

**Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e  
Infraestrutura**

**Diones Uiliam Barboza**

**ESTUDO SOBRE O COMPORTAMENTO  
HIDROGEOTÉCNICO DA OMBREIRA DIREITA DA  
BARRAGEM DO RIBEIRÃO JOÃO LEITE**

Porto Alegre  
2021

**DIONES UILIAM BARBOZA**

**ESTUDO SOBRE O COMPORTAMENTO  
HIDROGEOTÉCNICO DA OMBREIRA DIREITA DA  
BARRAGEM DO RIBEIRÃO JOÃO LEITE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia

**Prof. Luiz Antônio Bressani**  
PhD. pelo Imperial College, University of  
London / UK  
Orientador

Porto Alegre  
2021

### CIP - Catalogação na Publicação

Barboza, Diones Uiliam

Estudo sobre o comportamento hidrogeotécnico da ombreira direita da barragem do Ribeirão João Leite / Diones Uiliam Barboza. -- 2021.

157 f.

Orientador: Luiz Antônio Bressani.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Porto Alegre, BR-RS, 2021.

1. Segurança de Barragens. 2. Geotecnia. 3. Instrumentação e Monitoramento. 4. Análise de Fluxo. I. Bressani, Luiz Antônio, orient. II. Título.

**DIONES UILIAM BARBOZA**

**ESTUDO SOBRE O COMPORTAMENTO  
HIDROGEOTÉCNICO DA OMBREIRA DIREITA DA  
BARRAGEM DO RIBEIRÃO JOÃO LEITE**

Esta dissertação de mestrado foi julgada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 22 de Dezembro de 2021.

**Prof. Luiz Antônio Bressani**  
PhD. pelo Imperial College, University of  
London / UK  
Orientador

**Profa. Angela Moura Danilevicz**  
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Profa. Ângela Gaio Graeff (UFRGS)**  
PhD. pela University of Sheffield, UK

**Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)**  
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Murilo da Silva Espíndola (UFSC)**  
Doutor pela Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil

Dedico este trabalho àqueles que acreditam que a educação é o melhor caminho para um país mais justo e menos desigual.

## AGRADECIMENTOS

De antemão, gostaria de esclarecer aos leitores que eventualmente tiverem interesse neste trabalho no futuro (se ainda houver humanidade, né?!) que este trabalho foi desenvolvido no meio da pior pandemia dos últimos 100 anos que antecedem a data de sua publicação. Portanto, gostaria de frisar que não teria sido possível concluí-lo sem a ajuda de diversas pessoas, seja pelo apoio emocional, intelectual ou nas discussões de mesa de bar na era pré-pandemia (incrivelmente, depois de um ano e nove meses a pandemia não acabou!).

Sendo assim, inicialmente gostaria de agradecer as pessoas que são importantes para mim e que foram fundamentais no apoio da realização do presente trabalho, minha querida namorada Jéssica da Rosa Beck por todo o apoio, carinho e compreensão nos momentos de maiores adversidades, assim como minha sogra Fátima Margarete da Rosa Beck e meu sogro Sérgio Luiz Grassi Beck (*in memoriam*), que eu sinto tanta saudade, por todo o incentivo e por acreditarem em mim. À minha família, minha mãe Rejane Sallete Barboza, minha avó Maria Ferreira Soares, minha tia Maria Helena Brum e minhas primas Carla Tatiane Ferreira Soares e Patrícia Brum, que mesmo diante de muitas dificuldades nunca me deixaram faltar nada.

Um especial agradecimento ao meu professor orientador Luiz Antônio Bressani, que eu admiro e tive a incrível oportunidade de conviver durante o período do mestrado, pelos ensinamentos, conselhos e amizade. Ao professor Washington Peres Núñez por todo o aprendizado, gentilezas e confraternizações que deixaram este período menos desgastante, principalmente pelo bom relacionamento e sintonia que tivemos em nosso grupo. Ao professor Marcelo Giulian Marques pelos ensinamentos passados e discussões na área de segurança de barragens.

Ao grande amigo Eduardo Bonow Simões, que eu conheci por acaso na fila do visto pra estudar na França e por aí já se vão mais de oito anos de amizade, por ter me incentivado no mestrado e por ter me ajudado na coleta de amostras de solo em um dos dias mais quentes do verão de 2020 para a pesquisa que eu, amargamente, tive que abrir mão por causa da pandemia (não sei onde foram parar as amostras depois que tudo fechou). Aos colegas e amigos Bruna Diniz, Carine Molz, Celso Luiz Romeiro Junior, Daniel Pinheiro Fernandes, Henrique Falck Grimm e Matheus Carvalho, pelos debates no D'almolin e na Lancheria do Parque, nos quais eu tive o prazer de vivenciar (quem viveu sabe) e que sinto tanta falta, e também pelo apoio emocional durante o desenvolvimento da pesquisa.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura (PPGCI), bem como todos os professores que fazem parte do PPG, por toda a estrutura de ensino oferecida, pelos esforços aplicados no dia a dia para proporcionar educação de qualidade e pelo acolhimento, que foram importantes para o meu desenvolvimento acadêmico, profissional e pessoal.

À Saneamento de Goiás S.A. (SANEAGO), em especial ao Eng. Ivaltemir (Tinil) Barros Carrijo, por ter me acolhido neste trabalho em um momento tão difícil e pela disponibilização dos dados da barragem do Ribeirão João Leite, os quais foram fundamentais para a concretização dessa pesquisa de mestrado. À Magna Engenharia Ltda., por ter me dado a oportunidade de trabalhar na área de segurança de barragens.

À Eng<sup>a</sup>. Rosi Guedes Bernardes, a quem eu sou eternamente grato, pela amizade e parceria de mais de 10 anos e pelas oportunidades que foram importantes para a minha formação pessoal e profissional. Aos colegas e amigos de geotecnia André Luiz Hebmuller e Juliano Augusto Nietiedt, que são grandes exemplos profissionais e pessoais para mim e que foram importantes para o desenvolvimento dos trabalhos na barragem do Ribeirão João Leite. À Eng<sup>a</sup>. Marília Bocacio, pelas caronas e risadas, e também por ter intermediado a solicitação da documentação para encaminhamento dessa pesquisa. Aos ex-colegas de Magna Engenharia Adriana Rutkovski, Anelise Severo Rocha, Felipe Dal'Maso, Henrique Morador, Hildo Stefani, Kassio Carvalho, Lucas Tassinari, Luiz Felipe Viegas Figueira, Marcele Colferai, Myra Balhego Lima, Marcele Bravo, Régis Vasconcellos e Rolando Gonzalez Ramirez, o meu muito obrigado por todos os anos de convívio e aprendizado de que sou imensamente grato.

“...você não deve praticar ações gentis em favor de um nascimento celestial, mas sim para que dia e noite, corretamente livre de pensamentos rudes, amando igualmente tudo que vive, você possa se esforçar para se livrar de toda a confusão da mente e praticar contemplação silenciosa. No fim, apenas isso traz benefício; além disso não há realidade.”

*(Jack Kerouac)*

## RESUMO

BARBOZA, D. U. **Estudo sobre o Comportamento Hidrogeotécnico da Ombreira Direita da Barragem do Ribeirão João Leite**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

A segurança de barragens é de grande interesse para a sociedade, tendo em vista que, em caso de rompimento, podem causar impactos de ordem socioambiental e econômicos graves, até perdas de vidas humanas. Dessa forma, o monitoramento contínuo com base em inspeções visuais e instrumentação hidrogeotécnica fornecem informações importantes sobre o desempenho efetivo de barragens, permitindo a identificação de eventuais desvios de comportamento que comprometam a segurança da estrutura. O presente trabalho tem como objetivo a investigação do comportamento hidrogeotécnico da ombreira direita da barragem do Ribeirão João Leite, localizada em Goiânia/GO, com base na análise e interpretação dos dados das séries históricas do monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem associados com simulações numéricas de fluxo permanente e transiente bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos utilizando parâmetros calibrados. A barragem estudada consiste em uma estrutura mista de gravidade em CCR com fechamento junto às ombreiras em maciço de terra com solo argiloso, assente sobre fundação composta por maciço de gnaiss com veios de quartzito. A região de contato entre materiais da ombreira direita foi estudada devido à presença de ocorrências no talude do maciço de terra e no interior da galeria de drenagem, bem como pelas vazões dos drenos de fundação ser de magnitude significativamente maior do que as vazões na região da ombreira oposta. Com base nas análises realizadas foi possível concluir que o comportamento hidrogeotécnico da barragem na região da ombreira direita é comandado, principalmente, pelas fraturas e feições com maior condutividade hidráulica do maciço rochoso da fundação. As simulações considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação indicaram incrementos de pressões de aproximadamente 36% na fundação do Bloco 02 e de 156% no tapete drenante a jusante, confirmando que esses dispositivos desempenham papel importante no controle de pressões pela fundação. Os dados das séries históricas do monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem foram fundamentais para o desenvolvimento de modelos representativos e confiáveis da situação real, resultando em um melhor conhecimento do desempenho efetivo da estrutura.

