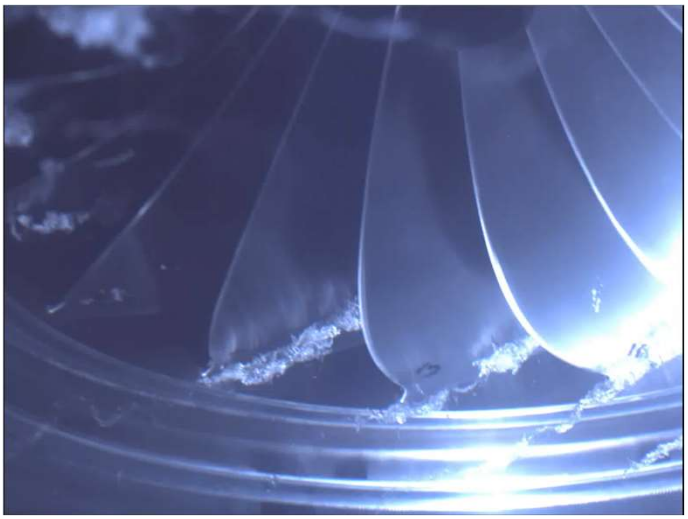


(C) Valores insuficientes de afogamento



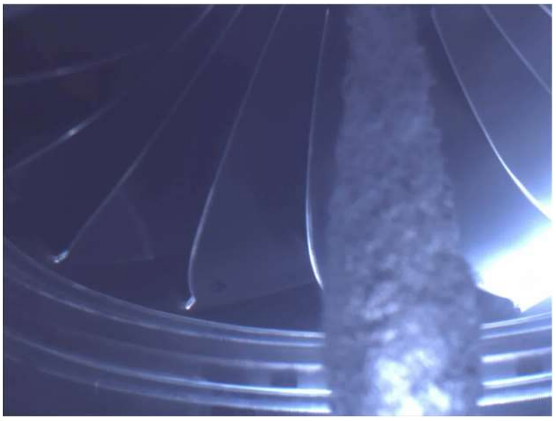
(D) Vórtices entre pás

Potências muito baixas

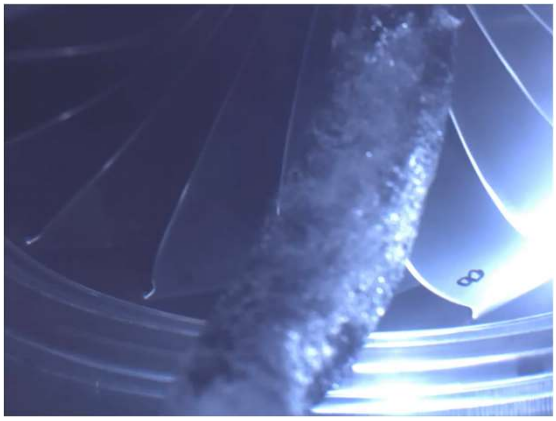


(E) “Trança” no tubo de sucção

Potência máxima



Cargas parciais



Ensaio × Monitoramento

Qual a diferença entre uma medição (ensaio) e um monitoramento?





Ensaio × Monitoramento

Qual a diferença entre uma medição (ensaio) e um monitoramento?



Ensaio

- Evento único.
- Sem histórico.
- Foco no problema.
- Utiliza-se a máxima “resolução” possível.

Ensaio × Monitoramento

Qual a diferença entre uma medição (ensaio) e um monitoramento?

Monitoramento

- Evento contínuo.
- Possibilita que se recupere o histórico.
- Foco geral, geralmente baseado em histórico de problemas do passado.
- Utiliza uma “resolução” adequada ao arquivamento do histórico.

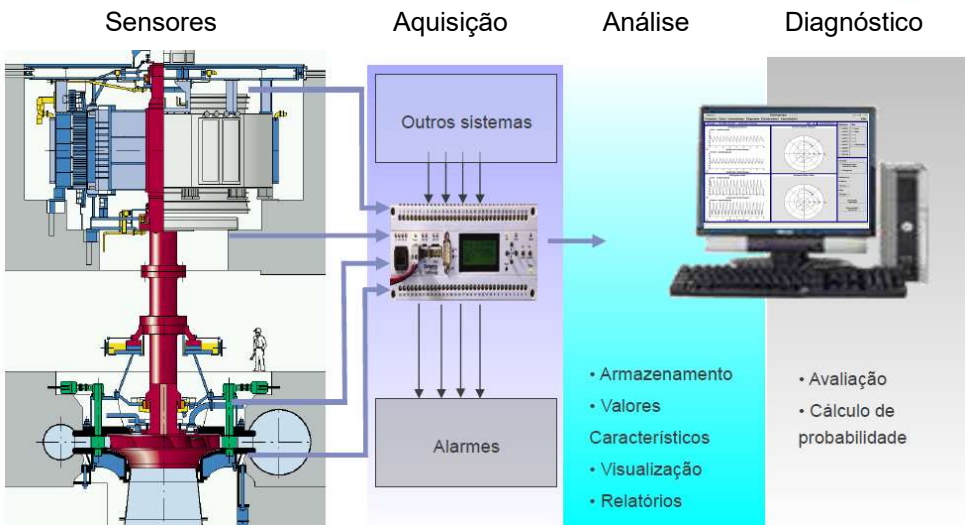


Princípios de monitoramento

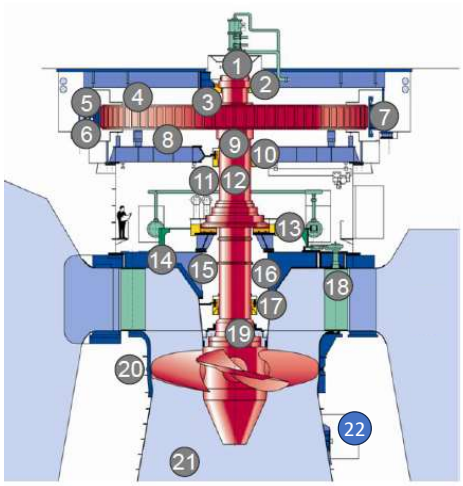
O monitoramento pode ser dividido em 3 etapas principais:

- Aquisição dos dados;
- Análise da condição;
- Diagnóstico.

Principais componentes



Sensores



1. Sensor de Sicronismo
2. Vibração Absoluta dos Mancais
3. Vibração Relativa do Eixo
4. Vibração de Cabeça de Bobina
5. Entreferro
6. Fluxo Magnético
7. Vibração do Núcleo do Estator
8. Monitoramento das Temperaturas do Gerador
9. Descargas Parciais
10. Vibração Absoluta dos Mancais
11. Vibração Relativa do Eixo
12. Monitoramento de Corrente de Eixo
13. Vibração Axial / Filme de Óleo
14. Vibração da Tampa da Turbina
15. Monitoramento de Temperaturas da Turbina
16. Vibração Absoluta dos Mancais
17. Vibração Relativa do Eixo
18. Vibração nas palhetas do distribuidor
19. Folga no Labirinto (Francis)
20. Water gap (Folga no Rotor) (Kaplan/Bulb)
21. Pressões
22. Cavitação

Análise e interpretação dos dados

- Normas técnicas.
- Conhecimento sobre o projeto das unidades.
- Conhecimento técnico: dinâmica de máquinas.
- Histórico de operação.
- Histórico de intervenções/ manutenções.

Análise e Diagnóstico

↓

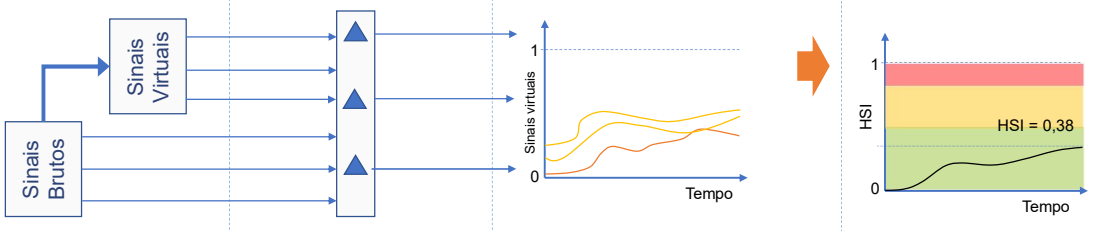
Ativo Protegido



Exemplo de diagnóstico

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

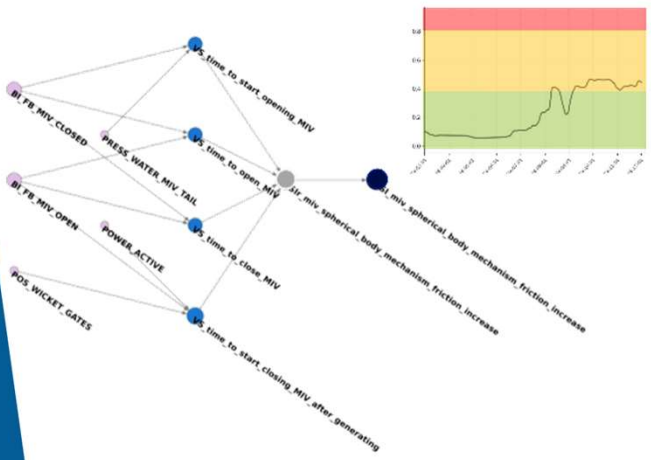
Sinais Virtuais e Sinais Brutos | **Detecção de Anomalias** | **Tratamento e Filtragem** | **Normalização do HSI**



HSI = Health Status Indicator

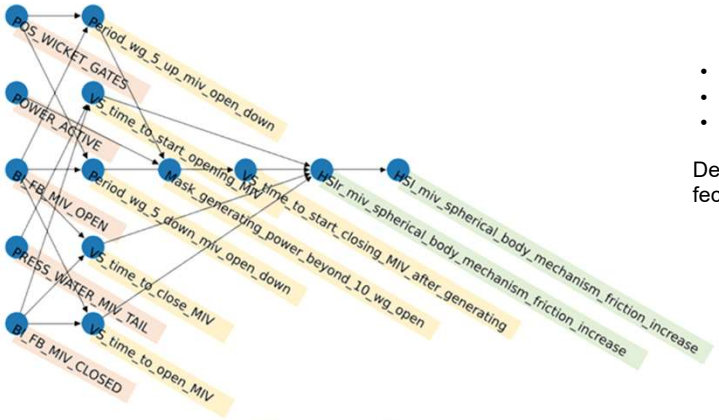
Exemplo de diagnóstico

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS



- Baseado em regras de engenharia definidas por especialistas
- Cada nó está relacionado a uma operação
- Combina diversos sinais gerados pelo sistema em um número menor de variáveis
- É completamente rastreável
- Alerta para potenciais riscos e prioridades na manutenção
- Recomendações de ações práticas

Exemplo de diagnóstico



Processamento dos sinais → Sinais Virtuais → Health Status Indicator (HSI)

Exemplo de processamento de HSI:
Válvula Esférica

- 5 Sinais brutos
- 7 Sinais virtuais
- 1 HSI → (bruto e final)

Defeito monitorado: aumento do atrito de fechamento/abertura da válvula

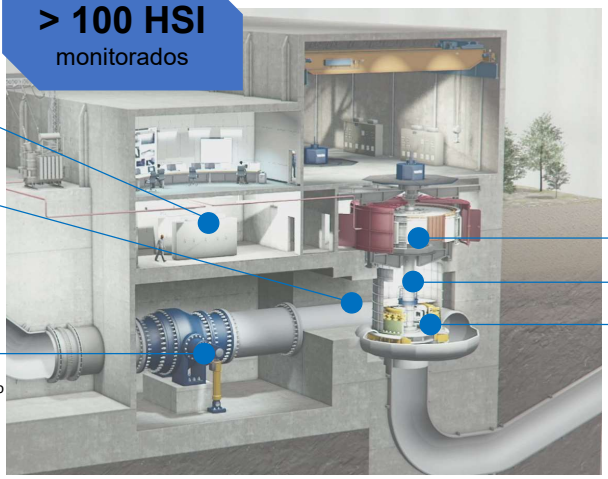
Sinais de processo envolvidos:

- Abertura do distribuidor
- Potência ativa
- Pressão a jusante da válvula
- Posição de válvula aberta
- Posição de válvula fechada

Possíveis HSIs para uma usina típica

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

> 100 HSI
monitorados



Sistemas auxiliares
- Perda de eficiência nos trocadores
- Falha no sistema de rebaixamento
- Entupimento do filtro do sistema de água de refrigeração
- Vazamento de óleo nos tanques
- Deterioração das bombas auxiliares
- Vazamentos internos nos sistemas de óleo

Regulador
- Problemas na cadeia de medições
- Deterioração das bombas
- Vazamentos
- Aumento dos esforços

Válvula na entrada
- Deterioração das bombas
- Vazamento na vedação de manutenção
- Falha na atuação do bypass
- Vazamento na vedação de serviço
- Aumento dos esforços

Gerador
- Falha de isolação no enrolamento
- Perda de eficiência nos trocadores
- Desgaste das escovas
- Aumento de temperatura no estator
- "Desbalanceamento" das temperaturas no estator
- Deficiência no sistema de frenagem

Linha de eixo e mancais
- Desgaste na vedação do eixo
- Desbalanceamento/Desalinhamento do eixo
- Desgaste nos mancais guia/escora
- Aumento de carregamento no mancal escora
- Distribuição não-uniforme dos carregamentos

Turbina
- Desgaste no labirinto
- Desgaste nos mancais das palhetas
- Vazamento nas palhetas
- Problemas na drenagem da tampa

Artigos

I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS

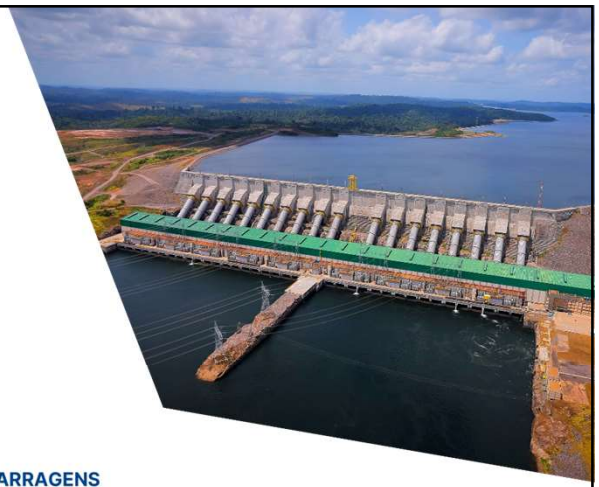
- Metodologia para monitoramento de cavitação em turbinas com emissão acústica

  Itaipu Parquetec e Itaipu Binacional

- Método para obtenção de curva de correlação entre indicações do sistema de monitoramento de cavitação e massa de material removida em turbina Francis da UHE São Simão

  Voith Hydro e SPIC Brasil

Muito obrigado!



CIGB ICOLD CBDB

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
www.cbdb.org.br | cbdb@cbdb.org.br
+55 21 2286-8674 | +55 21 98096-0609

Método para obtenção de curva de correlação entre indicações do sistema de monitoramento de cavitação e massa de material removida em turbina Francis da UHE São Simão

Vinícius O. ALMEIDA
Tecnólogo Mecânico – Voith Hydro

Guilherme M. BARDELLA
Engenheiro Mecânico – Voith Hydro

Felipe M.S. ABREU
Engenheiro Eletricista – SPIC Brasil

Rodrigo P. BARILE
Engenheiro Mecânico – SPIC Brasil

RESUMO

Turbinas Kaplan e Francis podem estar sujeitas ao fenômeno de cavitação, cuja intensidade depende de suas características construtivas e das condições de queda, vazão e nível de jusante. O fenômeno é causado por uma mudança de fase local do escoamento da água em áreas de baixa pressão nas pás da turbina, resultando na formação e posterior implosão de microbolhas de vapor, que erodem o metal-base. Esse processo, uma vez iniciado, tende a ser amplificado por conta de variações geométricas causadas pela erosão. Quando uma quantidade considerável de material é removida, é necessário reparar o componente afetado para reconstrução da geometria original, levando a um período de indisponibilidade da Unidade Geradora (UG).

Este trabalho tem como objetivo aprimorar a detecção e quantificação da erosão por cavitação, melhorando a previsibilidade de atividades de manutenção e operação de hidrogeradores. Para isso, foi empregado o estado da arte em sistema de monitoramento de cavitação associado a observações empíricas, caracterizando uma sistemática inovadora, sendo um dos poucos estudos no mundo utilizando essa abordagem e, potencialmente, o único na América do Sul.

A pesquisa possui as seguintes etapas:

- Monitoramento em tempo real da intensidade da cavitação em uma turbina Francis da UHE São Simão por meio de sensores de detecção acústica na faixa do ultrassom, unido a um sistema de aquisição de dados de alta taxa de aquisição;

- Correlação entre as indicações do sistema e a perda efetiva de material das superfícies hidráulicas do rotor Francis, avaliada com base em inspeções periódicas (escaneamento 3D de alta precisão das pás do rotor) para a UG estudada.

Até o momento, os resultados mostram alta correlação entre a vazão turbinada e a intensidade de cavitação indicada pelo sistema de monitoramento, especialmente para potências acima de 70% do valor máximo para a queda disponível.

ABSTRACT

Kaplan and Francis turbines can be subject to cavitation, the intensity of which depends on their design characteristics as well as head, discharge and tailwater level conditions. The phenomenon is caused by a local phase change in the water flow within low-pressure areas on the turbine blades, resulting in the formation and subsequent implosion of vapor microbubbles that erode the base metal. Once initiated, this process tends to intensify due to geometric changes caused by the erosion itself. When a significant amount of material is removed, the affected component must be repaired to restore its original geometry, resulting in downtime for the Power Unit.

This study aims to improve the detection and quantification of cavitation erosion, thereby enhancing the predictability of maintenance and operational activities for hydro-generators. To achieve this goal, a state-of-the-art cavitation monitoring system was employed together with empirical observations. This innovative methodology represents one of the few studies worldwide — and potentially the only one in South America — to utilize this approach.

The research comprises the following stages:

- *Real-time monitoring of cavitation intensity in a Francis turbine at the São Simão Hydroelectric Power Plant using ultrasonic acoustic detection sensors coupled with a high-speed data acquisition system;*
- *Correlation between system readings and actual material loss from the Francis runner's hydraulic surfaces, assessed through periodic inspections (high-precision 3D scanning of the runner blades) of the specific power unit under study.*

To date, results indicate a strong correlation between the turbine flow rate and the cavitation intensity reported by the monitoring system, particularly at power output levels exceeding 70% of the maximum capacity for the available head.

1. INTRODUÇÃO

O fenômeno da cavitação é relativamente comum em máquinas hidráulicas e, no caso de hidrogeradores, pode ocorrer em diferentes faixas de potência ou vazão, tendo o potencial de danificar as superfícies hidráulicas da turbina, afetando sua vida útil, aumentando custos com manutenção e diminuindo a disponibilidade para geração.