**Palavras-chave:** Segurança de Barragens; Geotecnia; Instrumentação e Monitoramento; Análise de Fluxo.

## ABSTRACT

BARBOZA, D. U. **Study of the Hydrogeotechnical Behavior from the Right Abutment of Ribeirão João Leite Dam.** 2021. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) - Postgraduate Program in Civil Engineering: Construction and Infrastructure, Engineering School, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

The safety of dams is of great interest to society, considering that, in case of failure, they can cause serious socio-environmental and economic impacts and even human lives losses. Thus, continuous monitoring based on visual inspections and hydrogeotechnical instrumentation can provide important information on the effective performance of dams, allowing the identification of possible deviations in behavior that compromise the safety of the structure. The present work aimed to investigate the hydrogeotechnical behavior from the right abutment of the Ribeirão João Leite dam, located in Goiânia/GO, based on the data analysis and interpretation of an historical series of piezometric and flow rate monitoring associated with two-dimensional seepage analysis under steady-state and transient conditions using the Element Finite Method with calibrated parameters. The analyzed dam consists of a RCC gravity structure with earthfill abutments and a rock foundation on gneiss with quartzite veins. The right abutment region was studied due to some visual evidences of flow observed in the slope and inside the drainage gallery. The magnitude of the foundation drainage flow rate was also significantly greater than at the other abutment. Based on the analyzes carried out, it was possible to conclude that the hydrogeotechnical behavior of the dam in the region of the right abutment is mainly controlled by the fractures and features with higher hydraulic conductivity of the foundation rock massif. The simulations considering the hypothesis of inefficiency of the foundation drains indicated pressure increments of approximately 36% in the foundation of Block 02 and of 156% in the drainage mat downstream, confirming that these devices play an important role in controlling pressures through the foundation. The historical data from piezometric and flow rate monitoring were essential to obtain representative and reliable models of the actual situation, resulting in a deeper understanding of the structure performance.

**Keywords:** Dam Safety; Geotechnics; Instrumentation and Monitoring; Seepage Analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção transversal típica de uma barragem de gravidade construída em CCR.....	41
Figura 2 – Seção transversal típica de uma barragem de terra homogênea .....	44
Figura 3 – Percolação no contato entre uma barragem de gravidade com uma barragem de aterro.....	52
Figura 4 – Comparação entre Acurácia e Precisão .....	55
Figura 5 – (a) Esquemático de um Indicador de Nível d’Água; (b) Piezômetro de Tubo Aberto ( <i>Standpipe</i> ).....	60
Figura 6 – Esquemático com componentes internos de um Piezômetro Pneumático .....	63
Figura 7 – Esquemático de um Piezômetro Hidráulico de Dupla Tubulação.....	64
Figura 8 – (a) Esquemático de Piezômetro Piezoresistivo; (b) Piezômetro de Corda Vibrante .....	65
Figura 9 – (a) Instalação de Piezômetros pelo Método Convencional; (b) Método de Grauteamento Completo..	66
Figura 10 – Delineamento da Pesquisa.....	70
Figura 11 – Fluxograma da etapa de Desenvolvimento da Pesquisa .....	71
Figura 12 – Exemplos de formas geométricas de Elementos Finitos: (a) Unidimensional; (b) Bidimensionais; (c) Tridimensionais .....	74
Figura 13 – Vista aérea do reservatório da barragem do Ribeirão João Leite .....	76
Figura 14 – Arranjo geral da barragem do Ribeirão João Leite .....	77
Figura 15 – Válvula dispersora.....	78
Figura 16 – Galeria de drenagem da barragem do Ribeirão João Leite – Bloco 17 .....	80
Figura 17 – Vista da Ombreira Direita mostrando o contato entre saprólito de quartzito e solo saprolítico de gnaiss com alguns núcleos rochosos.....	81
Figura 18 – Mapeamento geológico da ombreira direita e parte da região central.....	82
Figura 19 – Vista da Ombreira Esquerda mostrando a sequência de materiais .....	83
Figura 20 – Mapeamento geológico da ombreira esquerda .....	84
Figura 21 – Quartzito mediamente alterado com zona arenizada na região da Ombreira Esquerda .....	84
Figura 22 – Soluções de vedação executadas na barragem do Ribeirão João Leite: (a) tapete impermeável; (b) injeções de calda de cimento .....	85
Figura 23 – Planta baixa – barragem do Ribeirão João Leite .....	87
Figura 24 – Seção do maciço de gravidade em CCR – Estaca 11+15 (Bloco 10).....	88
Figura 25 – Seção do maciço de terra – Estaca 4+14 (Ombreira Direita) .....	89
Figura 26 – Resultado das curvas de distribuição granulométrica do solo argiloso utilizado no maciço de terra da barragem do Ribeirão João Leite.....	91
Figura 27 – Curvas características do maciço de terra da ombreira esquerda: (a) Cota 742,85 m; (b) 741,85 m..	92
Figura 28 – Piezômetros instalados na barragem: (a) procedimento de leitura com sensor de nível d’água; (b) piezômetro com mangueira acoplada; (c) piezômetro com manômetro acoplado.....	94
Figura 29 – Umidade no terreno e pequena erosão no contato do talude de terra com o CCR .....	97
Figura 30 – Monitoramento das vazões: (a) medidor de vazão na galeria de drenagem; (b) régua milimétrica para leitura da altura da lâmina d’água.....	99
Figura 31 – Presença de materiais nas canaletas: (a) material de coloração branca na canaleta da região da ombreira esquerda; (b) material de coloração avermelhada na canaleta da região central e ombreira direita; (c) material com coloração preta no dreno FD-26 do Bloco 05.....	100
Figura 32 – Imagens obtidas por MEV no modo de elétrons retroespalhados (BED-C): (a) material com coloração esbranquiçada de consistência coloidal; (b) material com coloração avermelhada; (c) material sólido com coloração preta.....	101
Figura 33 – Registro da variação do nível de água do reservatório.....	103
Figura 34 – Comparação entre precipitação acumulada mensal e nível de água médio mensal do reservatório. 104	
Figura 35 – Registro de temperaturas e precipitação mensais entre janeiro de 2016 a dezembro de 2020 .....	105
Figura 36 – Localização da ombreira direita: (a) indicação da região estudada; (b) localização dos piezômetros instalados com as classes dos maciços de fundação mapeados durante a fase construtiva .....	106
Figura 37 – Séries históricas dos piezômetros localizados na região da ombreira direita .....	107
Figura 38 – Piezômetros localizados na seção 4+14 – maciço de terra .....	110
Figura 39 – Piezômetros localizados na seção 4+19 - Bloco 02.....	111
Figura 40 – Piezômetros localizados na seção 5+12 - Bloco 03.....	112
Figura 41 – Piezômetros localizados na seção 6+7 - Bloco 04.....	113

Figura 42 – Gráfico comparativo entre cota piezométrica do PZ-02D, nível de água do reservatório e precipitação pluviométrica acumulada em 10 dias .....	114
Figura 43 – Piezômetros localizados na seção 8+5 - Bloco 06.....	115
Figura 44 – Piezômetros localizados na seção 9+10 - Bloco 08.....	116
Figura 45 – Gráfico de vazão total média e desvios padrão por blocos registrados ao longo do período de operação normal .....	118
Figura 46 – Perfil geológico com a indicação dos drenos de fundação na região da ombreira direita .....	119
Figura 47 – Séries históricas das vazões totais registradas nos drenos por blocos da região da ombreira direita	119
Figura 48 – Modelos de análise: (a) Seção 4+14; (b) Seção 4+19 (Bloco 02) .....	124
Figura 49 – Curva característica do solo argiloso.....	126
Figura 50 – Função de condutividade hidráulica não saturada do solo argiloso .....	127
Figura 51 – Distribuição normal com intervalos de aceitação e rejeição para um determinado grau de confiança .....	128
Figura 52 – Diagramas de redes de fluxo hidráulico obtidos nas simulações de fluxo permanente: (a) Seção 4+14; (b) Seção 4+19 (Bloco 02) .....	132
Figura 53 – Comparação entre cotas piezométricas medidas e simuladas na seção 4+14 – simulação de fluxo transiente .....	134
Figura 54 – Correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas – Seção 4+14.....	134
Figura 55 – Comparação entre vazões de drenagem medidas e simuladas na seção 4+14 – simulação de fluxo transiente .....	135
Figura 56 – Correlação entre vazões de drenagem medidas e simuladas – Seção 4+14.....	135
Figura 57 – Comparação entre cotas piezométricas medidas e simuladas na seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo transiente .....	136
Figura 58 – Correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas – Seção 4+19 (Bloco 02) .....	137
Figura 59 – Comparação entre vazões de drenagem medidas e simuladas na seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo transiente .....	137
Figura 60 – Correlação entre vazões de drenagem medidas e simuladas – Seção 4+19 (Bloco 02) .....	137
Figura 61 – Diagramas de redes de fluxo hidráulico obtidos nas simulações de fluxo permanente na Seção 4+19 (Bloco 02): (a) condição normal; (b) hipótese de ineficiência dos drenos de fundação .....	139
Figura 62 – Comparação entre cotas piezométricas medidas e simuladas na seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo transiente considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação.....	140