Atualmente, o grau ou nível de cavitação ainda é, em geral, determinado de maneira apenas visual, com a ajuda de ensaios de modelo em escala e experiências de longo prazo em máquinas protótipo. Durante a operação, é difícil obter um *feedback* quantitativo, imediato e confiável sobre a condição de cavitação da turbina.

Tecnicamente, a cavitação é um fenômeno no qual uma zona local de pressão muito baixa é criada em certas regiões das pás da turbina hidráulica, fazendo com que a água mude seu estado de líquido para vapor de maneira momentânea, criando uma bolha. Quando essa bolha retorna para uma zona de pressão mais alta, ela pode implodir criando um jato de água de alta velocidade com assinaturas acústicas características. Quando isso ocorre nas proximidades de um componente, a energia da implosão pode ser suficiente para causar a remoção de material de superfícies hidráulicas da máquina, levando à erosão. Em usinas hidrelétricas, a erosão relacionada à cavitação ocorre principalmente no rotor da turbina, aumentando o desgaste desse componente. Quando a massa de material removido atinge uma certa quantidade crítica, os componentes precisam ser reparados ou substituídos, o que significa que a máquina em questão deve ser retirada de serviço por um certo período, causando assim uma perda de produção e disponibilidade.

1.1. Modelagem Matemática

A investigação matemática da cavitação em máquinas hidráulicas parte da aplicação do Princípio de Bernoulli, que expressa a conservação de energia mecânica de um fluido escoando ao longo de uma linha de corrente. Ainda que a cavitação envolva efeitos de tensão superficial, nucleação, dinâmica de bolhas e interação fluido-estrutura, seu critério de ocorrência está diretamente relacionado ao balanço entre pressão estática, energia cinética e energia potencial. Assim, a abordagem inicial por meio da Equação de Bernoulli fornece base conceitual suficiente para transitar de uma descrição qualitativa — “a cavitação ocorre quando a pressão cai abaixo da pressão de vapor” — para expressões quantitativas aplicáveis a máquinas reais, como turbinas, bombas e turbinas-bombas.

Sob as hipóteses clássicas de escoamento permanente, incompressível e invíscido ao longo de uma linha de corrente, a Equação de Bernoulli assume a forma:

$$\frac{P}{\rho} + \frac{v^2}{2} + gz = constante \qquad (1)$$

Cada termo representa uma parcela da energia específica do fluido: a energia de pressão, a energia cinética e a energia potencial gravitacional. A soma desses termos define a energia hidráulica específica disponível entre dois pontos do escoamento. Essa interpretação energética é particularmente útil em máquinas hidráulicas, onde se buscam relações entre condições de entrada, saída e desempenho.

Nesse contexto, como já abordado, o ponto central é que a vaporização do líquido ocorre quando a pressão local se reduz a valores iguais ou inferiores à pressão de vapor (p_v). Assim, a análise matemática do fenômeno exige identificar regiões onde a energia de pressão cai até esse nível crítico. A Equação de Bernoulli, ao expressar que a redução da pressão é compensada pelo aumento da velocidade ou pela variação da cota potencial, fornece o mecanismo físico que explica o surgimento de bolhas em regiões de aceleração ou contração do escoamento.

Para dois pontos de referência 1 e 2, a energia hidráulica específica da máquina pode ser escrita como:

$$E = \frac{P_{abs1} - P_{abs}}{\bar{\rho}} + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2} + g(z_1 - z_2) \quad (2)$$

Tipicamente, o ponto crítico nessa análise é na sucção da máquina hidráulica, uma vez que essa região apresenta pressões reduzidas frente às demais.

A análise parte dos parâmetros energéticos fundamentais do escoamento e inclui grandezas empregadas para caracterizar a susceptibilidade à cavitação, como o coeficiente de Thoma nas turbinas e o *NPSH* em bombas. Esse último, apesar de associado inicialmente ao estudo de bombas, consolidou-se como parâmetro de referência mais amplo e é utilizado em outras máquinas, expressando a margem entre a pressão local e a pressão de vapor como de carga hidráulica (unidade em metros).

O *NPSH* (*Net Positive Suction Head*) representa a carga absoluta líquida disponível no fluido, ou seja, a diferença entre a carga do fluido na seção de referência e a carga correspondente à pressão de vapor à temperatura de operação. Seu valor expressa a quantidade de energia que está efetivamente presente para impedir que o escoamento atinja a pressão de vapor. A seção de referência normalmente corresponde ao ponto do equipamento com menor pressão. Nas máquinas verticais, é a face de sucção do rotor, enquanto nas horizontais, por facilidade, se adota a elevação do eixo.

A expressão do *NPSH* na seção de menor pressão da máquina é dada por:

$$NPSH = \frac{P_{\mathrm{E\,abs}} - p_{v\,abs}}{\rho g} + \frac{V_E^2}{2g} \quad (3)$$

O coeficiente de Thoma (σ), cumpre um papel semelhante ao *NPSH*, mas de forma adimensional, em termos de proporções de energia. Sua definição é dada por:

$$\sigma = \frac{NPSH}{H} \quad (4)$$

1.2. Parâmetros de cavitação

Embora bombas e turbinas compartilhem fenômenos cavitantes, os parâmetros e critérios de limite são distintos. Em bombas centrífugas, o parâmetro crítico é o NPSH3%, que indica a queda de 3% na altura manométrica e serve como referência padronizada de desempenho sob cavitação. Já em turbinas, o foco recai na cavitação associada ao número de Thoma, sendo o limite estabelecido a partir de desvios de rendimento e da avaliação da cavitação erosiva.

A abundância e a distribuição de núcleos influenciam diretamente o início e a intensidade da cavitação, tornando complexo prever o valor exato de pressão ou condição operacional em que o fenômeno se manifesta. A cavitação hidrodinâmica organiza-se predominantemente em quatro regimes principais:

- **Cavitação em lâmina:** caracteriza-se pela formação de uma camada de vapor aderida ao perfil, geralmente estável e sujeita a pequenas oscilações induzidas pelo jato reentrante. Apresenta menor potencial erosivo e tende a manter certa estabilidade global do escoamento;
- **Cavitação em nuvem ou área**: ocorre quando a lâmina de cavitação torna-se instável, levando ao desprendimento periódico de grandes estruturas cavitantes. A oscilação do comprimento da região de cavitação aumenta significativamente o potencial erosivo, além de intensificar vibrações e ruído;
- **Vórtices cavitantes**: formam-se nos núcleos de escoamentos rotacionais, como a trança no tubo de sucção ou entre pás. Produzem flutuações de pressão de baixa frequência e podem impor limitações à estabilidade operacional da máquina;
- **Bolhas transitórias isoladas**: típicas da cavitação itinerante, desenvolvem-se e implodem de maneira localizada, principalmente na saída de rotores, gerando danos discretos, porém relevantes ao longo do tempo.

Cada regime modifica o escoamento de forma distinta. A cavitação em lâmina tende a manter o campo de pressão menos perturbado, enquanto a cavitação em nuvem ou área introduz instabilidades severas relacionadas ao desprendimento periódico das estruturas. Os vórtices cavitantes adicionam oscilações de baixa frequência e podem gerar cargas dinâmicas significativas quando interagem com as pás do rotor, por exemplo. Nas bolhas transitórias, o dano decorre da ação localizada do colapso individual das bolhas.

Entre os regimes cavitantes, a cavitação em nuvem ou área apresenta o maior potencial de dano. As nuvens transportadas permanecem por mais tempo em regiões de baixa pressão, fazendo com que o colapso final ocorra em condições altamente severas e deslocando o centro de maior taxa de erosão para regiões mais a jusante.

1.3. Efeitos físicos e vibratórios da cavitação

O dano erosivo decorrente da cavitação resulta do colapso de bolhas quando essas retornam a regiões de maior pressão estática, liberando energia em escalas espaciais muito pequenas. Em colapsos assimétricos próximos a paredes sólidas, forma-se um microjato com diâmetro típico de cerca de 10% do diâmetro da bolha e velocidades da ordem de 500 a 1000 m/s, concentrando tensões elevadas sobre áreas comparáveis ao tamanho de um grão de material. Em colapsos mais simétricos, ondas de choque irradiam para o líquido, atingindo pressões muito altas e somando-se ao efeito dos microjatos.

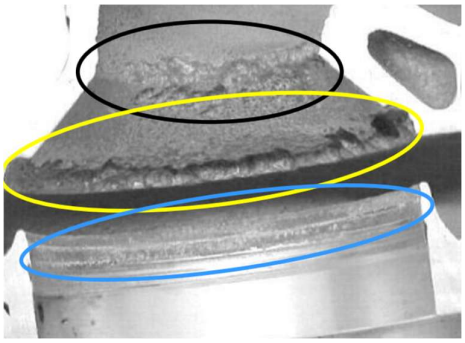


Figura 1 – **Exemplo de componente interno de uma bomba hidráulica erodido pelo mecanismo de cavitação.**

A repetição desses eventos conduz à deformação plástica da superfície, à nucleação de danos e à evolução das fases clássicas de erosão por cavitação. A fase de incubação caracteriza-se por crateras superficiais (*pits*) sem perda apreciável de massa. A taxa de erosão tende a aumentar com a redução do coeficiente de cavitação, que favorece a formação de nuvens cavitantes (cavitação de área), e com o aumento do número de Reynolds, que intensifica tanto o tamanho quanto a frequência de surgimento de *pits*.

O colapso abrupto das bolhas de cavitação produz emissões acústicas, vibrações e flutuações de pressão que servem como assinaturas úteis para diagnóstico e monitoramento. Em turbinas Francis, a cavitação em nuvem ou área gera frequências características de desprendimento identificáveis em análises espectrais e captáveis por meio do uso de sensores de emissão acústica de banda larga, frequentemente em faixas ultrassônicas acima de 100 kHz.

Do ponto de vista estrutural, a erosão por cavitação progride em três fases principais: uma fase de incubação, marcada por deformações plásticas e formação de *pits*, uma fase de transição, com início da remoção de material e uma fase quase estacionária, em que a taxa de desgaste se estabiliza em valores elevados. O potencial erosivo é máximo em regimes de cavitação de área, nos quais as implosões ocorrem de forma energizada e frequentemente a jusante do local de formação.

A cavitação também afeta diretamente o desempenho hidráulico ao reduzir a área efetiva para o escoamento líquido, modificando a conversão de energia e provocando queda da eficiência da máquina. Em turbinas Francis, a formação de regiões de cavitação em nuvem/área, principalmente próximo às arestas de saída das pás e fortemente sensível ao número de Thoma, está entre os mecanismos mais associados à redução de eficiência e à definição dos limites operacionais.

1.4. Características vibroacústicas em turbinas Francis

Os sinais vibroacústicos em turbinas Francis carregam a assinatura do regime de cavitação que se desenvolve nas pás e no tubo de sucção. Na cavitação em nuvem, considerada o regime mais destrutivo, o desprendimento periódico de grandes nuvens de vapor sobre o perfil gera um pico de frequência bem-marcado no espectro de pressão ou intensidade, associado à frequência de desprendimento de nuvens, frequentemente observada na faixa de algumas centenas de hertz, podendo atingir

centenas de milhares de hertz. Em termos de detecção, é dada maior importância às faixas espectrais mais altas, filtrando-se frequências tipicamente abaixo dos 100 kHz, com o objetivo de eliminar outras fontes de ruído de origem hidráulica e mecânica, permitindo foco maior na região espectral onde a cavitação em nuvem ou área tende a se manifestar de maneira segregada de outros fenômenos.

Em contraste, a cavitação em lâmina apresenta camada de vapor quase estacionária, sem desprendimento periódico de grandes estruturas, o que resulta em espectros amplos e difusos, sem máximos claros de frequência.

Fenômenos adicionais, como o desprendimento de vórtices nas arestas de saída (*vortex shedding*) e o vórtice cavitante no tubo de sucção, introduzem componentes específicos aos sinais. O *vortex shedding* pode cavitar e gerar ruído característico, embora com baixo potencial erosivo, mas com impacto nas cargas dinâmicas. Já o vórtice cavitante no cone de sucção produz flutuações significativas de pressão de baixa frequência (da ordem da frequência de rotação), que limitam a estabilidade operacional.

De forma geral, a distribuição espacial da cavitação em turbinas, e em particular nas Francis, é governada pelo regime de carga e pela interação entre incidência, recirculação e aceleração ao longo do canal entre pás. A identificação das regiões críticas depende do envelope operacional e da sensibilidade da máquina ao coeficiente de Thoma.

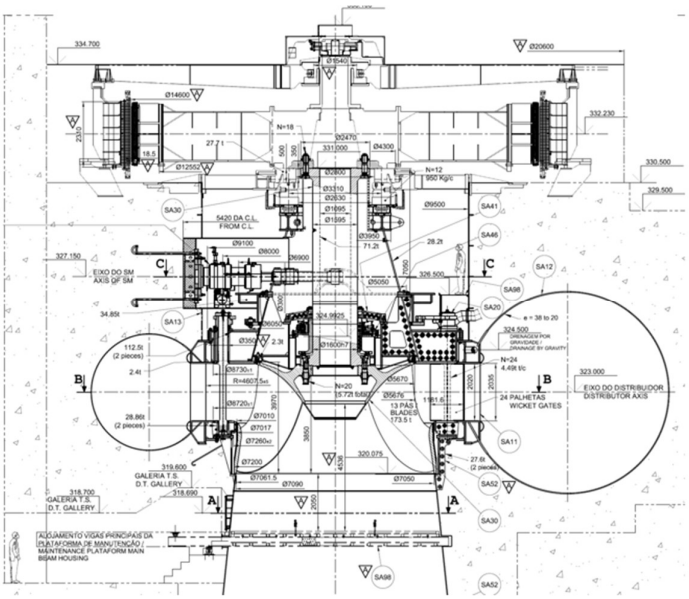
1.5. UHE São Simão

A UHE São Simão conta com 06 unidades geradoras do tipo Francis e foi inaugurada entre 1978 e 1979. Durante o comissionamento das unidades, foi verificada a presença de um fenômeno de ressonância de origem hidráulica. Inicialmente a Neyrpic (fabricante original da turbina) proibiu a operação das UGs entre 250 e 270 MW devido às altas oscilações de pressão nessa faixa (a potência máxima prevista em projeto é de 291 MW). Essa ressonância causou uma oscilação de pressão e no empuxo axial da turbina da ordem de ± 900 kN, com frequência ao redor de 1.4 Hz. A vibração excessiva foi eliminada com o uso de injeção de ar pressurizado causando uma queda da pulsação de pressão no tubo de sucção de 10 metros de coluna d'água (m.c.a) para aproximadamente 3 m.c.a.

Após o comissionamento, o fabricante também não permitiu a operação contínua entre 80 e 149 MW. Posteriormente, a CEMIG (proprietária na época) aumentou a faixa proibida para o intervalo entre 50 e 185 MW, além de manter a injeção de ar pressurizado para todo o restante da faixa de operação da unidade. Em caso de falha do compressor, a máquina só poderia operar na faixa entre 185 e 220 MW.

Em 2018 a unidade geradora #02, alvo do presente estudo, foi reformada, contudo o projeto hidráulico original da turbina foi mantido. Essa unidade geradora apresenta uma taxa de reposição de material perdido de aproximadamente 220 kg a cada período de 5 anos. A maior parte desse material se deve a reparos de danos de cavitação.

A Figura 2 a seguir mostra os dados básicos mais relevantes além do *layout* da unidade geradora #02 de São Simão.



Queda líquida nominal = 72 m

Vazão nominal = 442 m^3/s

Potência nominal = 291 MW

Rotação nominal = 94,7 rpm

Nível Jusante:

Mínimo = 319,1 m.a.n.m.

Normal = 328,7 m.a.n.m.

Figura 2 – **Dados básicos e corte pela unidade geradora #02 da UHE São Simão**.

Como é possível observar, a relação entre cota da linha de centro do distribuidor da turbina (323 m.a.n.m.) e nível de jusante provoca uma situação de baixo afogamento (baixo coeficiente de cavitação "σ"), favorecendo o surgimento de cavitação de nuvem ou área nas pás do rotor, sobretudo nas arestas de saída das pás. De fato, para o caso crítico onde o nível de jusante é o mínimo possível, esse não atinge a linha de centro do distribuidor da turbina, ou seja, a máquina opera de maneira não-afogada.

Para tentar mitigar esse efeito, os construtores originais da usina instalaram um muro de controle no lago de jusante com o objetivo de aumentar o nível mínimo de jusante. A Figura 3 a seguir mostra esse dispositivo.

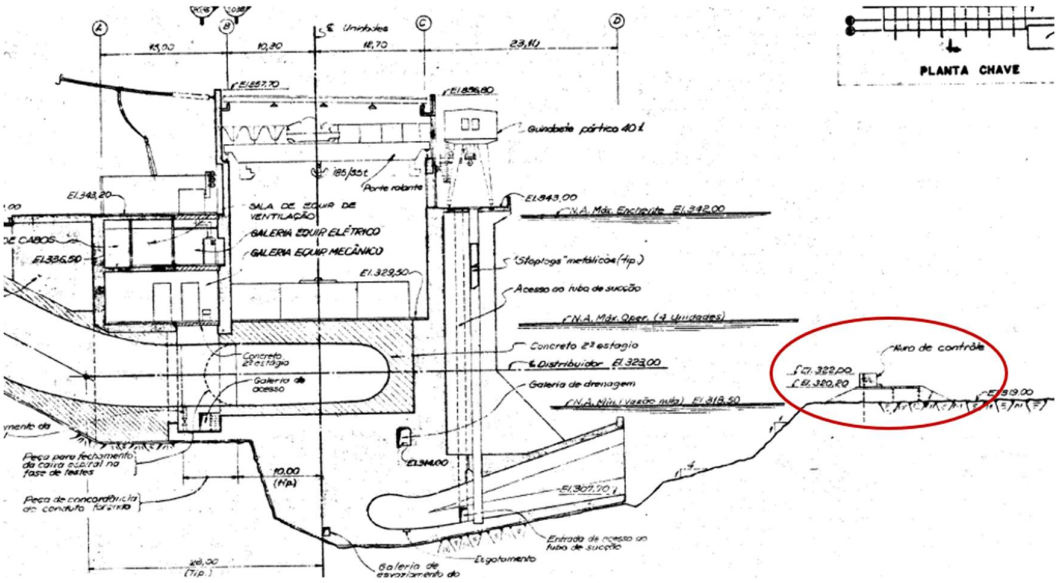


Figura 3 – **Muro de controle instalado no lago de jusante da UHE São Simão.**

Sob essas condições, o fenômeno da erosão dos perfis hidráulicos devido à ocorrência do fenômeno de cavitação de área é recorrente nas UGs de São Simão. A Figura 4 a seguir mostra um exemplo de serviço de reparo para recuperação do perfil hidráulico de uma das turbinas, evidenciando os locais típicos onde os danos são encontrados.