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo dos ensaios de caracterização geotécnica do solo argiloso utilizado na construção dos maciços de terra da barragem do Ribeirão João Leite.....	90
Tabela 2 – Resultado dos ensaios de permeabilidade com carga variável realizados com amostras indeformadas do maciço de terra da barragem do Ribeirão João Leite.....	91
Tabela 3 – Resultado do ensaio de sucção realizado com amostras indeformadas do maciço de terra.....	92
Tabela 4 – Coeficientes de permeabilidade <i>in situ</i> obtidos nos ensaios realizados em piezômetros instalados nos maciços de aterro.....	95
Tabela 5 – Coeficientes de permeabilidade <i>in situ</i> obtidos nos ensaios realizados em piezômetros instalados na fundação do maciço de CCR.....	96
Tabela 6 – Características dos piezômetros instalados na região da ombreira direita.....	107
Tabela 7 – Correlação estatística entre o nível de água do reservatório com os piezômetros da ombreira direita em diferentes intervalos de observações.....	110
Tabela 8 – Correlação linear entre precipitação acumulada com as poropressões monitoradas no PZ-02D.....	114
Tabela 9 – Resumo das vazões registradas ao longo do período de operação normal.....	118
Tabela 10 – Intervalo de valores para coeficientes de permeabilidade considerados nas análises.....	126
Tabela 11 – Parâmetros utilizados como referência na calibração dos modelos numéricos.....	129
Tabela 12 – Coeficientes de permeabilidade calibrados nas simulações.....	130
Tabela 13 – Resultado da validação inicial da análise na Seção 4+14 – simulação de fluxo permanente.....	131
Tabela 14 – Resultado da validação inicial da análise na Seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo permanente.....	132
Tabela 15 – Resultados da Correlação Linear e do Erro Absoluto Médio (MAE) entre os valores medidos com os valores simulados nas análises de fluxo transiente – Seção 4+14.....	135
Tabela 16 – Resultados da Correlação Linear e do Erro Absoluto Médio (MAE) entre os valores medidos com os valores simulados nas análises de fluxo transiente – Seção 4+19.....	138
Tabela 17 – Resultado da análise considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação na Seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo permanente.....	139

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ANA: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
- ANEEL: Agência Nacional de Energia Elétrica
- ANM: Agência Nacional de Mineração
- ASCE: *American Society of Civil Engineers*
- ATS: Estação Total Automatizada
- BL: Bloco da Barragem de Gravidade
- BRJL: Barragem do Ribeirão João Leite
- CBDB: Comitê Brasileiro de Barragens
- CCC: Condição de Carregamento de Construção
- CCE: Condição de Carregamento Excepcional
- CCL: Condição de Carregamento Limite
- CCN: Condição de Carregamento Normal
- CCR: Concreto Compactado a Rolo
- CCV: Concreto Convencional Vibrado
- CID: Ensaio Triaxial Consolidado Isotropicamente Drenado
- CIU: Ensaio Triaxial Consolidado Isotropicamente Não Drenado
- CNRH: Conselho Nacional de Recursos Hídricos
- CSL: Linha de Estado Crítico
- DEF: Etringita Tardia
- EDM: Sensor Eletrônico de Medição de Distância
- EEAB: Estação Elevatória de Água Bruta
- EH: Extensômetro Múltiplo de Hastes
- ELETOBRAS: Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
- EPE: Empresa de Pesquisa Energética
- ETA: Estação de Tratamento de Água
- FD: Dreno de Fundação
- FEMA: *Federal Emergency Management Agency*
- FERC: *Federal Energy Regulatory Commission*
- FNMA: Fundo Nacional do Meio Ambiente
- FS: Fator de Segurança
- FSD: Fator de Segurança ao Deslizamento
- FSD<sub>C</sub>: Fator de Redução de Resistência à Coesão

FSD $\phi$ : Fator de Redução de Resistência ao Atrito  
FSF: Fator de Segurança à Flutuação  
FST: Fator de Segurança ao Tombamento  
GO: Goiás  
IA: Índice de Atividade  
ICL: Linha de Compressão Isotrópica  
ICOLD: *International Commission on Large Dams*  
ISE: Inspeção de Segurança Especial  
ISR: Inspeção de Segurança Regular  
LL: Limite de Liquidez  
LP: Limite de Plasticidade  
IP: Índice de Plasticidade  
MDR: Ministério do Desenvolvimento Regional  
MEF: Método dos Elementos Finitos  
MEV: Microscopia Eletrônica de Varredura  
MS: Marco Superficial  
MT: Medidor Triortogonal de Juntas  
MV: Medidor de Vazão  
N.A.: Nível do Reservatório  
ONU: Organização das Nações Unidas  
PAE: Plano de Ação de Emergência  
PNRH: Política Nacional de Recursos Hídricos  
PNSB: Política Nacional de Segurança de Barragens  
PNSH: Plano Nacional de Segurança Hídrica  
PPGCI: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura  
PSB: Plano de Segurança de Barragens  
PZ: Piezômetro  
RAA: Reação Álcali-Agregado  
RAS: Reação Álcali-Sílica  
RSB: Relatório de Segurança de Barragens  
RTS: Estação Total Robótica  
SANEAGO: Saneamento de Goiás S.A.  
SNISB: Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens  
TEC: Teoria do Estado Crítico  
UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UHE: Usina Hidrelétrica

UNESCO: *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*

USACE: *United States Army Corps of Engineers*

USBR: *United States Bureau of Reclamation*

UU: Ensaio Triaxial Não Consolidado Não Drenado

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $A$ : área
- $A_i$ : área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise
- $c$ : intercepto efetivo total; fator de forma de piezômetros
- $c'$ : intercepto coesivo efetivo
- $C_i$ : coesão característica ao longo da superfície de deslizamento
- $C_v$ : coeficiente de adensamento primário
- $d$ : densidade de fraturas em um maciço rochoso; diâmetro equivalente de partículas do solo base
- $d_{15}$ : diâmetro das partículas do solo base correspondente a 15% passante
- $d_{85}$ : diâmetro das partículas do solo base correspondente a 85% passante
- $D$ : diâmetro do pré-filtro de piezômetros de tubo aberto; diâmetro equivalente de partículas do filtro; distância de drenagem
- $D_{15}$ : diâmetro das partículas do filtro correspondente a 15% passante
- $e$ : índice de vazios em solos ou abertura de fraturas em rochas
- $E$ : módulo de deformabilidade ou módulo de Young
- $G$ : Densidade Real dos Grãos
- $g$ : constante gravitacional ( $\sim 9,81 \text{ m/s}^2$ )
- $h$ : carga hidráulica total
- $H_0$ : carga hidráulica inicial em ensaios de permeabilidade *in situ* com carga variável; Hipótese nula de um teste de significância estatística
- $H_c$ : carga hidráulica constante
- $H_i$ : carga hidráulica medida durante ensaios de permeabilidade *in situ* com carga variável
- $i$ : gradiente hidráulico
- $k$ : coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica
- $k_h$ : condutividade hidráulica horizontal
- $k_{in situ}$ : coeficiente de permeabilidade *in situ*
- $k_r$ : coeficiente de permeabilidade relativo
- $k_s$ : coeficiente de permeabilidade máximo à água
- $k_i$ : coeficiente de permeabilidade normalizado
- $k_v$ : condutividade hidráulica vertical
- $k_{vd}$ : função de condutividade do vapor
- $k_w$ : função de condutividade hidráulica
- $k_x$ : condutividade hidráulica na direção x
- $k_y$ : condutividade hidráulica na direção y