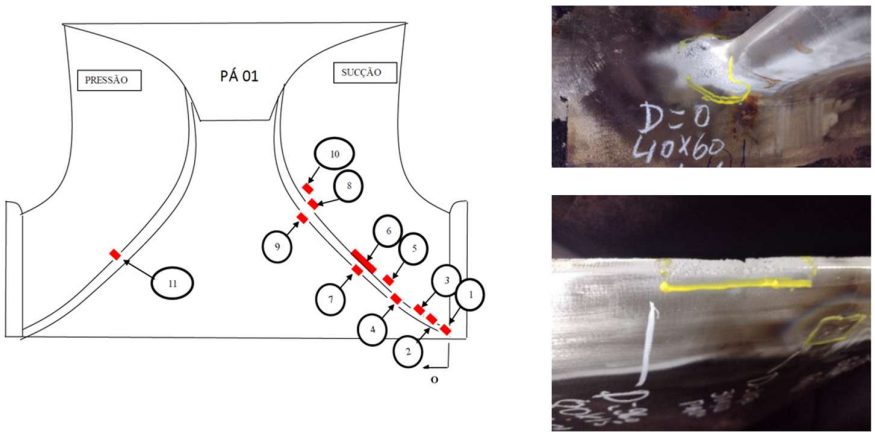


Figura 4 – **Exemplo de resultado de serviço de recuperação de perfil hidráulico em uma das UGs da UHE São Simão.**

1.6. Projeto de P&D

O projeto de P&D em desenvolvimento (“Método para obtenção de curva de correlação entre indicações de sistema de monitoramento de cavitação e massa de material removida em uma turbina Francis da UHE São Simão”) tem como objetivo utilizar a metodologia de detecção de cavitação aqui abordada para criar um banco de dados com o histórico de intensidade de cavitação em função das condições operativas da UG02 de São Simão e, unindo isso ao resultado de inspeções periódicas

realizadas no rotor Francis da unidade ao longo do projeto, obter uma curva de correlação entre massa de material removido do rotor pelo fenômeno de cavitação e as indicações em tempo real fornecidas pelo sistema.

Com isso, espera-se realizar um cálculo instantâneo (*online*) da taxa de remoção de massa por cavitação durante operação, permitindo ao setor de O&M da usina um melhor planejamento das manutenções preventivas, evitando indisponibilidade, paradas não planejadas e mantendo a unidade geradora sempre em condições de eficiência hidráulica não-degradada pela preservação de seus perfis hidráulicos.

2. SISTEMA DE MONITORAMENTO DE CAVITAÇÃO

O sistema de monitoramento de cavitação empregado para o projeto de P&D na UHE São Simão é o Voith OnCare.Health Hydro Cavitation, instalado na unidade geradora (UG) #02, que monitora a ocorrência de cavitação na turbina com a ajuda de sensores de emissão ultrassônica (acústica), executando em tempo real a análise de emissões de ruído característico do fenômeno físico. Um indicador de cavitação é calculado baseado na assinatura acústica de cavitação, derivada do conteúdo do sinal na faixa de frequência das emissões registradas.

O processo desenvolvido funciona sem necessidade de conhecimento prévio sobre a máquina instrumentada, com instalação não intrusiva e muito semelhante, mesmo para diferentes tipos de máquinas. Uma vez instalado, o sistema passa a calcular em tempo real dois parâmetros principais com base nas assinaturas acústicas registradas:

- Probabilidade de ocorrência de cavitação – com base no modelo matemático calibrado em laboratório, o sistema utiliza os sinais acústicos registrados, fazendo uma transformação no espectro de frequências e calculando uma probabilidade que está relacionada à ocorrência de cavitação para aquela janela de sinal aquisitada. O sistema é atualmente configurado para considerar que a cavitação está de fato acontecendo para probabilidades iguais ou superiores a 70%;
- Intensidade relativa de cavitação – uma vez atingida uma probabilidade de ao menos 70% de ocorrência de cavitação, o sistema utiliza o mesmo sinal convertido para calcular uma intensidade relativa, também calibrada em laboratório, que varia entre 0 e 10. Com esse fator, o sistema classifica a cavitação detectada em 3 classes:

    - 3 ≥ intensidade > 0: cavitação incipiente;
    - 7 ≥ intensidade > 3: cavitação moderada;
    - 7 < intensidade: cavitação severa.

Com isso, torna-se possível avaliar a intensidade de cavitação sofrida pela máquina e, portanto, possibilita elaborar estratégias de manutenção baseadas nas informações obtidas pelo sistema.

Para determinação de correlações entre a intensidade da cavitação e as condições operacionais, os parâmetros de controle da usina como potência ativa, abertura do distribuidor, velocidade de rotação e níveis de montante e jusante também foram conectados ao servidor do sistema por meio de comunicação Modbus TCP.

2.1 Detalhes sobre o sistema de monitoramento

O método de análise utilizado é baseado em emissões acústicas detectadas por sensores piezoelétricos de banda larga ao longo de uma certa janela de tempo definida como uma função da rotação da máquina (frequência fundamental). Ele se baseia em emissões sonoras ultrassônicas que ocorrem tipicamente em frequências acima de 100 kHz. Para o projeto descrito no presente trabalho, foram instalados dois sensores (S1 e S2) na região da escotilha do cone de sucção da UG02 de São Simão, conforme destacado pela Figura 5.



Figura 5 - **Instalação dos sensores de detecção acústica de cavitação. Sensor S1 à direta da escotilha, sensor S2 à esquerda da escotilha.**

Os sinais no tempo (oscilografia) detectados pelos sensores de emissão acústica são caracterizados por grande aumento de amplitude de emissão sonora no caso de ocorrência de cavitação. Um exemplo de sinal carregando emissões sonoras é mostrado na Figura 6. Nesse caso cinco rotações da unidade geradora foram registradas enquanto a máquina era submetida a condições operacionais em que sabidamente há ocorrência de cavitação.

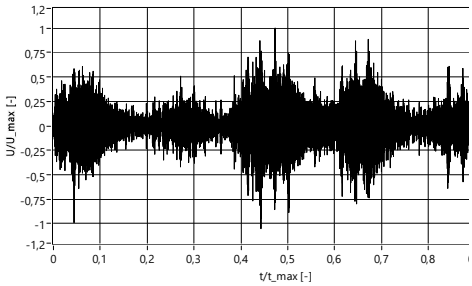


Figura 6 - **Sinal de cavitação registrado no domínio do tempo.**

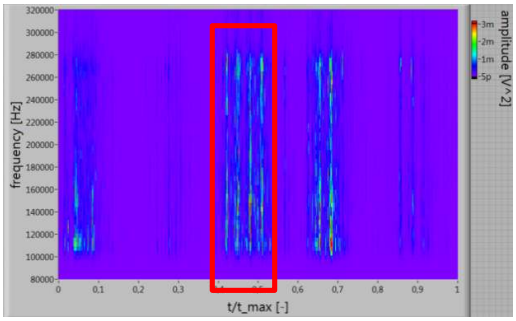


Figura 7 - **Sinal de cavitação registrado no domínio da frequência.**

No domínio da frequência, a cavitação é caracterizada por um aumento significativo amplitude do sinal dentro de uma faixa específica do espectro. A Figura 7 mostra o espectrograma correspondente à série temporal dos dados mostrados na Figura 6. As pás do rotor sendo afetadas por cavitação produzem uma alta potência de sinal na faixa de frequência entre 100 kHz e 280 kHz. Na janela de tempo destacada, quatro pás do rotor sucessivas, que estão sendo afetadas pelo fenômeno, são claramente visíveis.

Para diagnósticos automatizados de cavitação, a série temporal de cada revolução da máquina é dividida em segmentos. Para cada segmento, o espectro de potência da série temporal para frequências acima de 100 kHz é calculado. Os espectros resultantes para uma turbina sob três condições operacionais são mostrados como exemplo na Figura 8. As condições são carga parcial sem cavitação (esquerda), limite de cavitação (meio) e acima do limite de cavitação permitido (direita).

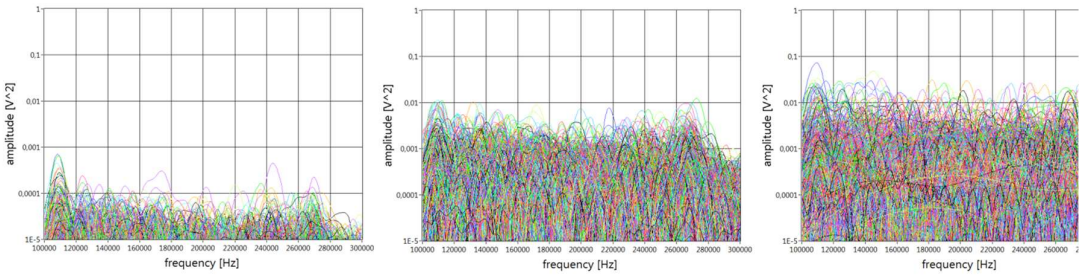


Figura 8 – **Exemplos de assinatura espectral de cavitação para três condições operativas distintas**.

3. DADOS REGISTRADOS PELO SISTEMA DURANTE OPERAÇÃO DA UG

Para o presente trabalho foi realizada uma avaliação dos dados registrados pelo sistema de monitoramento de cavitação instalado na UG02 de São Simão entre os dias 26/10/2025 (comissionamento do sistema) e 22/06/2026, caracterizando uma janela para análise de aproximadamente 8 meses. Durante esse período a unidade

geradora operou sob quedas brutas compreendidas entre 66,5 e 74,5 m e níveis de jusante oscilando entre 325,5 e 327,7 m.

A Figura 9, Figura 10 e Figura 11 mostram como variaram ao longo da janela de tempo analisada: potência ativa gerada, intensidades de cavitação para ambos os sensores do sistema, queda bruta, nível de jusante e vazão turbinada (calculada diretamente pelo sistema supervisório por meio da curva de colina original), respectivamente.

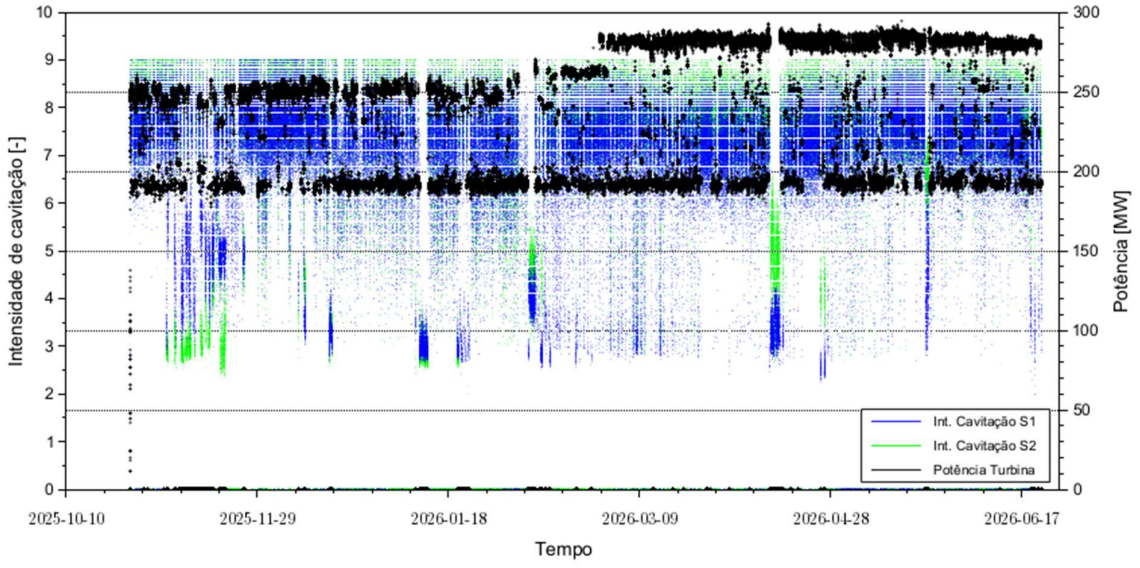


Figura 9 – **Sinais de potência ativa e intensidade de cavitação registrados durante toda a janela de análise**.

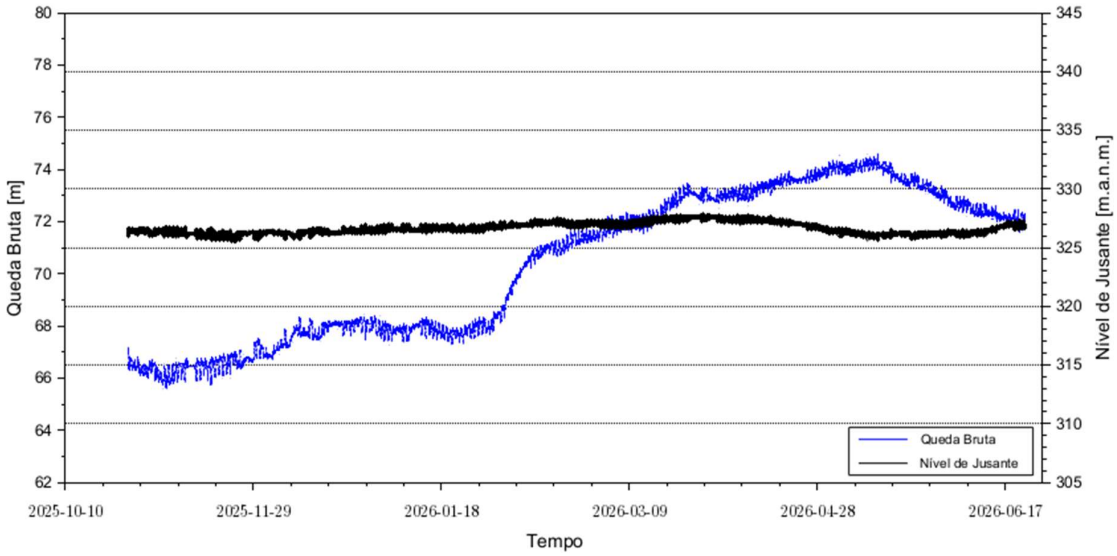


Figura 10 – **Sinais de queda bruta e nível de jusante registrados durante toda a janela de análise.**

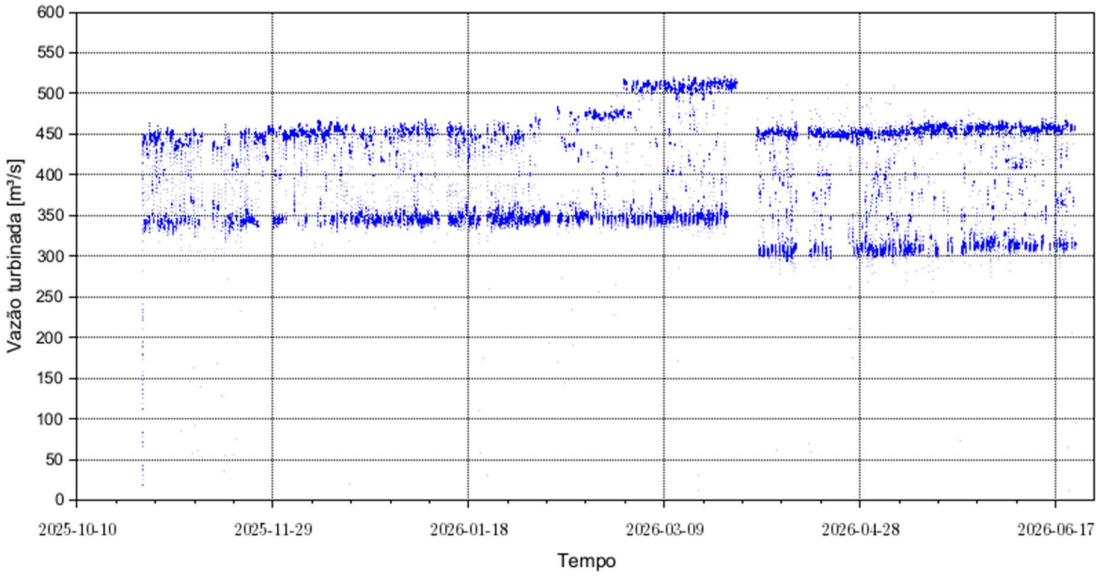


Figura 11 – **Sinal de vazão calculada da turbina registrado durante toda a janela de análise**.

A Figura 12 e Figura 13 ilustram o perfil operativo da unidade geradora #02 durante a janela de tempo avaliada, mostrando que ela operou tipicamente entre 177 e 294 MW (aproximadamente 80% do tempo) e queda líquida estimada entre 65 e 74 m. Dentro desse regime, a unidade opera mais frequentemente ao redor de sua potência máxima para a queda disponível e também ao redor de 180 MW, em carga parcial (aproximadamente 70% da potência máxima, limite inferior típico para operação de turbinas do tipo Francis).

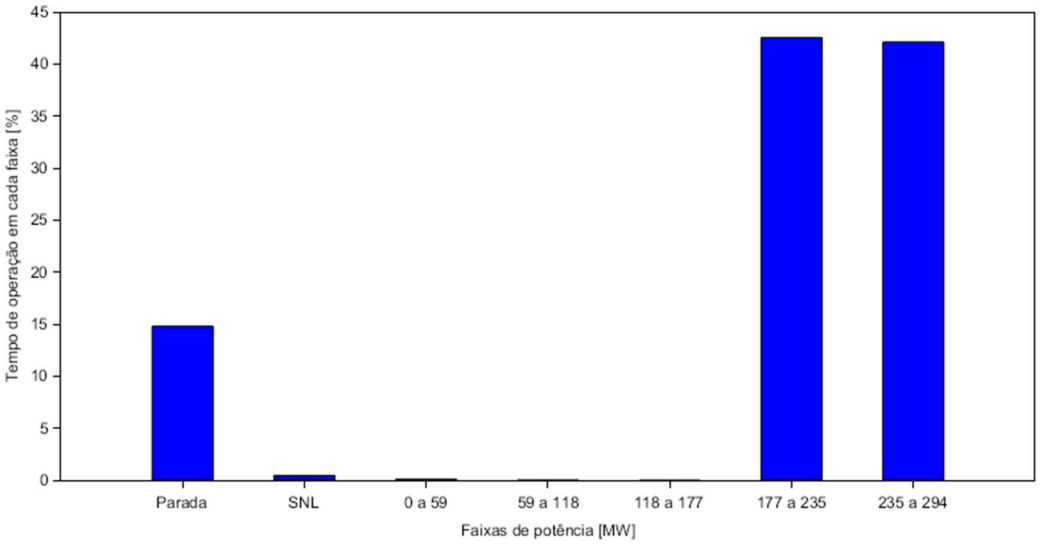


Figura 12 – **Histograma de perfil de potência gerada da UG02 durante período analisado**.