- $k_z$ : condutividade hidráulica na direção  $z$
- $K$ : permeabilidade intrínseca da matriz do solo
- $K_f$ : condutividade hidráulica intrínseca de um maciço rochoso fraturado
- $K_0$ : coeficiente de empuxo em repouso
- $l$ : distância de dissipação da carga hidráulica
- $L$ : comprimento do pré-filtro de piezômetros de tubo aberto
- $m$ : parâmetro de ajuste da assimetria da curva característica do solo
- $m_2^w$ : coeficiente de retenção de água
- $n$ : porosidade; parâmetro de ajuste relacionado à distribuição do tamanho de poros; número de amostras
- $p'$ : tensão efetiva média
- $\rho$ : massa específica; coeficiente de correlação linear de Pearson
- $q$ : vazão de percolação de água
- $Q'$ : Vazão de água injetada ou retirada de um poço ou dreno
- $r$ : coeficiente de correlação linear amostral
- $r^2$ : coeficiente de
- $s$ : resistência ao cisalhamento
- $S_r$ : grau de saturação
- $S_u$ : resistência ao cisalhamento não drenada
- $t$ : tempo
- $t_{37}$ : tempo de resposta básico correspondente à variação de 37% de  $H_0$
- $t_{90}$ : tempo necessário para piezômetros de tubo aberto atingirem 90% de resposta
- $T$ : fator adimensional de tempo
- $u$ : poropressão ou subpressão
- $u_a$ : poropressão de ar
- $u_w$ : poropressão de água
- $U_e$ : inverso da sucção na entrada de ar
- $v$ : velocidade
- $v_0$ : velocidade de descarga
- $v_s$ : velocidade de percolação
- $w$ : teor de umidade gravimétrico
- $z$ : carga altimétrica
- $\alpha$ : parâmetro de ajuste relacionado ao inverso da sucção na entrada de ar ( $U_e$ )
- $\gamma_d$ : peso específico seco
- $\gamma_f$ : peso específico de um fluido

$\gamma_s$ : peso específico real dos grãos

$\gamma_w$ : peso específico da água

$\Delta$ : incremento

$\eta_f$ : viscosidade dinâmica de um fluido

$\theta$ : teor de umidade volumétrico

$\theta_r$ : teor de umidade volumétrico residual

$\theta_s$ : teor de umidade volumétrico saturado

$\theta_w$ : teor de umidade volumétrico relacionado à umidade gravimétrica

$\Theta$ : teor de umidade volumétrico adimensional normalizado

$\sigma$ : tensão normal total

$\sigma'$ : tensão normal efetiva

$\Sigma$ : somatório

$\Sigma Me$ : somatório dos momentos estabilizantes

$\Sigma Mt$ : somatório dos momentos solicitantes de tombamento

$\Sigma N_i$ : somatório das forças normais à superfície de deslizamento

$\Sigma T_i$ : somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento

$\Sigma U$ : somatório das forças de subpressão

$\Sigma V$ : somatório das forças gravitacionais permanentes

$\phi$ : ângulo de atrito interno total

$\phi'$ : ângulo de atrito interno efetivo

$\phi^b$ : ângulo de atrito relacionado à sucção mátrica quando a tensão normal líquida é mantida constante

$\phi_i$ : ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento

$\phi_u$ : ângulo de atrito não drenado

$\Psi$ : sucção total

$(u_a - u_w)$ : sucção mátrica ou sucção

$(\sigma - u_a)$ : tensão normal líquida

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>22</b>
1.1	CONTEXTO E JUSTIFICATIVA .....	22
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA .....	26
1.2.1	Objetivo Geral .....	26
1.2.2	Objetivos Específicos .....	27
1.3	LIMITAÇÕES.....	27
<b>2</b>	<b>REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>28</b>
2.1	LEGISLAÇÃO SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS .....	28
2.2	ASPECTOS RELACIONADOS A BARRAGENS DE GRAVIDADE E DE TERRA.....	33
2.2.1	Comportamento Hidrodinâmico de Barragens e Fundações.....	34
2.2.1.1	Fluxo de Água em Meios Porosos e Fraturados .....	35
2.2.1.2	Equações Hidrodinâmicas.....	38
2.2.2	Vedação e Controle de Percolação.....	40
2.2.3	Principais Problemas em Barragens de Concreto e de Aterro .....	46
2.3	INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO .....	52
2.3.1	Conceitos Sobre Monitoramento Hidrogeotécnico de Barragens .....	53
2.3.2	Instrumentação Piezométrica .....	57
2.3.2.1	Piezômetros de Tubo Aberto .....	59
2.3.2.2	Piezômetros Pneumáticos .....	63
2.3.2.3	Piezômetros Hidráulicos de Dupla Tubulação.....	64
2.3.2.4	Piezômetros Elétricos de Resistência Variável e de Corda Vibrante .....	64
2.3.3	Medição de Vazões de Drenagem e Controle de Materiais Sólidos Carreados.....	67
<b>3</b>	<b>MÉTODO DE PESQUISA.....</b>	<b>70</b>
<b>4</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM DO RIBEIRÃO JOÃO LEITE.....</b>	<b>76</b>
4.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS DO EMPREENDIMENTO.....	76
4.2	ASPECTOS GEOLÓGICOS DAS OMBREIRAS E DA FUNDAÇÃO ...	80
4.3	ESTRUTURA DA BARRAGEM.....	86

4.4	MONITORAMENTO HIDROGEOTÉCNICO REALIZADO NA BARRAGEM .....	93
4.4.1	Monitoramento das Poropressões.....	93
4.4.2	Monitoramento das Vazões de Drenagem .....	98
<b>5</b>	<b>ANÁLISE DOS DADOS DE MONITORAMENTO .....</b>	<b>103</b>
5.1	DADOS HIDROMETEOROLÓGICOS .....	103
5.2	POROPRESSÕES .....	106
5.2.1	Seção 4+14 - Maciço de Terra .....	110
5.2.2	Seção 4+19 - Bloco 02.....	111
5.2.3	Seção 5+12 – Bloco 03 .....	112
5.2.4	Seção 6+17 – Bloco 04 .....	113
5.2.5	Seção 8+5 – Bloco 06 .....	115
5.2.6	Seção 9+10 – Bloco 08 .....	116
5.3	VAZÕES DE DRENAGEM.....	117
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE FLUXO .....</b>	<b>122</b>
6.1	MODELOS DE ANÁLISE.....	123
6.2	PARÂMETROS DOS MATERIAIS .....	125
6.3	CONDIÇÕES DE CONTORNO .....	127
6.4	PARÂMETROS PARA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS .....	128
6.5	RESULTADOS.....	130
6.5.1	Coefficientes de Permeabilidade .....	130
6.5.2	Simulações de Fluxo Permanente .....	131
6.5.3	Simulações de Fluxo Transiente .....	133
6.5.4	Verificação da Hipótese de Ineficiência dos Drenos de Fundação .....	138
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....</b>	<b>141</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>146</b>

# 1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho aborda o tema de segurança de barragens de acumulação de água em operação, tendo como principais ferramentas de investigação métodos de acompanhamento do desempenho efetivo de barragens utilizando instrumentação e monitoramento hidrogeotécnico associados com métodos numéricos de análises. O tema possui relevância para a área de engenharia de barragens, principalmente diante do cenário atual do Brasil no qual tem sido discutida a necessidade de normalização de procedimentos no campo de barragens no país.

## 1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA

No Brasil, assim como no mundo, as barragens desempenham um papel fundamental em muitas atividades de cunho econômico. Um exemplo é o de que a matriz energética do país depende majoritariamente da funcionalidade de barragens para a produção de energia através do aproveitamento do potencial hidráulico nas hidrelétricas, representando 65,2% da oferta interna de energia elétrica no ano de 2020 (EPE, 2021). Entretanto, não existem apenas barragens para o armazenamento potencial de energia, mas também existem barragens destinadas a outras finalidades. De acordo com a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA, 2021), considerando os usos principais de um total de 5.591 barragens submetidas à Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) no ano de 2019, os maiores usos estão associados à irrigação (34%), abastecimento humano (20%), hidrelétrica (17%) e contenção de rejeitos de mineração (8%). Dentro desse critério, os tipos mais comuns de barragem no país são as barragens de terra (57%), barragens em concreto convencional (6%) e barragens de terra-enrocamento (5%).