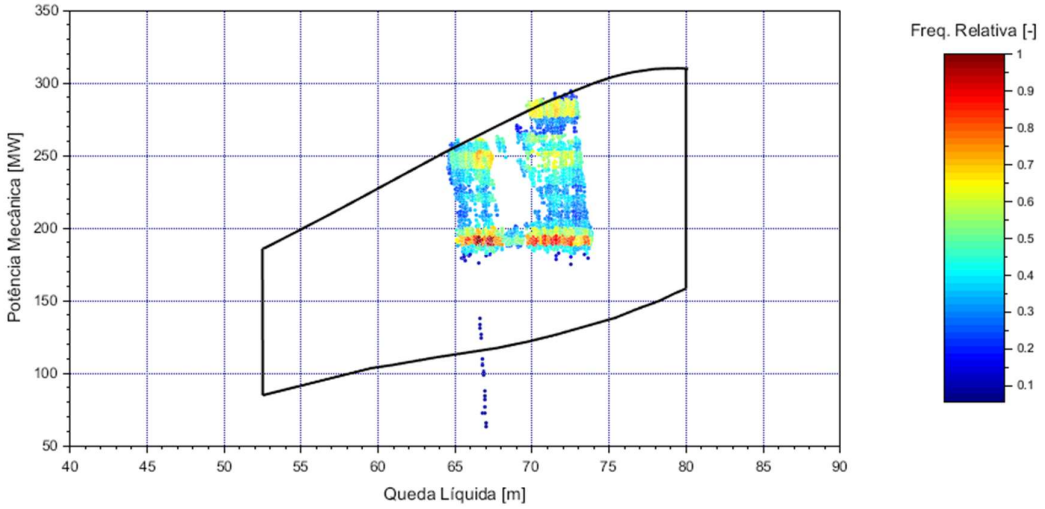


Figura 13 – **Frequência de ocorrência de pontos operativos (potência vs queda líquida) durante a janela de tempo avaliada, *plotados* em relação aos limites da curva de colina.**

Já a Figura 14 e Figura 15 destacam os registros de probabilidade de cavitação e intensidade de cavitação (média dos dois sensores) calculadas pelo sistema de monitoramento para cada ponto operativo da UG (potência versus queda). Nota-se uma tendência de surgimento de valores de probabilidade de cavitação acima de 70% e intensidade de cavitação superiores a 7 acima de 180 MW para a faixa de quedas registrada. Isso indica que a unidade geradora estudada apresenta cavitação de área para toda a sua região de operação mais frequente.

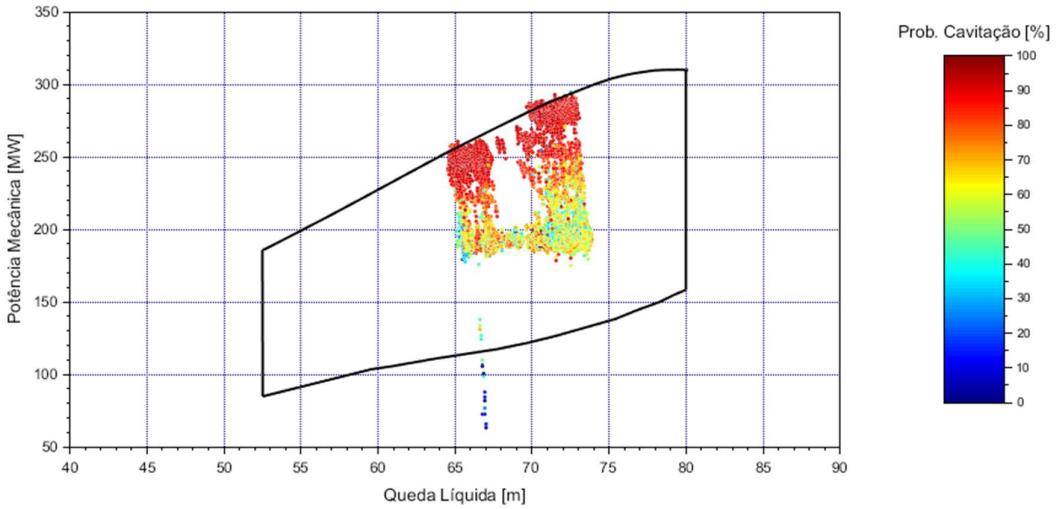


Figura 14 – **Probabilidade de ocorrência de cavitação para os pontos operativos (potência vs queda líquida) registrados durante a janela de tempo avaliada, *plotados* em relação aos limites da curva de colina**.

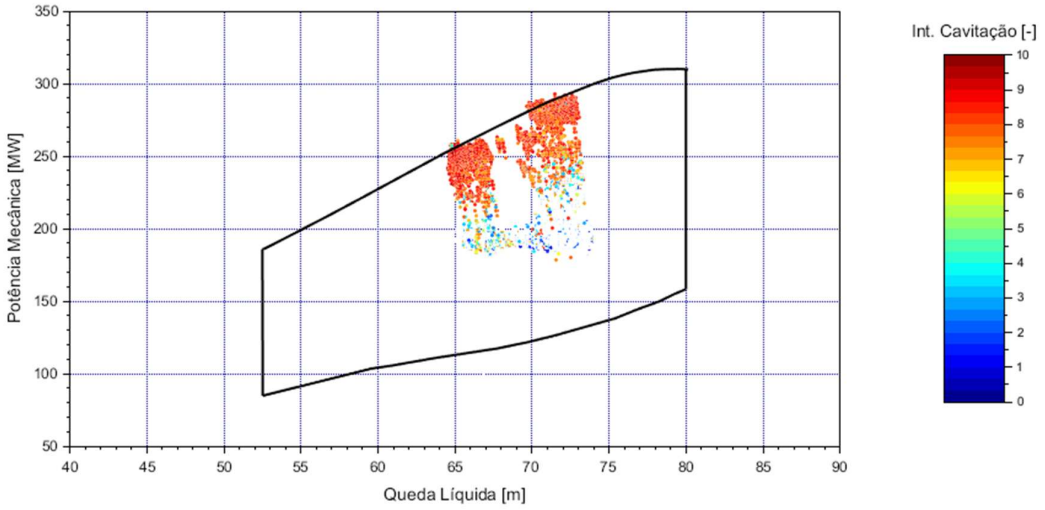


Figura 15 – **Intensidade de cavitação para os pontos operativos (potência vs queda líquida) registrados durante a janela de tempo avaliada, *plotados* em relação aos limites da curva de colina**.

Com a Figura 16 e Figura 17 pode-se observar curvas de abertura do distribuidor em função da potência ativa relacionadas à probabilidade de cavitação, intensidade de cavitação e queda líquida, respectivamente. Idealmente, o monitoramento dessas variáveis ao longo do tempo permitiria a detecção de mudanças no comportamento da UG conforme o fenômeno da erosão devido à cavitação se instala e se agrava no rotor da turbina.

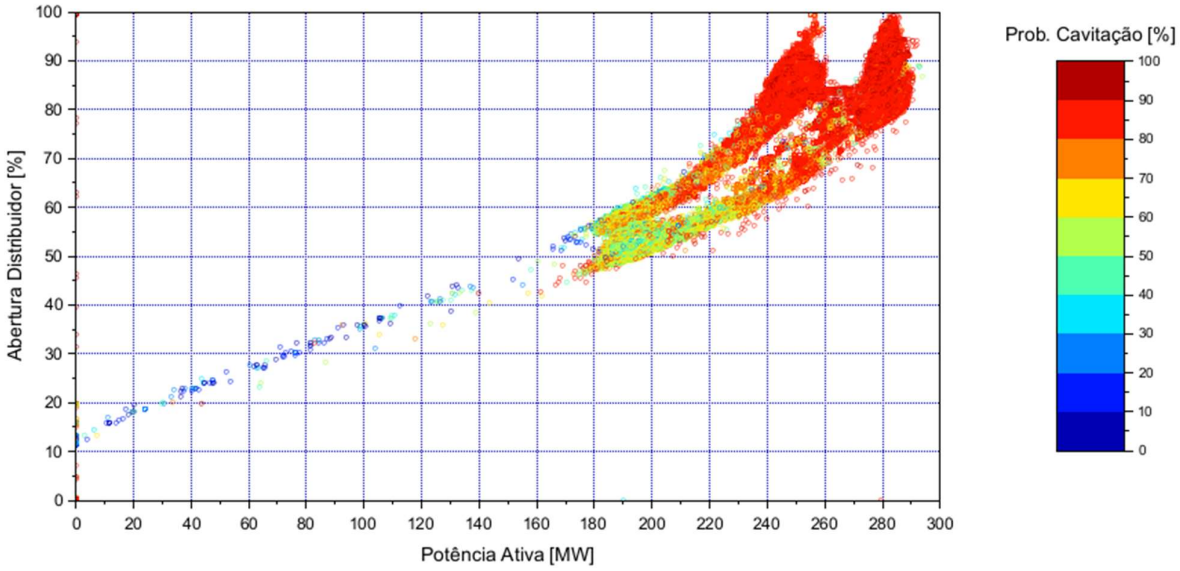


Figura 16 – **Abertura do distribuidor em função da potência ativa gerada, escala de cor proporcional à probabilidade de cavitação**.

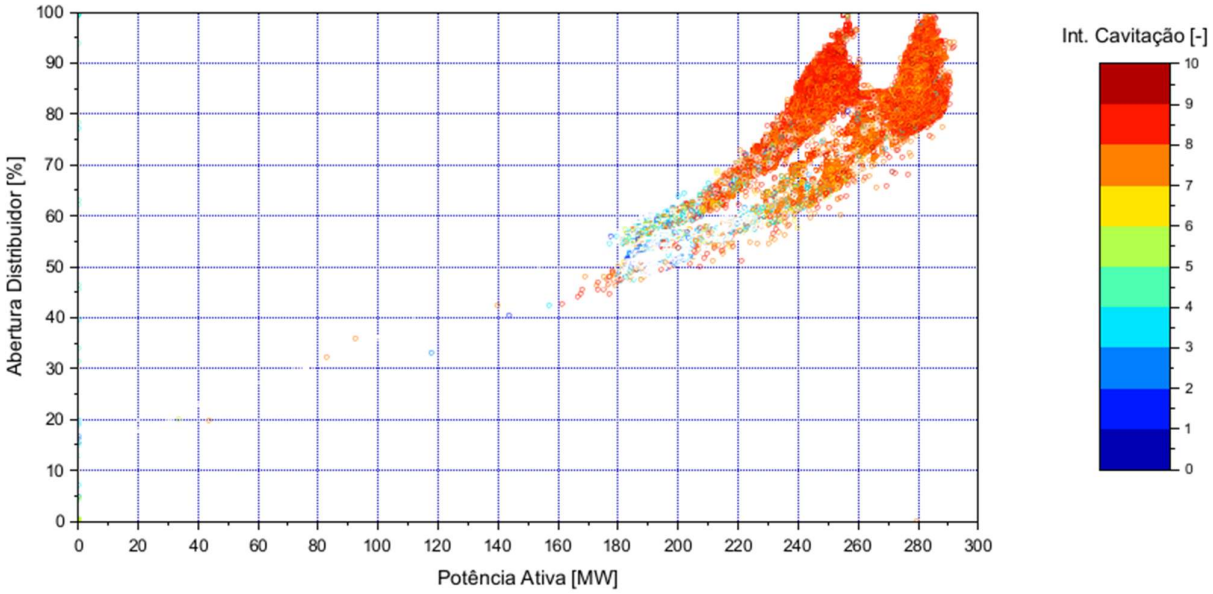


Figura 17 – **Abertura do distribuidor em função da potência ativa gerada, escala de cor proporcional à intensidade de cavitação**.

A Figura 18 a seguir ilustra uma relação entre a vazão turbinada, nível de jusante durante operação e intensidade de cavitação registrada durante a janela de operação. É possível verificar que, dentro da janela de tempo monitorada, a intensidade de cavitação esteve consistentemente acima de 7 para vazões acima de aproximadamente 370 m^3/s independentemente da variação do nível de jusante (oscilou entre 325.5 e 327.7 m.a.n.m.). Isso ocorre provavelmente devido ao baixo afogamento da turbina, que favorece o surgimento de cavitação para todo o intervalo de níveis de jusante verificados.

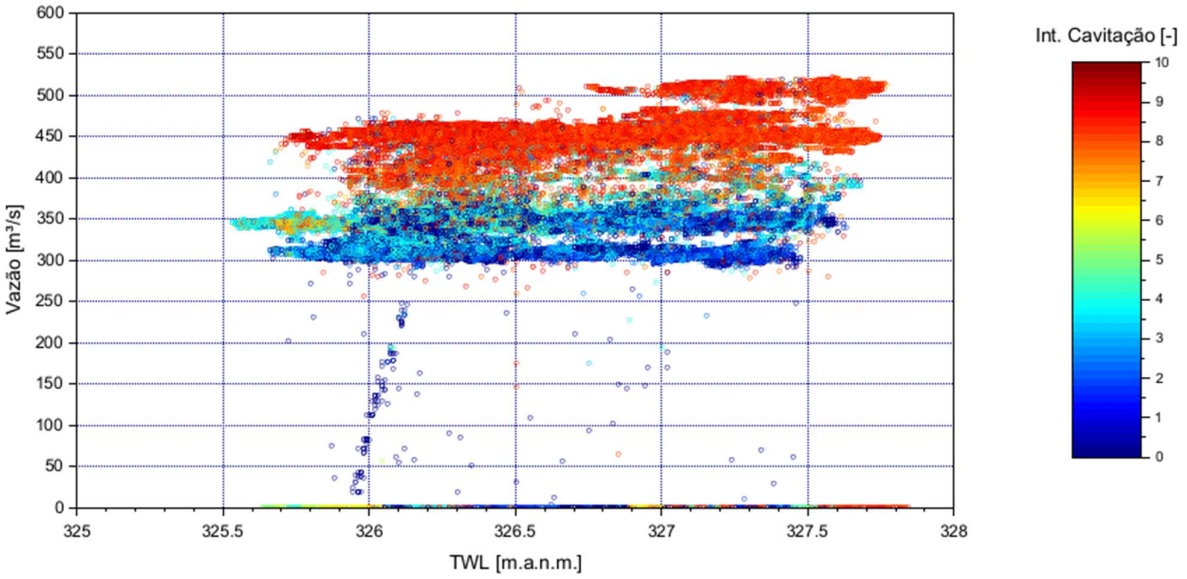


Figura 18 – **Relação entre vazão, nível de jusante e intensidade de cavitação registrada pelo sistema**.

Já a Figura 19 permite avaliar a variação da vazão turbinada pela unidade ao longo do período registrado, juntamente com o nível de jusante presente em cada época e a intensidade de cavitação acumulada (integral). É possível notar que, de maneira geral, a curva que representa o acúmulo de intensidade de cavitação é aproximadamente relacionada a uma função linear (reta). Exceto um pequeno período ocorrido ao redor de novembro de 2025, em que houve uma leve tendência de aumento da inclinação da reta de acúmulo de intensidade de cavitação juntamente com o período de baixos níveis de jusante (≈ 325,5 m.a.n.m.), para o restante do período avaliado a taxa de acúmulo de intensidade esteve aproximadamente constante. Isso pode indicar que os danos acumulados no rotor da turbina também devem ter progredido de maneira aproximadamente linear ao longo do período.

O valor final da intensidade acumulada para o período avaliado foi de aproximadamente 1,82E+06 em 5730 horas.

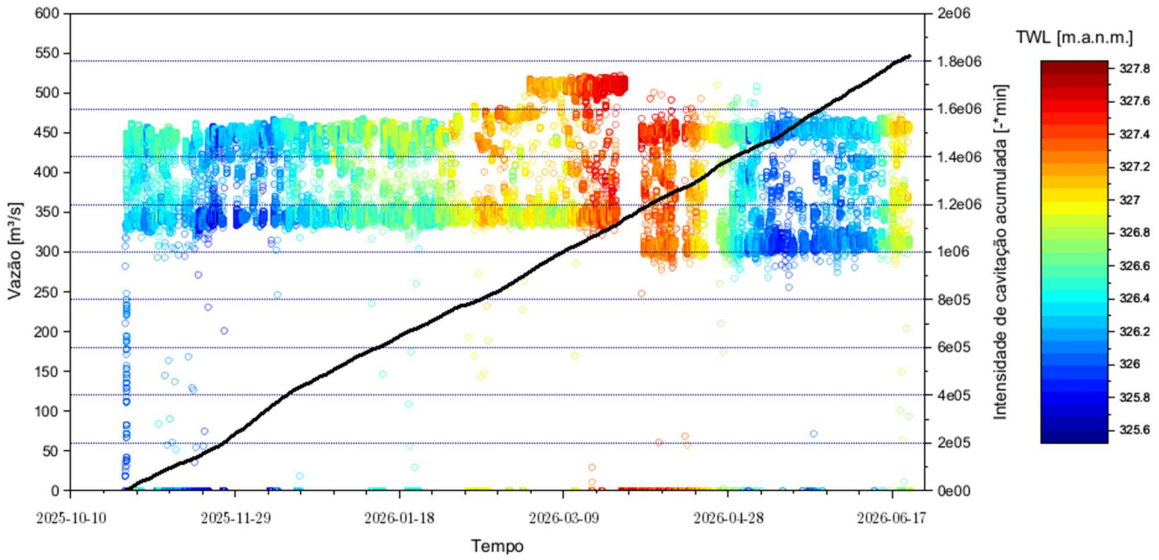


Figura 19 – **Variação da vazão e nível de jusante (TWL) e intensidade de cavitação acumulada (valores integrados, linha preta) ao longo da janela de tempo analisada**.

4. INSPEÇÕES PARA MEDIÇÃO DE EROSÃO POR CAVITAÇÃO

Dentro do escopo do trabalho desenvolvido, foram feitas duas inspeções para determinação do estado de erosão devido à cavitação no rotor Francis da UG02 de São Simão (está prevista uma terceira inspeção para fevereiro de 2027). A primeira inspeção foi feita pouco antes da instalação do sistema de monitoramento de cavitação, em outubro de 2025, e teve como função estabelecer a condição inicial do rotor dado o início do período de monitoramento. Já a segunda inspeção ocorreu em junho de 2026 e teve como objetivo verificar a situação da erosão apresentada pelo perfil hidráulico do rotor após esses 8 meses de operação.

Para a determinação da quantidade de material erodido entre inspeções, foi utilizada tecnologia de varredura a laser, com posicionamento de alvos refletivos para registro preciso das geometrias, com resolução e incerteza de medição de ordem centesimal.

Foram coletadas nuvens de pontos de alta densidade, permitindo análise detalhada dos perfis hidráulicos, arestas de saída e superfícies de sucção e pressão das pás. O escaneamento contemplou as pás 05, 09 e 12 da UG02 considerando as condições estruturais de montagem da unidade e as limitações de acessibilidade no local. A Figura 20 ilustra como foi o processo de medição em uma das pás.



Figura 20 – **Escaneamento 3D por varredura laser e alvos refletivos em três pás (05, 09 e 12) do rotor Francis da UG02 de São Simão**.