A *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2011a) define como grandes barragens as estruturas de barragens com a altura maior ou igual a 15 m a partir do ponto mais baixo da fundação até a crista ou as barragens entre 5 a 15 m de altura com capacidade do reservatório superior a 3 Mm<sup>3</sup>. Em relação à segurança, dados apresentados no Boletim 188 da ICOLD (2019) mostram que o período mais crítico ocorre nos primeiros 10 anos, com os primeiros 5 anos concentrando em torno de 50% de todas as rupturas registradas. Esse é um período em que as barragens são submetidas às primeiras solicitações produzidas pelo reservatório e,

portanto, consiste na primeira verificação do desempenho efetivo da estrutura. No entanto, ao longo dos primeiros 30 anos um número significativo de rupturas ainda continua ocorrendo.

Não obstante, dados sobre a distribuição do número de grandes barragens construídas no mundo desde 1900 apresentados no *World Register of Dams* (ICOLD, 2020 *apud* PERERA *et al.*, 2021) mostram que ocorre um pico expressivo no número de casos de barragens construídas entre as décadas de 1960 e 1970. Na América do Sul, o Brasil concentra mais da metade das grandes barragens registradas no continente. Entretanto, a idade média das grandes barragens no país é de 51 anos. Em outros países a idade média pode ser ainda menor, como é o caso de Portugal, cuja idade média das grandes barragens é de 38 anos (PERERA *et al.*, 2021). Dessa forma, pode-se concluir que, embora os primeiros 10 anos de operação sejam conhecidos como o período mais crítico de barragens, ainda pouco se sabe sobre o comportamento de uma considerável parcela dessas estruturas após cinco décadas de operação, tendo em vista que ocorre um desgaste gradativo da estrutura que vai se acumulando ao longo dos anos que, conseqüentemente, pode refletir em um maior desvio das condições ideais de desempenho, fazendo com que haja uma tendência de redução da estabilidade da estrutura. Portanto, esses dados reforçam a importância do emprego de procedimentos de controle da segurança de barragens em todas as fases de vida útil dessas estruturas.

De acordo com os dados do Boletim 188 (ICOLD, 2019), desconsiderando os eventos ocorridos com barragens de contenção de rejeitos, 67% das rupturas registradas pela organização ocorreram com barragens de terra, seguidos de barragens de gravidade (15%) e barragens de enrocamento (11%). Ainda de acordo com esses dados, a taxa de rupturas registradas envolvendo grandes barragens no mundo é de 0,88%. Considerando as grandes barragens de aterro<sup>1</sup>, as principais causas de ruptura são o galgamento (40%), erosão interna (39%) e falhas estruturais (21%). No caso de barragens rígidas, os modos de ruptura dominantes estão relacionados a problemas de fundação causados por erosão interna e falha estrutural, com exceção de barragens de gravidade construídas com alvenaria, nas quais o principal modo de ruptura ocorre através da estrutura da barragem.

Segundo Wishart *et al.* (2020), estima-se que o Brasil possui em torno de 300.000 barragens. Entretanto, de acordo com a ANA (2021), existem 21.953 barragens cadastradas por 33

---

<sup>1</sup> Considera-se barragens de aterro as barragens de terra e de enrocamento.

órgãos fiscalizadores em 2020 no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), representando um aumento de 13% em relação ao ano anterior. Por outro lado, desse total, são definidas como grandes barragens segundo os critérios da ICOLD um total de 1.365 barragens, com média de altura de 26 m (ICOLD, 2020; PERERA *et al.*, 2021). Portanto, grande parte das barragens no país são estruturas de pequeno porte.

Assim como no Brasil, grande parte das barragens no mundo são estruturas de menor porte, geralmente com deficiências de projeto, construção e manutenção. Como consequência, o risco de rompimento é maior do que o risco em grandes barragens. Embora os dados sobre rompimentos de pequenas barragens sejam escassos, é possível estimar que a taxa de rompimentos de barragens menores do que 30 m de altura seja em torno de 2%. A estimativa do número de vítimas fatais ocasionadas por rompimentos de pequenas barragens também é maior, cerca de dez vezes superior ao total causado por rompimentos de grandes barragens. Em relação às principais causas de rompimentos de pequenas barragens, um estudo realizado no Brasil aponta o galgamento como o principal responsável (65%), seguido de erosão interna (12%) e escorregamento de taludes (12%) (ICOLD, 2016).

Nos últimos anos, desastres ocorridos com barragens de contenção de rejeitos de mineração têm causado uma série de preocupações em relação à segurança de barragens, incluindo àquelas destinadas à acumulação de água para outras finalidades. Todavia, as barragens de contenção de rejeitos apresentam muitas diferenças em relação às barragens de acumulação de água que vão além da diferença fundamental em relação ao tipo de material armazenado.

Em relação à construção, o período construtivo de barragens de contenção de rejeitos se estende durante o período de operação da barragem, podendo durar até mesmo décadas. Conseqüentemente, muitos parâmetros originais de projeto podem se alterar com o tempo, implicando na necessidade contínua de reavaliações de projetistas e consultores independentes (ICOLD, 2011b).

No entanto, provavelmente a maior diferença seja em relação à segurança. Neste sentido, as barragens de contenção de rejeitos apresentam probabilidade anual de falha estimada na ordem de 1:700 a 1:750. Já as barragens de acumulação de água, a probabilidade de falha é estimada em 1:10.000, ou seja, consideravelmente menor do que a probabilidade de falha envolvendo barragens de contenção de rejeitos. Ademais, a quantidade de rupturas de barragens de contenção de rejeitos teve um crescimento significativo a partir dos anos de

1960, coincidindo com o período em que a indústria de mineração apresentou o maior crescimento de produção no século XX (DAVIES *et al.*, 2000; VALENZUELA, 2015).

Portanto, a segurança de barragens é de grande interesse para a sociedade como um todo, ainda mais quando se tratarem de estruturas de grande porte, tendo em vista que o dano potencial inerente a uma eventual ruptura envolve desde impactos socioambientais e econômicos graves, de curto a longo prazo, até perdas de vidas humanas. Dessa forma, é fundamental a adoção de procedimentos de monitoramento contínuo que garantam o controle da segurança de barragens em todas as fases de vida útil como forma de mitigar os riscos de incidentes e acidentes, para que assim desempenhem o propósito ao qual foram projetadas em atendimento aos interesses da sociedade. Esse monitoramento é realizado através da identificação prévia de locais com risco potencial de desenvolvimento de anomalias e problemas para a estabilidade da barragem com base no conhecimento dos principais agentes instabilizantes e mecanismos de falhas da estrutura. Nestes locais, deve-se realizar um acompanhamento sistemático da tendência de comportamento utilizando ferramentas e métodos de análises confiáveis, de modo a antever situações adversas e prever soluções técnicas para a manutenção da segurança da estrutura. É neste contexto que o presente trabalho está inserido.

Assim, o presente trabalho visa colaborar para o desenvolvimento de procedimentos mais confiáveis de monitoramento e controle da segurança de barragens de acumulação de água através de um estudo conduzido com uma barragem em operação. Neste contexto, foi escolhida como objeto de estudo a barragem do Ribeirão João Leite, situada na cidade de Goiânia/GO, cuja finalidade é o de acumulação de água para a utilização no abastecimento público, sendo operada pela companhia Saneamento de Goiás S.A. (SANEAGO).

A barragem consiste em uma estrutura mista de gravidade construída com concreto compactado a rolo (CCR) e fechamento junto às ombreiras em maciço de terra com solo argiloso, assente sobre fundação composta por maciço de gnaiss com veios de quartzito. A definição dessa estrutura como objeto de estudo foi motivada em virtude da existência de instrumentos instalados e que são monitorados regularmente por uma equipe técnica estabelecida dentro do sítio da barragem, possibilitando o acesso a um banco de dados sobre a tendência de comportamento da barragem que tem sido construído ao longo de mais de 11 anos de operação. A barragem também possui informações referentes a resultados de ensaios

de laboratório e de campo realizados na estrutura e na fundação, possibilitando a caracterização dos materiais envolvidos.

O estudo tem como finalidade a investigação do comportamento hidrogeotécnico da barragem, mais especificamente em uma região de transição entre a estrutura de CCR com o maciço de terra onde, segundo a literatura técnica, consiste em um local com potencial para o desenvolvimento de anomalias associadas a infiltrações em virtude do contato entre materiais com comportamentos distintos. Neste sentido, foi escolhida para ser estudada com maior ênfase a ombreira direita da barragem devido à presença de algumas ocorrências que chamam a atenção nesta região e que são observadas ao longo do tempo, tais como umidade no talude, pequena erosão no maciço de terra próximo da entrada da galeria de drenagem, surgências na face do CCR e surgências intermitentes no interior da galeria de drenagem. Além disso, também chama a atenção a magnitude das vazões de drenagem dos drenos de fundação na região da ombreira direita ser consideravelmente maior do que a magnitude das vazões observadas na região da ombreira oposta.