Com a tecnologia de medição empregada, foi possível a obtenção dos perfis hidráulicos, incluindo detalhes pertinentes ao estudo do desgaste por cavitação, para as três pás inspecionadas. A Figura 21 a seguir ilustra o resultado do perfil hidráulico completo obtido para a pá 05.

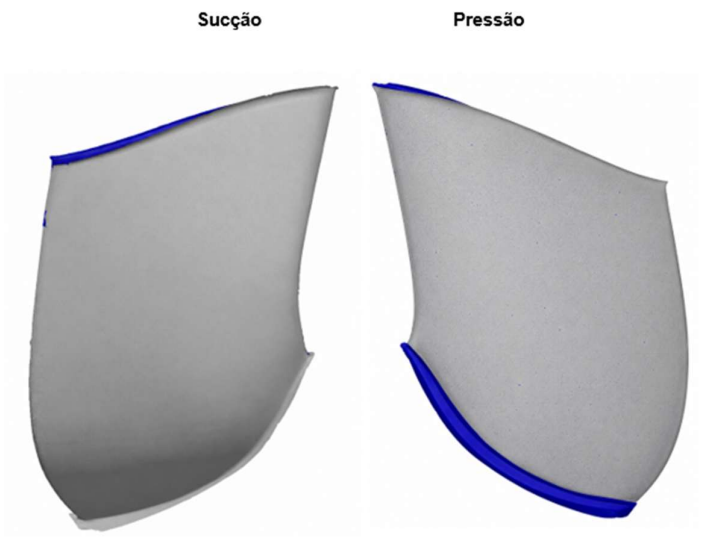


Figura 21 – **Exemplo de resultado (pá 05) de nuvem de pontos obtida por meio do processo de escaneamento 3D (lados de pressão e sucção)**.

Já a Figura 22 destaca a qualidade dos resultados obtidos, cuja resolução foi suficiente para capturar os danos por cavitação presentes nas pás, sobretudo na região mais afetada (aresta de saída das pás).

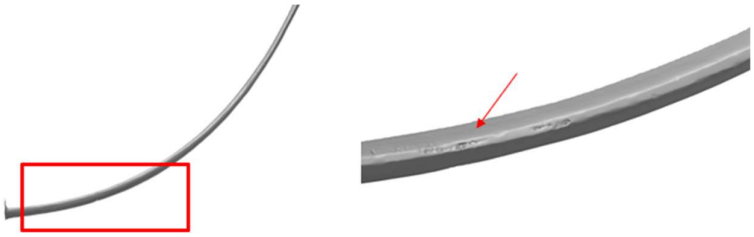


Figura 22 – **Detalhe de dano por cavitação na aresta de saída da pá 05 capturado pelo processo de escaneamento 3D durante a segunda inspeção (após 8 meses de operação)**.

As informações provenientes dos escaneamentos encontram-se atualmente em processamento para a obtenção da massa de material perdida devido ao processo de cavitação. A Figura 23 a seguir ilustra a comparação entre os resultados obtidos para a pá 12 entre 1° e 2° inspeções, separadas por 8 meses de operação onde ambas as superfícies escaneadas são sobrepostas e mapa de cores indica diferenças de profundidade entre as geometrias.

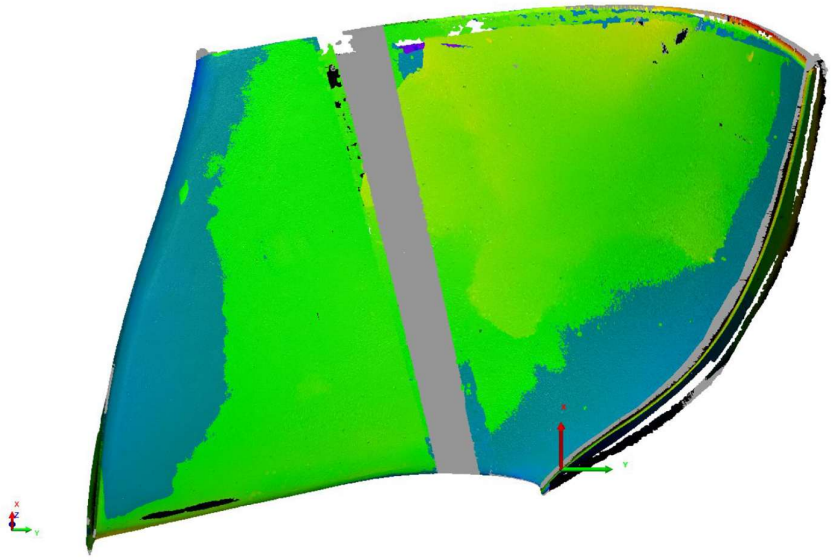


Figura 23 – **Exemplo de comparação entre 1° e 2° escaneamentos (pá 12).**

5. CONCLUSÕES

A avaliação dos dados registrados entre 26/10/2025 e 22/06/2026 foi satisfatória, permitindo observar correlações entre os parâmetros operativos de interesse (potência gerada, queda, nível de jusante, abertura do distribuidor) e entre os parâmetros calculados pelo sistema de monitoramento de cavitação (probabilidade de ocorrência e intensidade de cavitação).

A unidade geradora mostrou comportamento de desenvolvimento de cavitação severa, com intensidade quase sempre maior que 7, para potências ativas superiores a 180 MW para a faixa de quedas registradas durante a janela de dados. Isso significa que a UG opera quase todo o tempo sob condições de alta intensidade de cavitação de área.

Entre outubro de 2025 e junho de 2026 a unidade geradora operou sob uma intensidade de cavitação acumulada de 1,82E+06 unidades, os dados que possibilitarão a correlação entre intensidade acumulada e massa de material removida estão atualmente em análise e serão publicados em trabalhos futuros.

6. PALAVRAS-CHAVE

Monitoramento, Cavitação, Emissões Acústicas, Erosão, rotor Francis.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Necker, J.; Mende, C.; Zoghi, E. Taghi; Arantes, G. - Cavitation Monitoring in Hydraulic Turbines.
- [2] Aschenbrenner, T., Otto, A., & Moser, W. (2006). Classification of vortex and cavitation phenomena and assessment of CFD prediction capabilities. In Proceedings of the 23rd IAHR Symposium, Yokohama, Japan.
- [3] Carpenter, J., et al. (2016). Hydrodynamic cavitation: An emerging technology for the intensification of various chemical and physical processes in a chemical process industry. Rev Chem Eng.
- [4] Gajarin, D. (2022). Räumlich-zeitliche Analyse des Kavitationsregimes mittels Modalzerlegung und dessen erosive Aggressivität. [Master Thesis].
- [5] Gissoni, H. (2024). Capítulo 3 – Cavitação. São Paulo. PME3453 Máquinas de Fluxo e Sistemas Fluidomecânicos. PME3543 – Sistemas Fluido Mecânicos.
- [6] Harsch, L., et al. (2021). Estimation of cavitation erosion damage with anomaly detection neural networks. In CAV2021 11th International Symposium on Cavitation, Daejon, Korea.
- [7] Look, A., et al. (2018). Detection and level estimation of cavitation in hydraulic turbines with convolutional neural networks. In Proceedings of the 10th International Symposium on Cavitation.
- [8] Look, A., et al. (2019). Cavitation damage detection through acoustic emissions. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science, 405, 012004.
- [9] Schmidt, H., et al. (2014). Cavitation detection in hydraulic turbines. In Proceedings of the 27th Symposium on Hydraulic Machinery and Systems.
- [10] Suslich, K. S. (1989). The chemical effects of ultrasound. Scientific American, 80-86.
- [11] Vasconcellos, R. C., & Rocha, J. J. E. (2025). Relevância dos estudos de viabilidade na reabilitação de turbinas e geradores: Condicionantes e momento oportuno. In XI ENAM (Encontro Nacional de Manutenção), Florianópolis/SC.
- [12] INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. IEC 60041: Field acceptance tests to determine the hydraulic performance of hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines. Geneva: IEC, 1991.
- [13] INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. IEC 60193: Hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines – Model acceptance tests. Geneva: IEC, 1999.



Vinícius O. ALMEIDA

Tecnólogo mecânico pela Fatec-SP com experiência em análise de vibrações, cálculos estruturais e medições de campo. Desde 2016 atua na Voith Hydro no departamento de engenharia de produto com experiência de medições em campo em usinas por todo o Brasil e América Latina.



Guilherme M. BARDELLA

Engenheiro mecânico com experiência em turbinas hidráulicas, cálculos estruturais, medições de campo e gestão de equipes de engenharia. Desde 2007, atua na Voith, principalmente na engenharia de produto para a América Latina, com passagens por Chile, Alemanha e EUA. Atualmente, é gerente de engenharia de produção da Voith Hydro e desenvolve mestrado na USP.



Rodrigo P. BARILE

Engenheiro mecânico com 14 anos de experiência no setor hidrelétrico, atuando em projetos de equipamentos hidromecânicos, turbinas e geradores. Possui experiência em desenvolvimento, coordenação e gerenciamento de projetos. Atuou na Voith Hydro por 11 anos e, desde 2023, integra a SPIC Brasil.



Felpe M.S. ABREU

Engenheiro eletricista com mais de 20 anos de experiência no setor elétrico, especialista em P&D e Inovação, gerenciando projetos na ENEL, CYMI e na SPIC Brasil (desde 2023), com formação multidisciplinar em engenharia, gestão de projetos, metodologias ágeis, BI e inteligência artificial.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS
I ENCONTRO SOBRE MODERNIZAÇÃO, REPOTENCIAÇÃO E REVERSIBILIDADE DE USINAS
TEMA MR.4
BELÉM – PA, 21 DE SETEMBRO DE 2026

METODOLOGIA PARA MONITORAMENTO DE CAVITAÇÃO EM TURBINAS COM A TÉCNICA DE EMISSÃO ACÚSTICA

Christian WENDT DOS SANTOS
Engenheiro - Itaipu Parquetec

Christiano WENDT DOS SANTOS
Engenheiro - Itaipu Parquetec

Edson Luís MARQUES
Engenheiro - Itaipu Parquetec

João Paulo SIGRUN PEDROLLO BARBOSA
Engenheiro - Itaipu Binacional

Aldo Manuel RAMIREZ GONZALEZ

Engenheiro - Itaipu Binacional

RESUMO

O monitoramento das condições operacionais de turbinas hidráulicas é fundamental para garantir a operação segura, eficiente e confiável de usinas hidrelétricas. Tradicionalmente, sistemas de supervisão e aquisição de dados, como o SCADA, são utilizados para acompanhar e registrar variáveis operativas globais; no entanto, esses sistemas não foram concebidos para identificar fenômenos hidrodinâmicos locais, como cavitação, recirculações, vórtices e instabilidades do escoamento.

Nesse contexto, técnicas baseadas em Emissão Acústica (EA) destacam-se como ferramentas capazes de detectar eventos dinâmicos associados à operação da unidade. A integração dos dados de EA com informações operacionais do sistema SCADA possibilita correlacionar a atividade acústica a condições específicas de operação, contribuindo para a identificação de regimes operativos com comportamento hidrodinâmico mais complexo.

Neste estudo, a turbina Francis da unidade geradora de uma usina hidrelétrica foi monitorada por aproximadamente 90 dias por meio de um sistema de aquisição de dados de EA. A partir dos sinais coletados, aplicaram-se métricas estatísticas exploratórias para classificar níveis de atividade acústica e identificar condições operativas associadas a emissões mais intensas. Pontos representativos desses regimes foram selecionados para análise complementar por meio de simulações numéricas em Dinâmica dos Fluidos Computacional (*Computational Fluid Dynamic* – CFD), com o objetivo de investigar a origem hidráulica das atividades de EA observadas.

ABSTRACT

The monitoring of operating conditions in hydraulic turbines is essential to ensure the safe, efficient and reliable operation of hydropower plants. Traditionally, Supervisory Control and Data Acquisition Systems (SCADA) are used to track and record global operating parameters; however, they are not designed to directly identify localized hydrodynamic phenomena such as cavitation, flow recirculation, vortical structures and flow instabilities.

In this context, monitoring techniques based on Acoustic Emission (AE) emerge as complementary tools capable of detecting dynamic events generated during turbine operation. The integration of AE data with operational information provided by SCADA enables the correlation of acoustic activity with specific operating conditions, supporting the identification of operating regimes associated with increased hydrodynamic complexity.

In this study, the Francis turbine of the generating unit from a hydroelectric power plant was monitored for approximately 90 days using an AE data acquisition system. Exploratory statistical metrics were applied to the acquired signals to classify different levels of acoustic activity and to identify operating conditions associated with more intense emissions. Representative points were subsequently selected for complementary analysis through Computational Fluid Dynamics (CFD) simulations, aiming to investigate the hydraulic origin of the observed AE activity.

1 INTRODUÇÃO

À medida que a geração de energia a partir de fontes renováveis se consolida como elemento central nos esforços de descarbonização, a energia hidrelétrica assume um papel de destaque. Nesse contexto, destaca-se por apresentar vantagens e atributos operacionais em relação a outras fontes renováveis de geração, especialmente quando se refere à velocidade de resposta, flexibilidade operacional e capacidade armazenamento [1]. Com relação a essa última característica a água armazenada em grandes reservatórios pode ser compreendida como uma forma de armazenamento energético, acumulada em períodos de menor demanda e convertida em eletricidade de maneira controlada, conforme as necessidades operativas do sistema [2].

Paralelamente, com a crescente inserção de fontes renováveis intermitentes, as usinas hidrelétricas passam a absorver variações de carga mais frequentes, caracterizadas pelo aumento no número de partidas e paradas das máquinas e pela operação recorrente em regimes próximos aos limites das condições consideradas normais [3]. Esse novo contexto operacional sugere a necessidade de monitoramento contínuo complementar, capaz de captar eventos não detectados pelos sistemas atualmente empregados e, assim, contribuir com níveis adequados de desempenho, segurança e confiabilidade operacional [4].

Tradicionalmente, o acompanhamento das condições de operação de unidades geradoras é realizado por meio de sistemas de supervisão e aquisição de dados, tais como o sistema SCADA (*Supervisory Control and Data Acquisition*). Esses sistemas permitem registrar e armazenar, em tempo real, variáveis operacionais relevantes, como potência gerada, abertura do distribuidor, rotação, pressão, níveis de reservatório e vazão [5]. A análise dessas informações possibilita aos operadores acompanhar o desempenho da unidade geradora, identificar desvios operacionais e apoiar a tomada de decisão em atividades de operação e manutenção.

Entretanto, embora os sistemas SCADA sejam essenciais para o controle e a supervisão das unidades geradoras, não foram originalmente projetados para a detecção de fenômenos hidrodinâmicos indesejáveis que podem ocorrer nos elementos hidráulicos desses equipamentos. Essa lacuna evidencia a necessidade de uma compreensão dos fenômenos que se manifestam nesses elementos. Nesse sentido, as turbinas hidráulicas constituem o núcleo das unidades geradoras, sendo responsáveis pela conversão da energia do escoamento em energia mecânica, posteriormente transformada em energia elétrica pelos geradores [6]

Processos associados à dinâmica do escoamento, como cavitação, turbulência intensa e instabilidades hidrodinâmicas, podem se manifestar sem que sejam diretamente identificados pelas variáveis convencionais monitoradas pelo sistema. Esses fenômenos estão frequentemente associados a condições de operação fora do ponto ótimo da máquina e podem provocar efeitos indesejáveis, tais como vibrações excessivas, ruído, perda de rendimento hidráulico e danos progressivos em componentes estruturais e hidromecânicos [7] e [8].

Dentre esses fenômenos, a cavitação destaca-se como um dos mecanismos que degradam o desempenho e a integridade estrutural do rotor de turbinas hidráulicas [9]. Esse processo ocorre quando a pressão local do fluido se reduz a valores inferiores à pressão de vapor, ocasionando a formação de bolhas que posteriormente

colapsam em regiões de maior pressão. O colapso dessas bolhas gera microjatos e ondas de choque capazes de produzir elevadas tensões localizadas na superfície dos materiais, resultando em erosão e aumento do nível de ruído [9]. Ao longo do tempo, esses efeitos podem comprometer a integridade de componentes como pás do rotor, tubo de sucção e elementos do distribuidor, implicando custos elevados de manutenção e indisponibilidade operacional [10].

Diante dessas limitações, tem crescido o interesse pelo desenvolvimento e aplicação de técnicas complementares de monitoramento capazes de identificar fenômenos hidrodinâmicos de forma mais direta. Entre essas técnicas, destaca-se o monitoramento baseado em Emissão Acústica (EA), que consiste na detecção de ondas elásticas geradas por liberações localizadas de energia no interior de um sistema físico [11]. No contexto de máquinas hidráulicas, essas emissões podem estar associadas a eventos como formação e colapso de bolhas de cavitação, impactos de partículas, microinstabilidades do escoamento e interações fluido-estrutura [12].

A principal vantagem da técnica de EA reside em sua sensibilidade a eventos dinâmicos e de curta duração, permitindo a identificação de fenômenos que muitas vezes não são capturados por sistemas tradicionais de instrumentação por conta das frequências características desses eventos. Sensores piezoelétricos registram sinais de alta frequência que, ao serem processados, possibilitam identificar padrões relacionados a regimes operacionais e mecanismos de dano [13].

Nesse contexto, a integração das informações provenientes do monitoramento por EA com os dados operacionais fornecidos pelo sistema SCADA representa uma abordagem promissora para o diagnóstico de anomalias em turbinas hidráulicas. A correlação entre sinais acústicos e condições de operação permite identificar regiões do mapa operativo com maior intensidade de fenômenos hidrodinâmicos, auxiliando na compreensão do comportamento da máquina em diferentes regimes. Além disso, essa abordagem pode apoiar estratégias de manutenção preditiva, fornecendo subsídios técnicos para a mitigação de fenômenos que impactam o desempenho e a vida útil dos equipamentos.

2 PREPARAÇÃO DO ENSAIO

2.1 Definição da região de instalação dos sensores EA

Em uma visita à campo, em uma unidade geradora, foram avaliados, de maneira preliminar, possíveis locais para a realização de ensaios utilizando a técnica de EA. Dentre os locais avaliados, foram selecionadas as escotilhas de acesso do tubo de sucção. Após nessa configuração, os sensores foram posicionados nas escotilhas de acesso ao tubo de sução, possibilitando a aquisição de sinais acústicos em uma região mais próxima à saída das pás do rotor da turbina, em uma região caracterizada por um escoamento mais caótico.

Além disso, a escolha permite a instalação e eventual remoção do sistema de aquisição de dados acústicos diretamente na estrutura, sem necessidade de parada da máquina, evitando interferências na operação da unidade geradora ou nas atividades de manutenção previamente programadas.

De acordo com informações técnicas disponíveis, sensores de EA são capazes de detectar sinais a distâncias de aproximadamente oito metros da fonte de atividade acústica, dependendo das condições do ruído de fundo e desde que não existam interferências estruturais significativas ou fenômenos que promovam atenuação ou dissipação relevante do sinal.