Para tanto, propõe-se um estudo conduzido através de análise e interpretação de dados das séries históricas de monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem associados com simulações numéricas de fluxo permanente e transiente bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos com parâmetros calibrados. Dessa forma, espera-se que através das análises seja possível reduzir a margem de incertezas para identificar, com maior precisão, os principais mecanismos que controlam o comportamento hidrogeotécnico da barragem na região e a possível relação entre as grandezas monitoradas com as ocorrências observadas.

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa, geral e específicos, são apresentados nos itens a seguir.

### 1.2.1 Objetivo Geral

A presente pesquisa tem como objetivo geral a investigação do comportamento hidrogeotécnico da barragem do Ribeirão João Leite após 11 anos de operação na região da ombreira direita com base em dados das séries históricas do monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem associados com simulações numéricas de fluxo permanente e transiente bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos utilizando parâmetros calibrados.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

A presente pesquisa conta com os seguintes objetivos específicos definidos para atingir o objetivo geral:

- Caracterização do maciço rochoso da fundação, tratamentos realizados e materiais empregados na construção do maciço de terra da barragem;
- Avaliação das condições de instalação, histórico de manutenção e desempenho de funcionamento de piezômetros e drenos de fundação;
- Análise e interpretação dos dados de monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem registrados ao longo do tempo na região da ombreira direita;
- Verificação da relação entre as ocorrências observadas no talude do maciço de terra a jusante da estrutura de CCR com as grandezas monitoradas na região da ombreira direita;
- Simulações numéricas das condições de fluxo permanente e transiente bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos na região de transição entre o maciço de CCR (Bloco 02) com o maciço de terra de fechamento junto à ombreira direita utilizando parâmetros calibrados;
- Simulação dos impactos causados nas subpressões incidentes na fundação do Bloco 02 em um eventual processo de colmatção dos drenos de alívio.

### 1.3 LIMITAÇÕES

O presente estudo limita-se à utilização de dados registrados em documentos técnicos existentes referentes a projeto, execução da obra e monitoramento da barragem. Esses documentos foram disponibilizados pela companhia que opera a barragem, a Saneamento de Goiás S.A. (SANEAGO). Também foram utilizadas informações disponíveis na literatura de estudos anteriores realizados no mesmo empreendimento. Neste sentido, o presente estudo limita-se à análise do comportamento da barragem a partir do início do período de primeiro enchimento do reservatório ocorrido em dezembro de 2009, tendo em vista que não estão disponíveis os dados de monitoramento realizado durante o período construtivo. Por fim, o presente trabalho limita-se à análise de dados relacionados ao monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 LEGISLAÇÃO SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS

A elaboração de legislações específicas que visam regulamentar a área de segurança de barragens frequentemente é motivada após acidentes, a exemplo do que ocorreu nos Estados Unidos nos anos 1970 após os rompimentos da barragem de rejeitos de *Buffalo Creek* em 1972, com a perda de 125 vidas humanas, e a barragem de *Teton* em 1976, com a perda de 11 vidas humanas e um grande impacto econômico (WISHART *et al.*, 2020). Esses desastres geraram uma preocupação em relação às condições de segurança das barragens nos Estados Unidos, impulsionando, assim, a tramitação de uma nova legislação federal de segurança de barragens no congresso americano (FEMA, 2004). Foi neste contexto que foi criada em 1979 a *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), com o objetivo de coordenar o programa nacional de segurança de barragens junto aos órgãos federais, estaduais e autoridades locais nos Estados Unidos (PEREIRA, 2019).

Segundo Smiderle (2014), a primeira tentativa de criação de uma legislação sobre segurança de barragens no Brasil ocorreu no estado de São Paulo através do Decreto nº 10.752, de 20 de novembro de 1977, motivado após a ruptura das barragens de Euclides da Cunha e Armando de Salles Oliveira. Entretanto, embora tenha sido sancionado, esse decreto nunca foi regulamentado (CARDIA, 2008).

Após quase três décadas, em 2003 ocorreu a ruptura da Barragem de Cataguases, em Minas Gerais, lançando cerca de 1.400 Mm<sup>3</sup> de lixívia preta proveniente da indústria de celulose no rio Paraíba do Sul, afetando o abastecimento de água de cerca de 600.000 pessoas (PALU & JULIEN, 2019). Esse acidente reacendeu a pressão sobre a necessidade de haver uma legislação de segurança de barragens que regulamentasse o setor no Brasil.

Em 2003 iniciou-se, então, através do Projeto de Lei PL nº 1.181/2003, a tentativa de elaboração de uma legislação federal com o objetivo de estabelecer a Política Nacional de Segurança de Barragens (SMIDERLE, 2014). Durante os anos de tramitação desse projeto de lei na Câmara dos Deputados ocorreram acidentes importantes de barragens no Brasil, tais como a ruptura da Barragem de Camará, na Paraíba, em 2004, com a perda de 6 vidas

humanas, e a Barragem de Algodões I, no Piauí, em 2009, com a perda de 11 vidas humanas (TSCHIEDEL *et al.*, 2019a). Como consequência, o acidente da Barragem de Algodões I motivou a aprovação da PLC nº 168/2009 no Senado Federal, que resultou na Lei Federal nº 12.334, sancionada em 20 de setembro de 2010.

A Lei 12.334/2010 estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), destinada a barragens de acumulação de água para quaisquer usos, disposição final ou temporária de rejeitos e acumulação de resíduos industriais, e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) (BRASIL, 2010). Essa lei tem como propósito definir as responsabilidades sobre a segurança de barragens no país. Assim, essas responsabilidades estão divididas entre as entidades fiscalizadoras e os empreendedores, os quais devem aplicar mecanismos regulamentados pela lei com o objetivo de diminuir os riscos de incidentes e acidentes dessas estruturas (PERSECHINI *et al.*, 2015). Entretanto, durante os primeiros dez anos de vigência da Lei 12.334/2010 o Brasil presenciou uma série de desastres com barragens de contenção de rejeitos de mineração construídas pelo método de alteamento a montante, gerando perdas de vidas humanas e impactos ambientais, econômicos e sociais incalculáveis.

Neste período de vigência da lei houve em Minas Gerais os acidentes da Barragem de Herculano em 2014 na cidade de Itabirito, com 3 vítimas fatais, Barragem de Fundão em 2015 na cidade de Mariana, com 19 vítimas fatais e um grande impacto ambiental, e em 2019 o maior desastre em termos de perdas de vidas humanas envolvendo barragens de rejeitos no Brasil com a ruptura da Barragem B1 da mina Córrego do Feijão em Brumadinho, totalizando até o momento 273 mortes confirmadas e 8 pessoas desaparecidas (TSCHIEDEL *et al.*, 2019a; Agência Câmara de Notícias, 2021). Como reflexo do desastre de Brumadinho houve uma mobilização política e popular por mudanças na Lei nº 12.334/2010. Essa mobilização, possivelmente influenciada por fatores relacionados ao cenário político no país pós-eleição de 2018, levou à elaboração do Projeto de Lei PL nº 550/2019, que deu origem à Lei Federal nº 14.066 sancionada em 30 de setembro de 2020.

Essa nova lei, aparentemente com foco voltado para os eventos ocorridos no setor de mineração, teve como propósito alterar dispositivos da Lei nº 12.334/2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), da Lei nº 7.797/1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), da Lei nº 9.433/1997, que institui a Política Nacional

de Recursos Hídricos, e do Decreto-Lei nº 227/1967 (Código de Mineração). Entre as principais mudanças incorporadas na lei estão a proibição da construção ou o alteamento de barragens de mineração utilizando o método de alteamento a montante e a obrigação de realizar a descaracterização das barragens existentes que foram construídas ou alteadas por esse método. Outras mudanças importantes foram inseridas no Art. 17º, que estabelece as competências do empreendedor. Segundo essa Lei, o empreendedor deverá apresentar periodicamente, quando exigido pelo órgão fiscalizador, a declaração de condição de estabilidade de barragem (DCE). Também deverá armazenar e fornecer dados de instrumentação periodicamente e em tempo real ao órgão fiscalizador quando requerido (BRASIL, 2020).

Assim, a Lei nº 12.334/2010 modificada pela Lei nº 14.066/2020 passa a ser aplicada às barragens que apresentem pelo menos uma das seguintes características: (i) altura do maciço, medida do encontro do pé do talude de jusante com o nível do solo até a crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 m; (ii) capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m<sup>3</sup>; (iii) reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; (iv) categoria de dano potencial associado médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perdas de vidas humanas; (v) categoria de risco alto, a critério do órgão fiscalizador. De acordo com o Art. 4º da lei, a responsabilidade pela segurança da barragem, pelos danos recorrentes de seu rompimento, vazamento ou mau funcionamento, é de responsabilidade do empreendedor, independentemente da existência de culpa, sendo também responsabilidade do empreendedor a reparação dos danos causados (BRASIL, 2010).

Segundo Persechini *et al.* (2015), entre os instrumentos definidos no Art. 6º da Lei nº 12.334/2010 que são importantes para a PNSB destacam-se o Sistema de Classificação de Barragens, o Sistema Nacional de Informação sobre Segurança de Barragens (SNISB), o Plano de Segurança de Barragens (PSB) e o Relatório de Segurança de Barragens.

Em relação ao Sistema de Classificação de Barragens, o Art. 7º da Lei 12.334/2010 determina que as barragens sejam classificadas pelos agentes fiscalizadores por Categoria de Risco, por Dano Potencial Associado e pelo volume do reservatório. De acordo com a Lei, Categoria de Risco é definida como a “classificação da barragem de acordo com os aspectos que possam influenciar na possibilidade de ocorrência de acidente ou desastre”. A Categoria de Risco deve ser definida como Alta, Média ou Baixa de acordo com as características técnicas,

métodos construtivos, estado de conservação e idade do empreendimento e atendimento ao Plano de Segurança da Barragem, bem como outros critérios definidos pelo órgão fiscalizador (BRASIL, 2010).

Em relação ao Dano Potencial Associado, a Lei nº 12.334/2010 define como o “dano que pode ocorrer devido ao rompimento, vazamento, infiltração no solo ou mau funcionamento de uma barragem, independentemente da sua probabilidade de ocorrência, a ser graduado de acordo com as perdas de vidas humanas e os impactos sociais, econômicos e ambientais”. De acordo com a Lei, a classificação por Dano Potencial Associado Alto, Médio ou Baixo é definida de acordo com o potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais que podem ser causados em uma eventual ruptura da barragem. Ainda de acordo com o Art. 7º da Lei, “o órgão fiscalizador deverá exigir do empreendedor a adoção de medidas que levem à redução da categoria de risco da barragem” (BRASIL, 2010).

Dessa forma, a Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), apresenta os critérios gerais de classificação de barragens separados entre dois tipos de barragens: barragens para disposição de resíduos e rejeitos e barragens para acumulação de água. Segundo o Art 3º dessa resolução, a classificação é de responsabilidade dos órgãos fiscalizadores, os quais deverão reavaliá-la no máximo a cada 5 anos se for considerado necessário (CNRH, 2012). No Brasil, as principais entidades fiscalizadoras em âmbito Federal são a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), responsável pelas barragens de usos múltiplos, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), responsável pelas barragens de geração de energia elétrica, e a Agência Nacional de Mineração (ANM), responsável pelas barragens de mineração. Segundo Persechini *et al.* (2015), a ANA também é responsável central na organização, implantação e administração do SNISB, na articulação entre órgãos fiscalizadores de barragens e também na coordenação do processo de elaboração do Relatório de Segurança de Barragens (RSB) emitido anualmente.

Já o Plano de Segurança da Barragem (PSB) consiste em um documento elaborado pelo empreendedor para cada barragem com a finalidade de orientar o acompanhamento do comportamento através do monitoramento do desempenho das estruturas e também definir procedimentos que garantam a operação segura do empreendimento. Esse documento deve conter informações gerais e técnicas e documentação relativa à operação, manutenção, monitoramento, instrumentação e inspeções (ANA, 2016a). Dependendo da classificação da

barragem, o Plano de Segurança da Barragem (PSB) deverá conter também o Plano de Ação de Emergência (PAE), que consiste em um documento formal no qual são definidas as ações a serem executadas e os agentes a serem notificados pelo empreendedor em caso de emergência (ANA, 2016b). Segundo a Lei nº 12.334/2010, a elaboração do PAE é obrigatória a barragens classificadas como de Médio e Alto Dano Potencial Associado ou barragens de Alto Risco, a critério do órgão fiscalizador. A lei também obriga a elaboração do PAE para todas as barragens de acumulação ou disposição de rejeitos de mineração, independentemente da classificação (BRASIL, 2010).

As diretrizes para a elaboração do Plano de Segurança da Barragem (PSB), a execução das Inspeções de Segurança Regular (ISR) e Especial (ISE), a realização da Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB) e a elaboração do Plano de Ação de Emergência (PAE) são determinadas pelos Arts. 8º, 9º, 10º, 11º e 12º da Lei nº 12.334/2010. Entretanto, as diretrizes relacionadas à periodicidade de execução e atualização, qualificação dos responsáveis técnicos, conteúdo mínimo e nível de detalhamento são definidas através de resoluções complementares de responsabilidade dos órgãos fiscalizadores.

No caso de barragens de usos múltiplos, cuja finalidade principal não seja a utilização dos recursos hídricos para fins de aproveitamento hidrelétrico, essas diretrizes são regulamentadas atualmente pela resolução nº 236, de 30 de janeiro de 2017, da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA, 2017). No caso de barragens fiscalizadas pela ANEEL, cujo objeto de outorga é a exploração do potencial hidráulico para a geração de energia hidrelétrica, essas diretrizes são regulamentadas pela Resolução Normativa nº 696, de 15 de dezembro de 2015 (ANEEL, 2015). Já no caso de barragens destinadas à disposição de rejeitos resultantes da atividade de mineração, essas diretrizes são definidas pela Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017, da Agência Nacional de Mineração (ANM, 2017).

Um dos temas pouco abordados na área de segurança de barragens é o de segurança hídrica. Segundo a Organização das Nações Unidas (ONU), a segurança hídrica consiste na capacidade que uma população possui em ter acesso sustentável a quantidades de água com qualidade aceitável para a sua subsistência, bem-estar e desenvolvimento econômico (UNESCO, 2019). No âmbito da Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) em parceria com o Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR) desenvolveram o Plano Nacional de Segurança Hídrica

(PNSH), com a finalidade de assegurar um planejamento integrado de infraestrutura hídrica para reduzir os impactos provocados por secas e cheias no país (ANA, 2019). No entanto, o PNSH não trata sobre o tema de segurança hídrica no caso de uma eventual ruptura de uma barragem. Já a legislação nacional vigente, através do Art. 12 da Lei 12.334/2010, menciona de forma breve que o PAE deve apresentar medidas específicas a serem executadas pelo empreendedor com o poder público para assegurar o abastecimento de água potável em uma situação de emergência.

No caso de barragens de acumulação de água para abastecimento público, como é o caso da barragem estudada no presente trabalho, os impactos socioeconômicos de curto prazo causados pela falta de água em uma eventual ruptura podem ser muito graves, tendo em vista que muitos centros urbanos no Brasil dependem de reservatórios artificiais para atender a demanda de água da população. Além disso, não são raros os casos em que um único reservatório de acumulação de água corresponda na principal fonte hídrica para o abastecimento de várias cidades ao mesmo tempo, conforme alertam Tschiedel *et al.* (2019b). Os autores afirmam que é necessária a elaboração de planos de contingência e de segurança hídrica em barragens de acumulação de água para abastecimento público, prevendo intervenções em menor escala e de caráter emergencial, principalmente em centros urbanos que dependam majoritariamente de um único reservatório artificial como fonte de abastecimento.

## 2.2 ASPECTOS RELACIONADOS A BARRAGENS DE GRAVIDADE E DE TERRA

Apresentam-se neste item os principais aspectos de barragens de gravidade e de terra, tendo em vista que a estrutura estudada no presente trabalho consiste em uma barragem mista composta por esses dois tipos. Não obstante, conhecer as principais particularidades que envolvem tais estruturas possui grande relevância para a área de engenharia de barragens, tendo em vista que, segundo a *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2020), as barragens de terra representam 65% das grandes barragens<sup>2</sup> registradas no mundo, enquanto que as barragens de gravidade<sup>3</sup> representam 14%, consistindo nos dois tipos mais comuns.