2.2 Preparação do Ensaio de EA na escotilha do tubo de Sucção

Esta seção descreve a preparação dos ensaios de EA realizados, contemplando os procedimentos adotados para a montagem e o posicionamento dos sensores acústicos, bem como a instalação e a preparação da estação de coleta de dados. Adicionalmente, são detalhadas as configurações aplicadas ao sistema de aquisição de dados e os filtros utilizados durante o monitoramento.

Nas escotilhas do tubo de sucção foram instalados três sensores de EA. Dois sensores do tipo banda larga e ressonante foram posicionados na escotilha à jusante e um do tipo banda larga na escotilha à montante. Nas imagens da Figura 1 são apresentados os posicionamentos dos sensores acústicos instalados na escotilha à jusante do tubo de sucção com os respectivos pré-amplificadores.

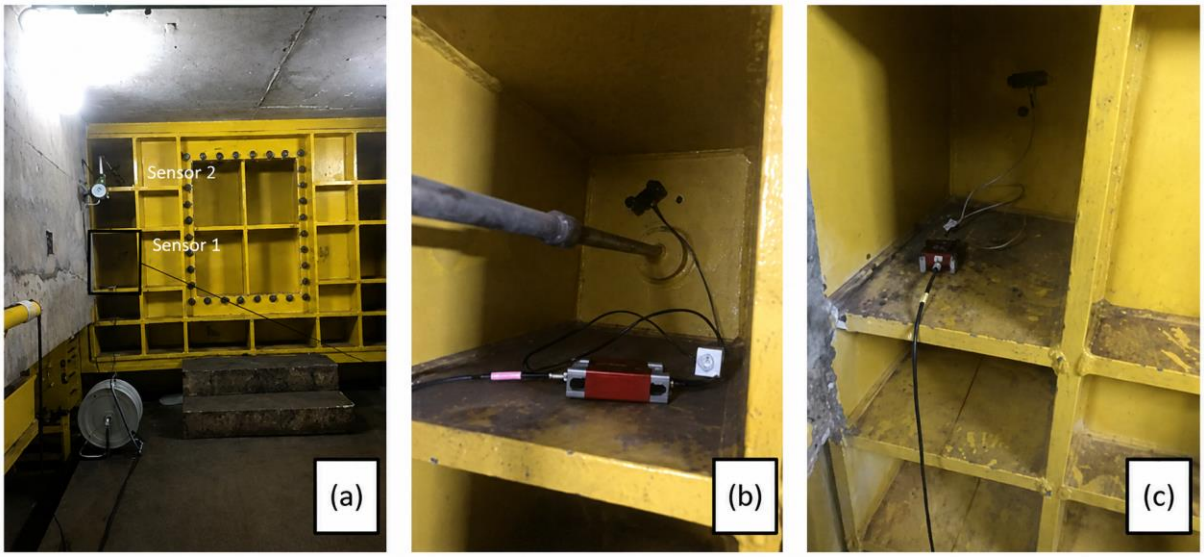


Figura 1 – Montagem dos sensores de banda larga e ressonante nas escotilhas do tubo de sucção: (a) visão da escotilha, (b) sensor 1 e (c) sensor 2.

Para a fixação dos sensores acústicos sobre as escotilhas, foram utilizados três fixadores magnéticos, um para cada sensor. Com o objetivo de melhorar o acoplamento mecânico entre o sensor e a estrutura metálica das escotilhas, bem como ampliar a sensibilidade à propagação das ondas acústicas, foi aplicada graxa sólida na interface de contato. Essa aplicação visa eliminar possíveis vazios entre o sensor e a superfície metálica, reduzindo perdas de sinal e atenuações indesejadas.

Quanto à montagem da estação de trabalho para a coleta de dados, optou-se por sua instalação na galeria de acesso às escotilhas do tubo de sucção. Essa escolha visou posicionar a estação de forma centralizada ao longo do corredor, otimizando a distribuição dos cabos e a utilização dos sensores instalados na estrutura, conforme observa-se na Figura 2. A estação de trabalho foi composta por uma mesa de apoio, um computador desktop, um nobreak e o sistema de aquisição de dados de EA.



Figura 2 – Montagem da estação de trabalho.

2.3 Acompanhamento da coleta de dados acústicos

Por cerca de 90 dias, foram acompanhadas a coleta de dados acústicos e as condições de funcionamento do sistema de aquisição de dados, nos quais verificava-se a integridade do acoplamento entre os sensores instalados e a superfície, a coleta e o arquivamento desses dados, bem como os resultados obtidos até o momento. O monitoramento foi conduzido de forma contínua durante a operação da UG.

3 METODOLOGIA DE ANÁLISE DOS DADOS

A metodologia proposta nesta pesquisa inclui a análise dos dados de EA, o cruzamento dessas informações com os dados do sistema SCADA e a verificação de possíveis fontes geradoras dos sinais por meio de um modelo CFD, conforme observa-se na Figura 3.



Figura 3 – Metodologia para verificação de cavitação em turbinas hidráulicas.

Os dados do sistema de EA analisados neste estudo foram a contagem e a energia, por se tratar de parâmetros derivados da forma de onda que mantêm variabilidade mesmo sob condições de saturação do *hit*. Neste trabalho, *hit* refere-se ao evento detectado quando o sinal ultrapassa o *threshold* definido no sistema de aquisição.

Essa condição ocorre quando o espaço de armazenamento do sistema EA é completamente preenchido, levando ao fechamento automático do *hit*, situação frequentemente associada a ambientes com elevada atividade acústica ou comportamento caótico do sinal. Tal limitação está relacionada às características da placa de aquisição utilizada no ensaio, cuja janela máxima de aquisição é de 0,01 s.

As demais variáveis apresentaram saturação em função do elevado nível de ruído de fundo presente na galeria do tubo de sucção, o que inviabilizou sua utilização na presente análise. Entre as variáveis, destacam-se: amplitude (A [dB]), tempo de subida (R [µs]), duração (D [µs]), valor RMS (RMS [µV]) e *threshold* (THR [dB]).

3.1 Dados SCADA

Os dados do sistema SCADA são utilizados para mapear previamente as condições operativas da máquina, identificando os menores valores do número de Thoma e comparando-o com os valores mapeados nos ensaios de EA. A partir dessa análise, os dados de EA são sincronizados com as variáveis do sistema supervisório (potência, vazão, queda líquida e abertura do distribuidor) com o objetivo de identificar pontos operativos com atividade emissão acústica (EA) mais intensa.

3.2 Dados EA

A análise dos eventos de EA consiste na aplicação de critérios de detecção e filtragem sobre os sinais adquiridos, com o objetivo de identificar ocorrências significativas que se destaquem do comportamento de fundo (*background*). Tal procedimento possibilita correlacionar os eventos detectados com as condições operativas da máquina, avaliando sua possível associação com variações de potência, vazão e queda líquida.

No âmbito dessa análise, no período de 24 a 25/12/2024, os parâmetros de EA, energia e contagem acumuladas indicaram comportamento acústico com maior desvio padrão nas condições de baixa carga, correspondentes a vazões entre 0,61 e 0,62 m³/s, segundo os dados SCADA ao converter para a escala unitária. Esse aumento na variabilidade os dados EA sugere maior instabilidade hidrodinâmica nesse regime, conforme Figura 4.

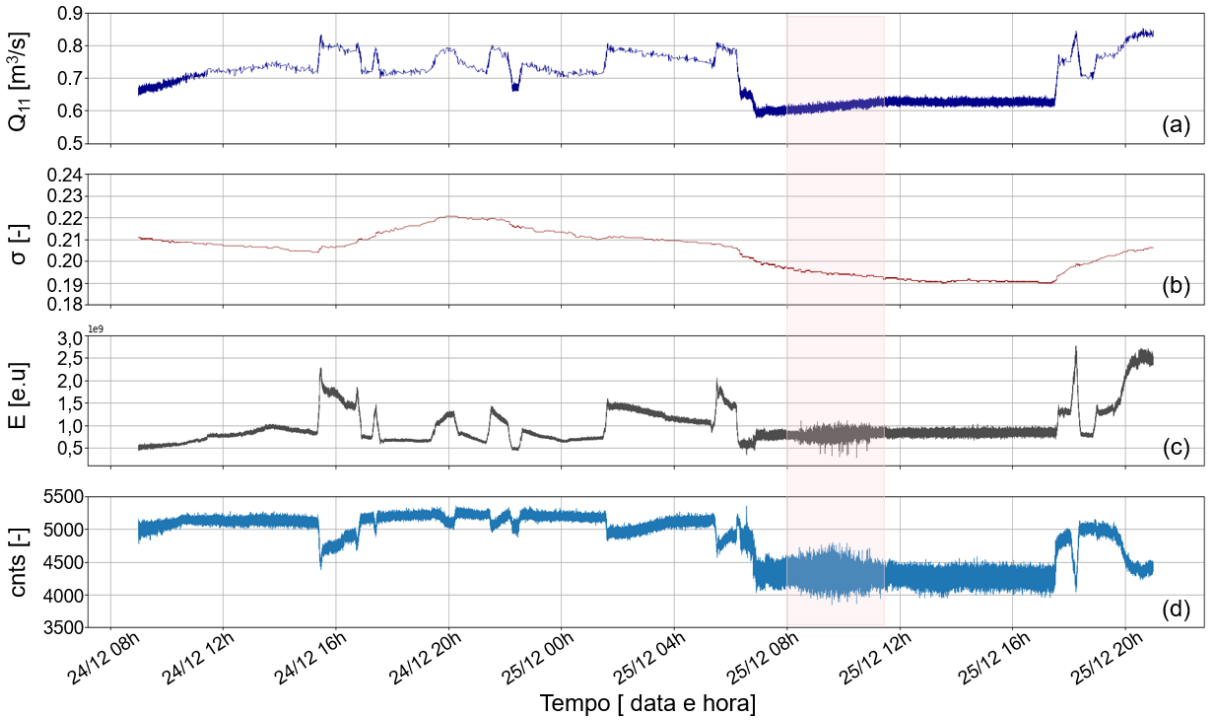


Figura 4 – Parâmetros de *hit* e variáveis do sistema SCADA**:** (a) vazão unitária, (b) número de Thoma, (c) energia e (d) contagem.

O Coeficiente de Variação (CV) é uma medida estatística que expressa o grau de dispersão dos dados em relação à média, conforme apresentado na Equação (1). Em termos práticos, esse parâmetro indica a variabilidade relativa dos dados em relação ao valor médio [e], sendo utilizado na análise de sinais de EA [e – e1].

$$CV = \frac{\sigma_{EA}}{\mu_{EA}} \quad (1)$$

Ao aplicar o cálculo do CV aos parâmetros de contagem e energia de EA, obtêm-se gráficos que evidenciam tanto condições operativas normais (baixa atividade de EA) quanto períodos com maior atividade de EA. Na Figura 5, apresenta-se esse resultado para o dia 19/02/2025, em uma condição de maior vazão.

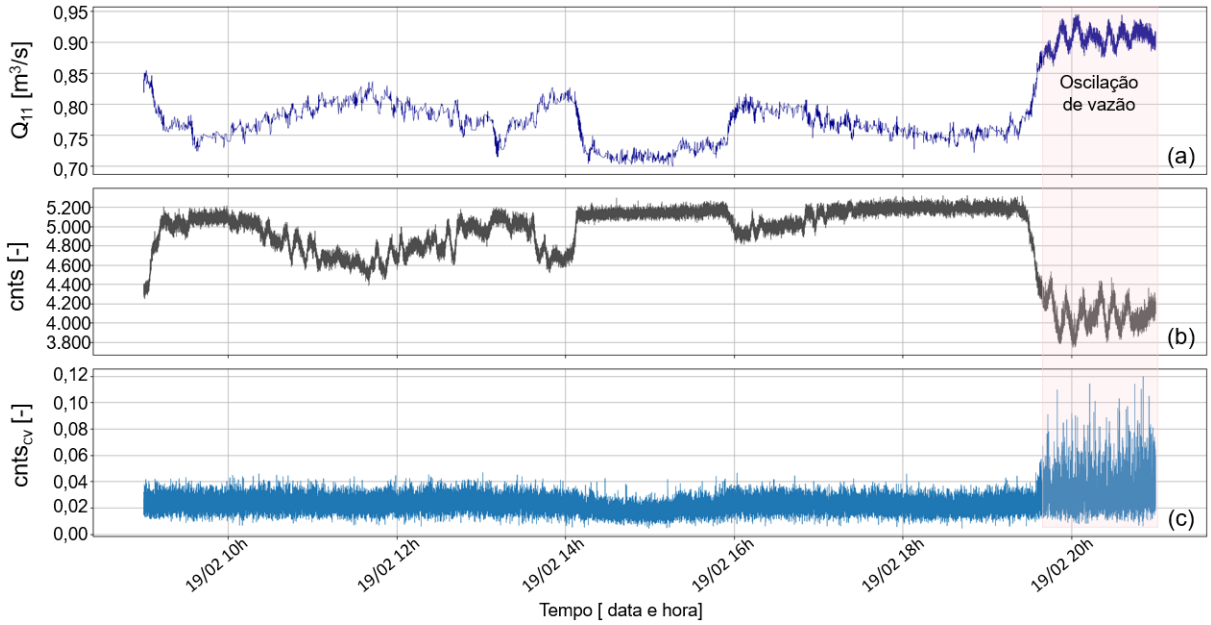


Figura 5 – Parâmetro de hits: (a) vazão unitária, (b) parâmetro de contagem e (c) coeficiente de variação do parâmetro de contagem.

3.3 Dados CFD

Por fim, realiza-se uma simulação numérica em CFD com o objetivo de apoiar o diagnóstico e verificar se os fenômenos responsáveis pelas atividades de EA observadas possuem origem hidráulica.

A partir da análise conjunta dos dados de operação do sistema de supervisão SCADA da UG e dos dados de EA captados durante a campanha de medição, é possível definir os pontos operativos a serem simulados. No Quadro 1 são apresentados os parâmetros utilizados como condições de contorno e os dados empregados para a validação dos resultados.

Quadro 1 - Pontos operativos e parâmetros de referência

Modelo CFD	Variáveis de hidráulicas
Condição de contorno	Abertura do distribuidor, queda líquida, rotação, nível jusante.
Validação de resultados	Vazão, nível montante, potência da turbina, potência hidráulica e eficiência hidráulica.

De forma geral, as simulações foram conduzidas seguindo um procedimento estruturado em três etapas, iniciando-se com uma simulação em regime permanente, seguida por uma simulação em regime transitório sem a ativação do modelo de cavitação, e, por fim, uma simulação em regime transitório com cavitação ativada. Esse encadeamento de etapas permite estabilizar numericamente o escoamento antes da inclusão dos fenômenos de cavitação na análise. Na Figura 6 é ilustrado este

fluxo de simulação, cujos parâmetros de simulação CFD são definidos na etapa de construção do modelo e são abordados nesta seção.

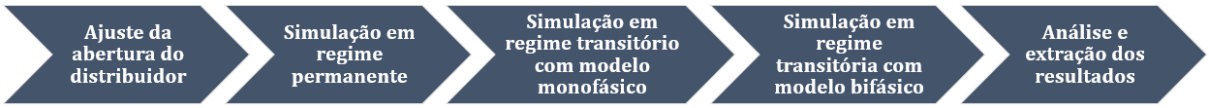


Figura 6 - Fluxo de simulação CFD.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Apresentação dos dados SCADA

O sistema SCADA disponibiliza em sua base de dados as seguintes variáveis: potência útil, vazão turbinada, nível dos reservatórios e abertura do distribuidor, porém, nesta pesquisa, a potência elétrica foi expressa em forma unitária (PU), normalizada pela potência nominal da unidade geradora. Essa abordagem foi adotada com o objetivo de preservar a confidencialidade dos dados operacionais reais e, simultaneamente, facilitar a comparação dos resultados com turbinas de diferentes portes, uma vez que os fenômenos analisados são avaliados em termos relativos de carregamento da máquina.

A partir dos dados operativos da máquina, foram calculadas duas variáveis fundamentais para a análise de cavitação: a queda líquida (H_n) e o número de Thoma (σ). Ambos os parâmetros foram determinados considerando as perdas de carga do sistema hidráulico. A queda líquida foi obtida a partir da queda bruta (H_b) ao incluir as perdas de carga no sistema de adução, também definido como conduto forçado, ver Equação (2). Já o número de Thoma (σ) foi calculado a partir do nível do reservatório a jusante considerando uma estimativa de perda do tubo de sucção (ΔH_{suc}). Esse procedimento tem como objetivo possibilitar a comparação com os valores críticos do número de Thoma obtidos nos ensaios do modelo reduzido da turbina [14]. A formulação adotada é apresentada na Equação (3).

$$H_n = H_b - f_{cond}\frac{L}{D}\frac{1}{2g}\frac{Q^2}{A_{cond}^2} \tag{2}$$

$$\sigma = \frac{H_{atm} + H_d + \Delta H_{suc} - H_{vap}}{H_n} \tag{3}$$

Em que:

H_n: queda líquida [m];
H_b: queda bruta [m]
f_{cond}: fator de atrito médio do conduto forçado;
D: diâmetro médio do conduto forçado [m];
L: comprimento total do conduto forçado [m];
σ: número de Thoma;
A_{cond}: área transversal média do conduto forçado [m^2];
H_{atm}: pressão atmosférica [m];
ΔH_{suc}: perda do tubo de sucção [m];
H_d: nível de submergência [m];
H_{vap}: pressão de vaporização [m].

A partir dos dados do SCADA e da aplicação das Equações (2) e (3), foram determinadas as condições operativas referentes ao período analisado. Dentro desse

contexto, o menor número de Thoma observado foi 0,168, associado a uma rotação unitária de 66,97 rpm (Figura 7). Nessa condição, considerando que o valor permanece acima do σ_{crit} = 0,137, não se espera a presença de fenômenos de cavitação com intensidade elevada capaz de penalizar os parâmetros hidráulicos. Contudo, não se pode descartar a hipótese de ocorrência de cavitação localizada, especialmente em regiões pontuais do rotor [15].

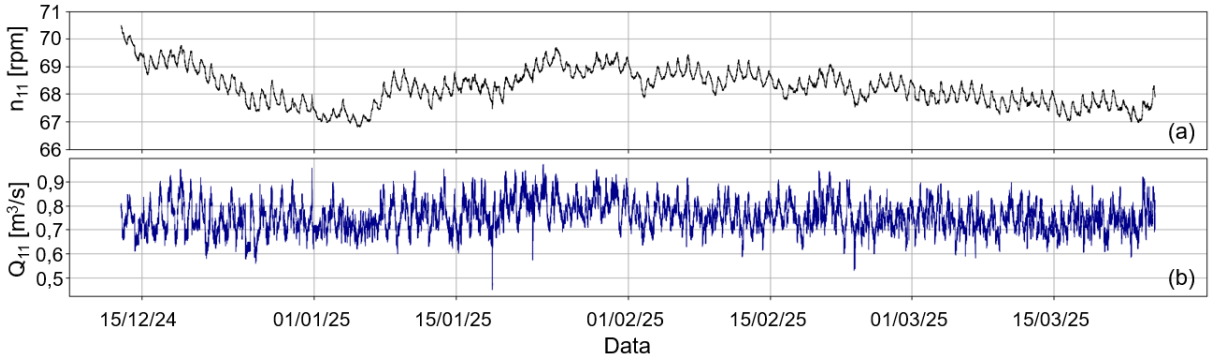


Figura 7 – Variáveis hidráulicas calculadas no período: (a) rotação unitária, (b) vazão unitária.

Com base nesses resultados, foram selecionadas as condições operativas associadas aos menores valores do número de Thoma, com o objetivo de investigar, por meio de simulações em CFD, a possível ocorrência do fenômeno de cavitação. Na Tabela 1 são apresentados os valores operativos correspondentes ao equipamento analisado.

Tabela 1 – Dados operativos com base no menor valor de Thoma observado no período.

Potência unitária	Abertura distribuidor	Vazão unitária	Rotação unitária	NPSE	Nº de Thoma
PU	[%]	[m³/s]	[rpm]	[j/kg]	[-]
0,85	61,91	0,682	66,96	20,89	0,1728
0,86	61,91	0,679	66,80	20,33	0,1673
0,91	66,02	0,725	67,02	20,27	0,1679
0,83	60,54	0,654	66,97	20,38	0,1686

Nota: NPSE - Net Position Suction Energy.

4.2 Apresentação dos dados EA

Com base na metodologia de análise exploratória dos dados de EA, apresentada na Seção 3, buscou-se investigar a relação entre variáveis do sistema supervisório SCADA, tais como: potência, vazão, queda líquida e abertura do distribuidor, e os parâmetros de EA, especificamente energia e contagem.

Para facilitar a interpretação dos resultados, foram definidas três categorias, representando diferentes faixas de magnitude de atividade acústica, com base na observação dos sinais coletados, conforme apresentado no Quadro 2. Além disso, são apresentados gráficos diários dos sinais classificados com Nível C e suas transições, com o objetivo de auxiliar na compreensão das condições operativas associadas às ocorrências de atividade acústica.

Quadro 2 – Categorização das intensidades das atividades de EA.

Categoria	Atividade EA	Mínimo (E_{CV})	Máximo (E_{CV})
Nível A	Desprezível	0	0,02
Nível B	Incipiente	0,02	0,04
Nível C	Evidente	0,04	máximo

Na Tabela 2, realiza-se a comparação das potências unitárias entre as categorias Nível B e Nível C, evidenciando que, embora as potências sejam iguais ou muito próximas, as condições operativas da máquina são distintas, seja pelos termos de vazão turbinada, queda líquida ou abertura do distribuidor, que estão apresentadas pelas variáveis unitárias.

Tabela 2 – Condições operativas da máquina que apresentaram atividade relevante de EA.

Potência unitária PU	Vazão unitária [m^3/s]	Rotação unitária [rpm]	Abertura do distribuidor [%]	Atividade EA
0,70	0,62	68,66	60	Nível B
	0,62	68,36	58	Nível B
	0,61	67,49	56	Nível C
0,71	0,61	67,95	58	Nível C
	0,61	67,49	55	Nível C
	0,61	67,49	56	Nível C
	0,61	67,49	55	Nível C
0,73	0,62	67,92	59	Nível B
	0,62	67,78	59	Nível B
	0,63	67,92	58	Nível B
	0,63	67,92	59	Nível B
	0,63	67,78	59	Nível B

Observa-se que, para uma vazão turbinada de 0,7 PU, houve registro de atividade de EA em ambos os níveis (B e C). Uma vez que a rotação unitária é inversamente proporcional à raiz da queda liquida, constatou-se que os fatores que diferenciaram o nível de intensidade da atividade acústica foi o aumento da queda líquida e uma menor abertura do distribuidor Para a potência unitária de 0,71 PU e quedas líquidas mais elevadas (menor rotação unitária, a atividade de EA foram predominantemente classificada como Nível C. Por outro lado, ao elevar a potência para PU=0,73, correspondente a vazões unitárias entre 0,62 e 0,63 m³/s e rotação unitária superior a 67,49 m, acompanhada de aumento na abertura do distribuidor (≈ 59%), os níveis de EA retornaram à classificação Nível B. Portanto, observa-se que, para rotações unitárias iguais ou inferiores a 67,95 rpm associadas a aberturas do distribuidor inferiores a 58%, há indícios da ocorrência de fenômenos hidráulicos que podem estar relacionados à indução de atividades EA.

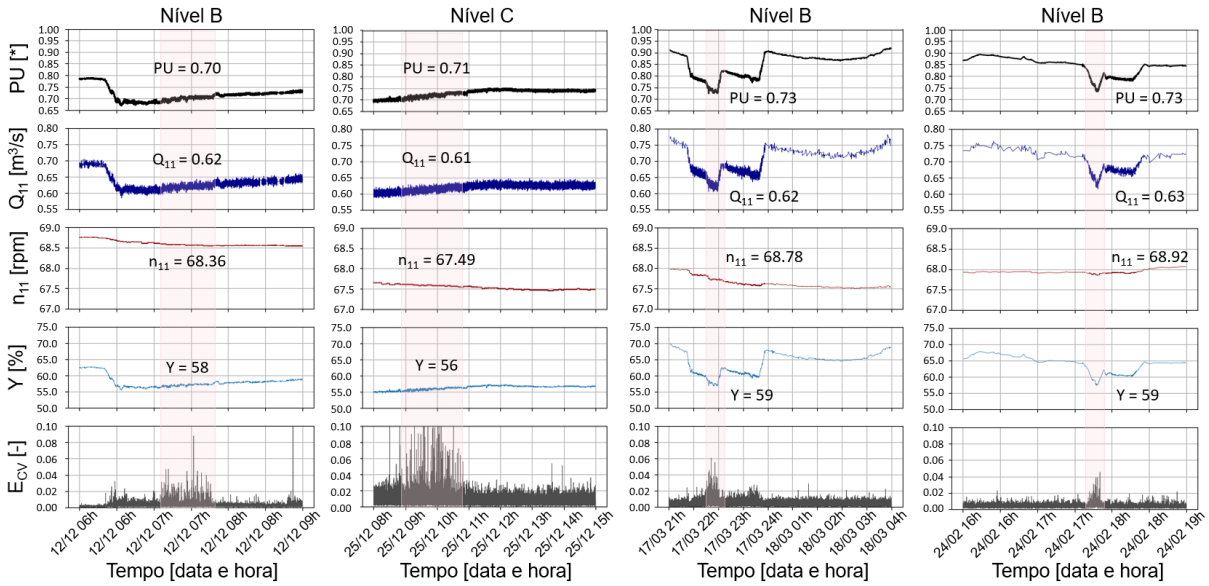


Figura 8 – Resultado de atividade EA para condições de PU 0,70, 0,71 e 0,73.

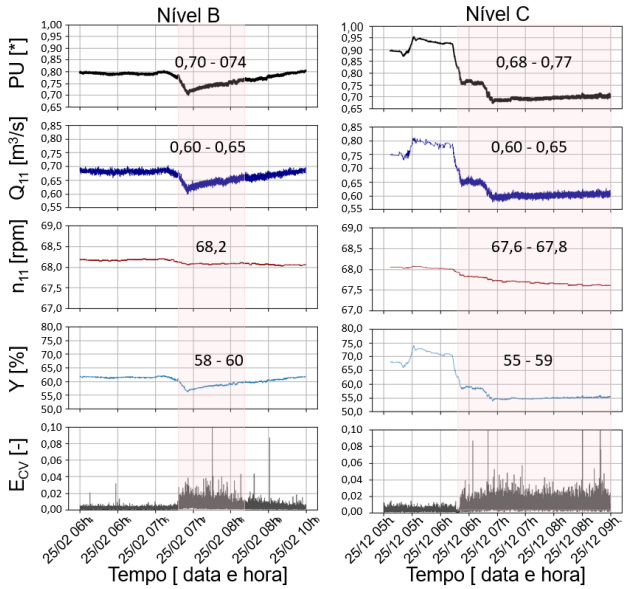


Figura 9 – Resultado de atividade EA para condições de PU 0,70.

Ressalta-se, contudo, a importância de considerar, nesta análise exploratória, o nível do reservatório a jusante e a abertura da válvula de aeração, uma vez que esses parâmetros podem contribuir para a interpretação das condições de pressão do escoamento, influenciando a ocorrência de fenômenos hidráulicos e auxiliando na explicação de eventuais divergências observadas na intensidade dos registros de EA.

As atividades de EA constatadas nesse monitoramento podem estar associadas a diferentes fenômenos hidráulicos, não necessariamente à cavitação. Entre as possíveis causas destacam-se a turbulência, escoamentos multifásicos, recirculação, formação de vórtices e a passagem das pás, entre outros.

Diante disso, foram selecionados três pontos operativos para a realização de simulações em CFD: P_{01} – correspondente a valores de maior vazão, P_{02} – associado ao menor coeficiente de Thoma observado durante o monitoramento (Tabela 3), e P_{03} – correspondente à condição classificada como Nível C (menor vazão). Essas

simulações foram conduzidas com o objetivo de confirmar ou descartar a hipótese de que a atividade de EA observada esteja relacionada ao fenômeno de cavitação.

Tabela 3 – Condições operativas da máquina que apresentaram atividade relevante de EA.

Parâmetros	Variável	Un.	P_{01}- alta vazão	P_{02}- baixo Thoma	P_{03}- baixa vazão
Abertura distribuidor	Y	[%]	88,06	66,02	58,18
Vazão unitária	Q_{11}	[m^3/s]	0,9246	0,7250	0,6205
Rotação unitária	n_{11}	[rpm]	69,035	67,018	67,835
Número de Thoma	σ	[-]	0,2316	0,1679	0,1959
Eficiência do modelo	η_{turb}	[%]	93,3	92	90

4.3 Apresentação dos dados CFD

Nesta seção são apresentadas a parametrização do modelo e os resultados obtidos para cada uma das simulações em CFD.

4.3.1 Parametrização do modelo CFD

As simulações foram realizadas seguindo o procedimento de três etapas, conforme descrito na seção metodológica, iniciando com um modelo monofásico, seguido por um modelo bifásico, ambos compartilhando o mesmo campo de velocidade obtido nas etapas iniciais de cálculo, de regime permanente para os regimes transitórios.

Em todas as condições operativas, foram estabelecidas como condições de contorno pressões totais na entrada e estáticas na saída do escoamento, correspondentes, respectivamente, ao nível do reservatório a montante subtraído das perdas do conduto forçado e ao nível do reservatório a jusante.

Adicionalmente, adotou-se a condição de parede *No-Slip Wall* para todos os domínios do modelo, tanto nos domínios estacionários (caixa espiral, pré-distribuidor, distribuidor e tubo de sucção) quanto no domínio rotativo. Para o acoplamento entre os domínios estacionário e rotativo, foi utilizado o modelo Frozen Rotor nas interfaces. Como modelo de turbulência, empregou-se o modelo SST (*Shear Stress Transport*).

Os critérios de convergência para as simulações em regime permanente foram 1.000 iterações ou um valor de resíduo rms de $1e^{-4}$. No caso das simulações em regime transitório, foi adotado um intervalo total de 2 s de fenômeno, com um passo de tempo definido com base no inverso da velocidade de rotação do equipamento. Os valores definidos foram 0,01 s e 0,005 s.

Na Quadro 3 são apresentados os parâmetros utilizados como condição de contorno e os dados utilizados para validação.

Quadro 3 - Pontos operativos e parâmetros de validação.

Condições no modelo CFD	Parâmetros
Condição de contorno	Nível jusante (Z_d)
Condição de contorno	Abertura distribuidor (y)
Variável de validação	Vazão (Q)
Condição de contorno	Queda líquida (H_n)
Variável de validação	Número de Thoma (σ)
Variável de validação	Potência Hidr. (P_{hidr})
Variável de validação	Eficiência turbina (η_{turb})

4.3.2 Resultados da condição P_{01}

O primeiro ponto avaliado corresponde a uma condição operativa de alta vazão. A Tabela 4 trata dos resultados obtidos na simulação numérica, bem como a comparação com os dados de referência levantadas na curva de colina unitária. Destaca-se que, conforme indicado na Tabela 4, as variáveis utilizadas na comparação correspondem aos parâmetros de validação: vazão unitária (Q_{11}), número de Thoma (σ), potência hidráulica ($P_{hidr} = \rho g H_n Q$) potência mecânica ($P_{turb} = T\omega$) e eficiência da turbina ($\eta_{turb} = P_{turb}/P_{hidr}$). Essas grandezas são obtidas diretamente a partir dos resultados da simulação ou, alternativamente, por meio das equações indicadas, as quais utilizam como entrada as variáveis hidráulicas calculadas pelo modelo numérico.

Tabela 4 – Resultados da simulação para o ponto P_{01}.

Parâmetros	Abordagem de cálculo	Curva de colina	Resultados simulação	Erro de simulação
Q_{11} [m³/s]	Software	0,9860	0,9746	1,16%
σ[-]	Expressão	-	0,2316	-
η_{turb} [%]	Expressão	92,98	93,06	0,086%
P_{turb} [PU]	Expressão	1,02	0,98	3,92%
P_{hidr} [PU]	Expressão	1,10	1,08	1,81%

Na Figura 10-(a), apresentam-se o campo de pressões e uma iso-superfície do volume de vapor localizada no centro do tubo de sucção, evidenciando a formação de um vórtice com núcleo oblongo, característica típica de condições operativas de alta carga em turbinas de pás fixas: como os rotores Francis [16]. Dentro desse contexto, o volume do vórtice cavitante é de 0,496 m³, não sendo identificadas outras regiões com ocorrência de cavitação, especialmente no interior da roda. Entende-se que eventuais danos associados à cavitação não devem estar associados a esse ponto operativo.

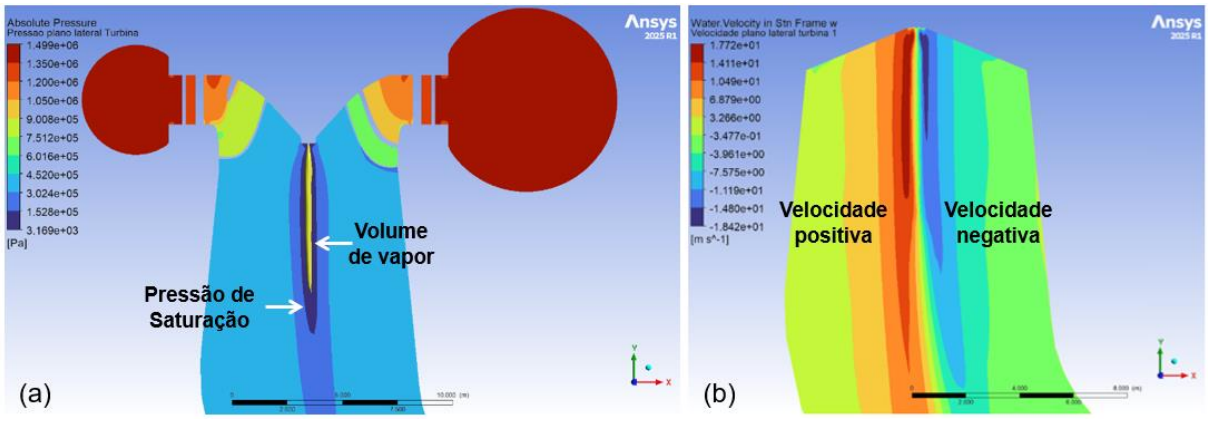


Figura 10 – Resultados da simulação PT_{01}: (a) contornos de pressão absoluta e volume de vapor, (b) velocidade na direção Z.

A partir do modelo numérico é possível também observar os contornos de velocidade do escoamento ao longo da turbina em uma seção transversal. A Figura 10-(b), exibe os vetores de velocidade no plano transversal da turbina nas direções Z. Nesse resultado, confirma que o vórtice observado na Figura 10-(a) é devido a distorção do escoamento que é ocasionada por uma maior velocidade nos canais formados pelas pás do rotor e para manter a conservação de momentum existe uma rotação do

escoamento no tubo de sucção no sentido contrário ao da rotação da máquina, característica de uma condição de alta carga [16].

Ressalta-se que, nesta simulação computacional, não foi considerada a influência do ar atmosférico associada ao sistema de aeração. Em operação real, a ocorrência dessa região de baixa pressão induz a abertura da válvula de aeração e a entrada do ar atmosférico no sistema hidráulico, promovendo a dissipação do volume de vapor e a atenuação das flutuações de pressão, conforme discutido em Ref. [17] quando foram realizados ensaios nessa máquina com a válvula fixadas em posições fechada e intermediária e ainda livremente para operar.

4.3.3 Resultados da condição P_{02}

A segunda condição simulada trata-se do ponto operativo com o menor valor de Thoma observado durante as medições do sistema supervisório SCADA. O procedimento de simulação foi similar ao já relatado para o P_{01} e tanto os valores medidos como os resultados da simulação são compilados por meio dos parâmetros de desempenho apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados da simulação para o ponto P_{02}.

Parâmetros	Abordagem de cálculo	Curva de colina	Resultados simulação	Erro de simulação
Q_{11} [m^3/s]	Software	0,7768	0,7880	1,44%
σ_{plant}[-]	Expressão	-	0,1679	-
η_{turb} [%]	Expressão	0,96	0,94	2,08%
P_{turb} [PU]	Expressão	0,90	0,90	0%
P_{hidr} [PU]	Expressão	0,94	0,95	1,06%

A seguir, apresenta-se o campo de pressões e a superfície correspondente ao volume de vapor presente no domínio do tubo de sucção. Em relação a esses resultados, não foi observado o mesmo comportamento rotacional do escoamento no tubo de sucção verificado na condição P_{01}. No entanto, identificaram-se regiões de baixa pressão que atingem valores da pressão de saturação, o que favoreceu a formação de vapor d'água logo abaixo do cone do rotor, conforme ilustrado na Figura 11-(a). O volume de vapor calculado para essa condição é de 0,006 m³, sendo associado a recirculação do escoamento nessa região localizada, conforme observa-se na Figura 11-(b). Nesta condição não considera a presença de ar atmosférico do sistema de aeração.

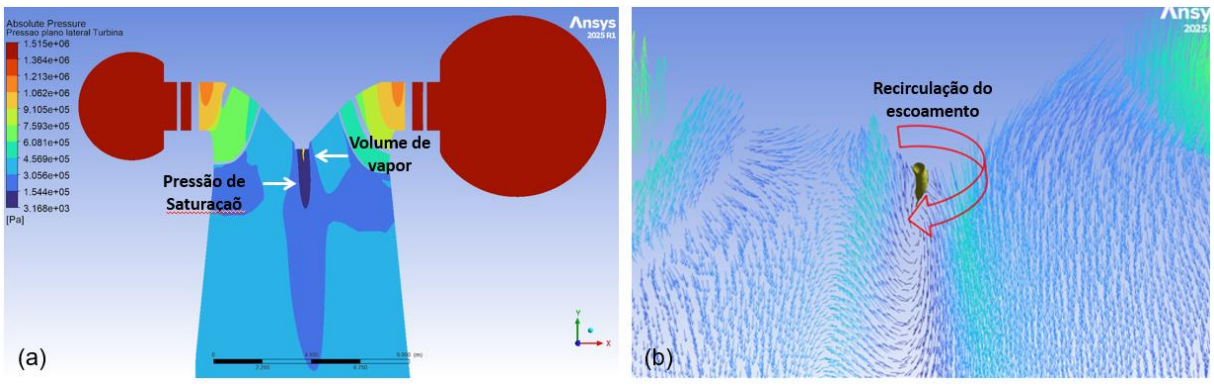


Figura 11 – Resultados P02: (a) contornos de pressão absoluta e volume de vapor. (b) vetores de velocidade e volume de vapor logo abaixo do cone do rotor.

4.3.4 Resultados da condição P_{03}

A terceira condição simulada trata-se do ponto operativo com baixa vazão e maior intensidade sonora observada nos ensaios acústicos. Seguindo os mesmos procedimentos já citados, foram obtidos os parâmetros de desempenho que estão organizados na Tabela 6. Esses resultados incluem dados experimentais da curva de colina unitária e resultados da simulação.

Tabela 6 - Resultados da simulação para o ponto P_{03}.

Parâmetros	Abordagem de cálculo	Curva de colina	Resultados simulação	Erro de simulação
Q_{11} [m^3/s]	Software	0,6581	0,6763	2,76%
σ_{plant}[-]	Expressão	-	0,1993	-
η_{turb} [%]	Expressão	92,98	93,06	0,09%
P_{turb} [PU]	Expressão	0,71	0,73	2,81%
P_{hidr} [PU]	Expressão	0,77	0,79	2,60%

Na Figura 12, é apresentado o campo de pressão do escoamento restrito ao domínio do tubo de sucção. A análise evidencia baixo gradiente nas flutuações de pressão absoluta, com valores compreendidos entre 2,593×10⁵ Pa a 3,843×10⁵ Pa. Observa-se a evolução temporal do escoamento e a dinâmica do campo de pressão, indicando uma pulsação de pressão de baixa intensidade, sem caráter cavitante, uma vez que a pressão do escoamento é superior a pressão de saturação.

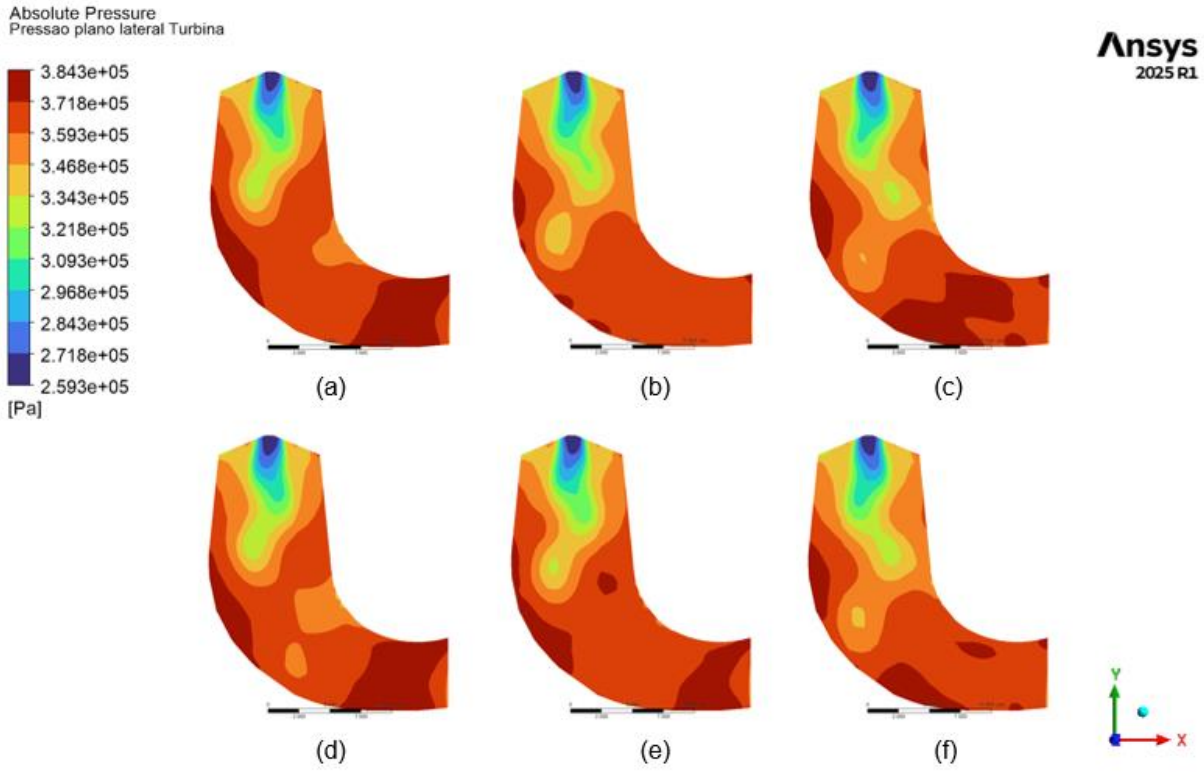


Figura 12 – Resultados de pressão absoluta do P_{03}: (a) instante 1. (b) instante 2 (c) instante 3 (d) instante 4 (e) instante 5 e (f) instante 6.

Percebe-se nesta figura a evolução temporal do escoamento e a dinâmica do campo de pressão, que indica um vórtice não cavitante pulsante de baixa intensidade.

As pressões mínimas atingem cerca de 259 kPa permanecendo significativamente acima da pressão de cavitação (3.168 Pa). Dessa forma, não se verifica a formação de vapor no domínio analisado.

Outro resultado obtido a partir da simulação refere-se aos campos de velocidade do escoamento. Observa-se na Figura 13 que as maiores velocidades concentram-se predominantemente próximas às paredes, na região periférica do tubo, enquanto no centro ocorre uma zona de recirculação do escoamento. Esse resultado corresponde a um determinado instante da simulação.

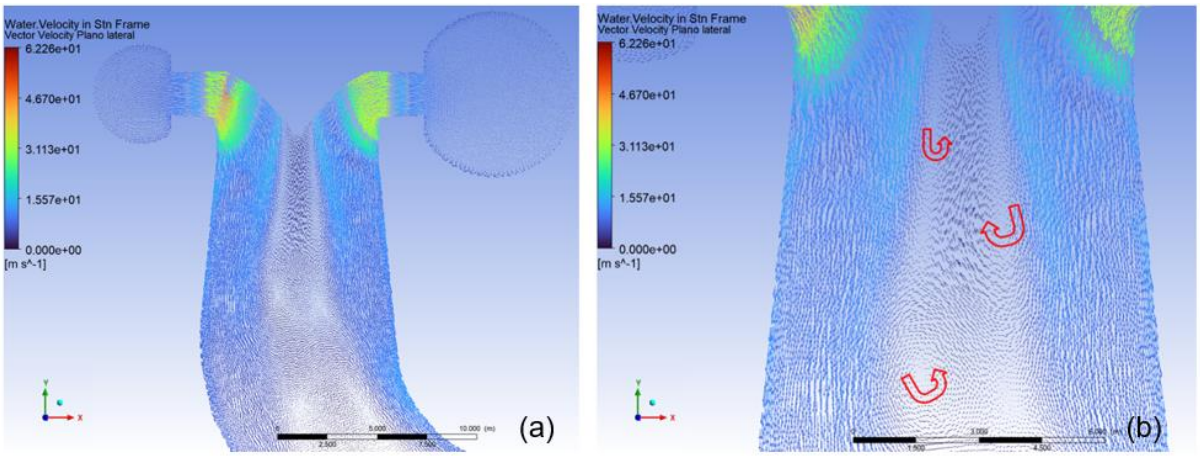


Figura 13 – Velocidade do P_{03}: (a) visão em corte lateral (b) destaque das recirculações.

5 CONCLUSÕES

Como conclusão, a pesquisa foi desenvolvida em três frentes principais: ensaios de EA em turbinas hidráulicas, análise e tratamento dos dados acústicos; e simulações em CFD para investigar as possíveis causas das atividades de EA. Esses procedimentos permitiram identificar padrões acústicos associados às condições operativas e relacioná-los a fenômenos hidrodinâmicos, como vórtices, recirculações do escoamento e cavitação.

Com relação aos ensaios de EA realizados em uma unidade geradora, as medições forneceram subsídios para a análise do comportamento dinâmico do equipamento. Os dados obtidos permitem avaliar parâmetros característicos dos fenômenos hidráulicos e serviram de base comparativa entre resultados experimentais e simulações numéricas. De modo geral, o ensaio atendeu aos objetivos propostos, possibilitando a caracterização de atividade acústica associada ao funcionamento. Além disso, o uso de *flags* de eventos e técnicas de pós-processamento, como filtragem por amplitude, energia e duração, permitiu classificar os sinais e identificar condições operativas anômalas.

Com relação à análise e ao tratamento dos dados acústicos, os resultados indicam que a intensidade da atividade de EA está associada principalmente à combinação entre vazão turbinada, queda líquida e abertura do distribuidor, refletindo-se na potência da máquina (PU≈0,71). Observou-se que vazões unitárias próximas de 0,61 m³/s, associadas a rotação unitária de 67,49 rpm e aberturas do distribuidor inferiores a aproximadamente 58%, favorecem a intensificação das emissões (Nível C). Por

outro lado, quando a rotação unitária é superior a 67,49 rpm, mesmo para potências semelhantes, as atividades de EA permanecem no Nível B.

Ressalta-se que outros parâmetros operacionais, como o nível do reservatório a jusante e a abertura da válvula de aeração, são parâmetros que contribuem para uma melhor explicação das condições observadas. Assim, pontos operativos representativos do Nível C foram selecionados para investigação por meio de simulações CFD, com o objetivo de avaliar a possível relação entre as EA e fenômenos hidráulicos específicos, como cavitação, recirculação e formação de vórtices.

Por fim, com relação a investigação das possíveis causas das atividades de EA por meio de simulações de CFD, as mesmas foram conduzidas desconsiderando os efeitos do sistema de aeração da máquina, permitindo avaliar o comportamento hidrodinâmico associado às condições representativas de plena carga (PU≈1,00 - P_{01}) e carga parcial (PU≈0,71 - P_{03}). Na condição P_{01} os resultados da simulação para o ponto operativo de alta vazão indicam a presença de cavitação no domínio do tubo de sucção, evidenciada pela formação de um volume de vapor estimado em 0,496 m³. Porém não foi identificada outras regiões com ocorrência de cavitação, especialmente no interior da roda e, portanto, danos erosivos devido a cavitação, possivelmente não devem estar associados a esse ponto operativo. A análise do campo de velocidades no plano transversal da turbina também revelou a formação de uma estrutura de vórtice no tubo de sucção, caracterizada pela inversão das componentes de velocidade ao longo do eixo Z. Observa-se ainda que a rotação desse vórtice ocorre em sentido oposto ao da rotação da turbina.

De modo geral, os resultados obtidos para a condição P_{02} demonstram uma boa concordância entre os parâmetros calculados numericamente e os valores previstos pela curva de colina unitária, com erros inferiores a 3%. Embora não tenha sido observado o mesmo comportamento rotacional intenso do escoamento identificado na condição P_{01}, verificaram-se regiões localizadas de baixa pressão no tubo de sucção, capazes de atingir a pressão de saturação e favorecer a formação de vapor d'água abaixo do cone do rotor. O volume de vapor estimado de 0,006 m³ indica a presença de cavitação associada à recirculação localizada do escoamento. Além disso, ressalta-se que a ausência da modelagem da injeção de ar atmosférico proveniente do sistema de aeração pode influenciar a previsão do volume de vapor e da dinâmica do escoamento, sendo recomendada sua consideração em estudos futuros para maior representatividade das condições reais de operação.

Já na condição de P_{03}, os resultados não evidenciam fenômenos associados à cavitação como possível origem das atividades de EA observadas em Nível C. Por outro lado, a análise das linhas de fluxo ao longo da turbina revelou a presença de refluxo no tubo de sucção, caracterizado por um escoamento ascendente (de jusante para montante. Dessa forma, os resultados sugerem que as EA observadas no Nível C estão mais provavelmente associadas a fenômenos hidrodinâmicos do escoamento — como recirculações e estruturas de vórtice — do que à ocorrência de cavitação propriamente dita nas condições analisadas.

6 PALAVRAS CHAVE

Emissão Acústica; Turbinas Hidráulicas; Fenômenos Hidrodinâmicos; Sistema SCADA; Dinâmica dos Fluidos Computacional; Monitoramento de Cavitação.

7 REFERÊNCIAS

[1] BETTI, A.; CRISOSTOMI, E.; PAOLINELLI, G.; PIAZZI, A.; RUFFINI, F.; TUCCI, M. Condition monitoring and predictive maintenance methodologies for hydropower plants equipment. *Renewable Energy*, v. 171, p. 246–253, 2021.

[2] INTERNATIONAL HYDROPOWER ASSOCIATION. *Hydropower Status Report 2023*. London: IHA, 2023. Disponível em: https://www.hydropower.org/publications/status-report. Acesso em: 7 maio 2026.

[3] INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. *Hydropower Special Market Report*. Paris: IEA, 2021. Disponível em: https://www.iea.org/reports/hydropower-special-market-report. Acesso em: 7 maio 2026.

[4] YANG, Z.; YUAN, H.; CAI, X.; et al. Monitoring technology of hydroturbines in pumped storage power stations: a mini review. *Frontiers in Energy Research*, 2024.

[5] BOYER, S. A. *SCADA: Supervisory Control and Data Acquisition*. Research Triangle Park: ISA – International Society of Automation, 2010.

[6] GARCÍA MÁRQUEZ, F. P.; PEINADO GONZALO, A. A comprehensive review of condition monitoring systems for hydropower stations: technologies, applications, and future trends. *Electric Power Systems Research*, 2026.

[7] DÖRFLER, P.; SICK, M.; COUTU, A. *Flow-Induced Pulsation and Vibration in Hydroelectric Machinery: Engineer's Guidebook for Planning, Design and Troubleshooting*. London: Springer, 2013.

[8] BREKKE, H. *Hydraulic Turbine Design, Maintenance and Troubleshooting*. Trondheim: NTNU – Norwegian University of Science and Technology, 2001.

[9] ESCALER, X.; et al. Cavitation monitoring of hydroturbines: tests in a Francis turbine model. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CAVITATION (CAV2006)**,** 6., 2006. Proceedings… p. 1–5.

[10] ESCALER, X.; et al. Detection of draft tube surge and erosive blade cavitation in a full-scale Francis turbine. *Journal of Fluids Engineering*, v. 137, n. 1, 2015.

[11] EMISSÃO ACÚSTICA: conceitos e aplicações.

[12] QUEIROZ, F. R. Avaliação de cavitação em turbinas hidráulicas por emissão acústica. 2012. 77 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

[13] *Nondestructive Testing Handbook*. 3. ed. v. 6: *Acoustic Emission Testing*. Columbus: American Society for Nondestructive Testing (ASNT).

[14] ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE (EPFL). Hydraulics Machines Laboratory. *Model acceptance tests carried out at the Hydraulics Machine Laboratory of EPFL*. Lausanne, Switzerland, Mar.–Apr. 1979

[15] AVELLAN, Francois. Introduction to cavitation in hydraulic machinery. Politehnica University of Timișoara, 2004.

[16] DÖRFLER, Peter; SICK, Mirjam; COUTU, André. Flow-induced pulsation and vibration in hydroelectric machinery: engineer's guidebook for planning, design and troubleshooting. London: Springer, 2013.

[17] MARRA, João. *Predição do comportamento hidráulico de turbinas Francis utilizando métodos numéricos*. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, [2017].

	Christian WENDT DOS SANTOS Mestre em Ciências da Computação pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE), com conclusão em 2023. Especialista em Métodos Numéricos em Engenharia pela Universidade Federal do Paraná (UFPR), concluído em 2018. Graduado em Engenharia Mecânica pela UNIOESTE em 2016.
	Christiano WENDT DOS SANTOS Especialização em Análise Numérica Estrutural pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) em andamento pela iESSS, especialista em Métodos Numéricos Aplicados à Engenharia pela Universidade Federal do Paraná (UFPR, 2018) e graduado em Engenharia Mecânica pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE, 2016).
	Edson LUIS MARQUES Engenheiro Mecânico graduado pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná (2014). Possui MBA em Engenharia de Manutenção 4.0 pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR - Campus Guarapuava - 2023). Desde 2015 é colaborador do Itaipu parquetec, atuando nos últimos anos na execução de projetos de PD que envolvem a aplicação de ferramentas computacionais (Ansys CFX e Ansys Mechanical).
	João Paulo SIGRUN PEDROLLO BARBOSA SOBRENOME Graduado em Engenharia Mecânica pela Universidade Estadual do Oeste do Paraná (UNIOESTE) e especialista em Business Intelligence & Analytics. Atua na Itaipu Binacional desde 2016, na Superintendência de Manutenção, desenvolvendo atividades relacionadas aos equipamentos das unidades geradoras, com foco especial em geradores, sistemas de água pura e turbinas.
	Aldo Manuel RAMIREZ GONZALEZ Graduado em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFGRS) com mestrado em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Atua na Itaipu Binacional desde 2004, na Superintendência de Manutenção, desenvolvendo atividades relacionadas aos equipamentos das unidades geradoras e auxiliares mecânicos.

PATROCÍNIO PLATINA

ITAIPU BINACIONAL

PATROCÍNIO OURO

CEMIG

VALE

CDA ACB

PATROCÍNIO PRATA

PdA

SYSDAM

ENGENHARIA & INSTRUMENTOS

PCP engenharia Geofísica e Monitoramento

AXIA ENERGIA

norteENERGIA

Rocha Engenharia

Intertechne

CTG Brasil

PATROCÍNIO BRONZE

Enemax

CHAMMAS ENGENHARIA

COLETANCHE GEOMEMBRANA BITUMINOSA

PROGEO

mútua

NORTENE

COPEL Pura Energia

ABRAGE

BELOSUN MINERAÇÃO

coba GROUP

APOIO

ANA AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO E DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL

ANM Agência Nacional de Mineração

SEMAS/PA

ABRAPCH

IBRAM 50 YEARS BRAZILIAN MINING

Hydro

HUESKER Ideen. Ingenieure. Innovationen.