---

<sup>2</sup> Segundo a ICOLD (2011a), são definidas como grandes barragens as barragens com a altura maior ou igual a 15 m a partir do ponto mais baixo da fundação até a crista ou barragens entre 5 a 15 m de altura com capacidade do reservatório superior a 3 Mm<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> Considerando também as barragens de gravidade construídas com alvenaria.

### 2.2.1 Comportamento Hidrodinâmico de Barragens e Fundações

O fluxo de água através de solos e maciços rochosos ocorre devido a gradientes resultantes da diferença de carga hidráulica total. Em problemas envolvendo fluxo constante de um fluido não viscoso e incompressível, a carga hidráulica total em um determinado ponto de uma rede de fluxo é determinada através da equação de Bernoulli, no qual pode-se desprezar o último termo em virtude da energia cinética ser muito pequena nos casos envolvendo problemas de engenharia geotécnica, conforme expresso pela equação 1:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad \text{Equação 1}$$

onde  $h$  é a carga hidráulica total em um determinado ponto da rede de fluxo,  $z$  é a carga altimétrica,  $u$  é a poropressão,  $\gamma_w$  é o peso específico da água,  $v$  é a velocidade de percolação e  $g$  é a constante gravitacional ( $\sim 9,81 \text{ m/s}^2$ ) (HARR, 1990).

Cruz (2004) descreve que o fluxo de água através de obras de engenharia geotécnica pode ocorrer através de meios porosos contínuos e meios confinados descontínuos, sendo governado pela lei de Darcy (1856). Segundo o autor, um meio poroso consiste em um meio contínuo com vazios (e.g. solos e algumas rochas sedimentares). Neste meio, a capacidade de permitir a passagem de um fluido é comandada pela distribuição e tamanho desses vazios, sendo caracterizada como permeabilidade. Já em meios descontínuos, essa capacidade é comandada pelas discontinuidades do meio (e.g. fraturas em maciços rochosos), sendo caracterizada como condutividade hidráulica.

No entanto, em meios porosos contínuos pode ocorrer anisotropia em relação ao comportamento hidráulico. Em depósitos sedimentares, a anisotropia de permeabilidade ocorre devido à formação de estratificações pela sucessão de deposições, fazendo com que, no geral, a permeabilidade horizontal ( $k_h$ ) seja superior à vertical ( $k_v$ ). Em solos saprolíticos, a anisotropia pode ocorrer devido à presença de feições reliquiares. Já em solos granulares, a anisotropia possui pouca influência na permeabilidade. Contudo, tal condição depende da estratigrafia e formato das partículas (LEROUEIL & HIGHT, 2003). No caso de solos compactados, a permeabilidade horizontal tende a ser maior do que a vertical em virtude da interface de contato entre cada camada compactada do maciço. A anisotropia em solos compactados também é influenciada pelo nível de tensões atuantes e a ocorrência de efeitos

de arqueamento (CRUZ, 2004). Já em meios descontínuos, a anisotropia é completamente dependente da orientação e origem das discontinuidades (e.g. diaclases, estratificações, fraturas, falhamentos, etc.).

Em solos saturados, a permeabilidade é relativamente constante, uma vez que os vazios estão preenchidos com apenas um tipo de fluido, neste caso a água. No entanto, em solos não saturados o fluxo de água é dificultado pela presença de ar nos interstícios na forma contínua, quando o grau de saturação está abaixo de 85%, e na forma oclusa, quando o grau de saturação é mais elevado, fazendo com que a permeabilidade seja variável. Neste sentido, pode haver também fluxo de ar em decorrência de diversos fatores, tais como variações de pressão atmosférica e de temperatura, infiltração de água da chuva e, no caso de solos compactados, devido à aplicação de carregamentos. O movimento de ar através da fase água é definido como difusão, sendo governada pela lei de Fick (1855) sobre o movimento de gases através de líquidos (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Já o fluxo através de maciços rochosos, no geral, depende da natureza da rocha e do fluido, grau de alteração do maciço e presença de discontinuidades relacionadas ao processo de gênese da rocha (e.g. juntas, diaclase, contatos, xistosidades, etc.), existindo uma relação constante entre a vazão e a pressão efetiva nos casos em que o fluxo é laminar. Esses maciços, principalmente os de origem ígnea e metamórfica, são caracterizados na hidrogeotecnia em termos de comportamento hidráulico como um meio fraturado. Rochas com estrutura maciça ou cimentada com partículas finas apresentam condutividade hidráulica intrínseca muito baixa. No entanto, em campo os maciços rochosos apresentam maior permeabilidade em virtude do fluxo através das discontinuidades (OLIVEIRA, 1981; CRUZ, 2004; SANDERSON, 2012).

#### 2.2.1.1 Fluxo de Água em Meios Porosos e Fraturados

Casagrande (1937), em seu trabalho clássico sobre percolação em barragens, descreve que as condições de percolação de água através de solos podem ser determinadas seguindo os princípios da lei de fluxo laminar desenvolvida por Darcy (1856). Segundo a lei de Darcy, o fluxo é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico. Dessa forma, a vazão de água que percola através de um meio poroso pode ser determinada através da equação 2:

$$v_0 = k \cdot i \rightarrow q = k \cdot i \cdot A \quad \text{Equação 2}$$

onde  $v_0$  é a velocidade de descarga,  $q$  é a vazão de água que percola,  $k$  é o coeficiente de permeabilidade do solo ao fluxo de água,  $i$  é o gradiente hidráulico na direção do fluxo considerado e  $A$  é a área da seção transversal de solo. A velocidade de percolação ( $v_s$ ) através de um solo é diferente da velocidade de descarga ( $v_0$ ), sendo relacionada com o índice de vazios ( $e$ ) conforme apresentado pela equação 3:

$$v_s = \frac{(1 + e)}{e} \cdot v_0 \quad \text{Equação 3}$$

O gradiente hidráulico consiste em um parâmetro adimensional que representa a taxa de dissipação do potencial hidráulico total em relação à distância ( $l$ ), expresso pela equação 4:

$$i = -\frac{dh}{dl} = \frac{h_1 - h_2}{l} \quad \text{Equação 4}$$

Segundo Powrie (2014), o coeficiente de permeabilidade proposto por Darcy depende das propriedades do fluido percolante e da matriz do solo, sendo expressa pela equação 5:

$$k = \frac{K \cdot \gamma_f}{\eta_f} \quad \text{Equação 5}$$

onde  $k$  é o coeficiente de permeabilidade,  $K$  é a permeabilidade intrínseca da matriz do solo,  $\gamma_f$  é o peso específico do fluido percolante e  $\eta_f$  é a viscosidade dinâmica do fluido percolante. No entanto, essa equação é válida para solos saturados, cuja permeabilidade é relativamente constante.

No caso de solos não saturados, Fredlund & Rahardjo (1993) descrevem que a determinação do coeficiente de permeabilidade pode ser realizada através de métodos diretos, com base em ensaios de laboratório e de campo, e métodos indiretos, a partir de funções de permeabilidade com base na determinação da curva característica que relaciona a quantidade de água entre os poros do solo com a magnitude da sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ). Entretanto, ocorre uma histerese considerável na curva que relaciona o coeficiente de permeabilidade com a sucção mátrica devido à variação de estados de tensões intersticiais resultante da diferença entre a quantidade de energia necessária para a água entrar e sair dos poros durante ciclos de umedecimento e secagem. Assim, os autores afirmam que a curva é melhor ajustável relacionando o

coeficiente de permeabilidade com o teor de umidade volumétrico, que consiste na razão entre o volume de água intersticial em relação ao volume total, expressa pela equação 6:

$$\theta_w = \frac{S_r \cdot e}{1 + e} \quad \text{Equação 6}$$

onde  $\theta_w$  é o teor de umidade volumétrico relacionado à umidade gravimétrica,  $S_r$  é o grau de saturação e  $e$  é o índice de vazios do solo.

Powrie (2014) descreve que a curva característica em termos de teor de umidade volumétrico pode ser normalizada através de diversos modelos de ajuste da curva, sendo um dos mais utilizados o modelo de Van Genuchten (1980), expresso pela equação 7:

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha \cdot \Psi)^n]^m} \quad \text{Equação 7}$$

onde  $\theta$  consiste no teor de umidade volumétrico normalizado, enquanto que  $r$  e  $s$  denotam que o valor é referente ao teor de umidade volumétrico residual e saturado, respectivamente. O parâmetro  $\Psi$  consiste na sucção total, enquanto que  $\alpha$  e  $n$  são parâmetros de ajuste relacionados, respectivamente, ao inverso da sucção na entrada de ar ( $U_e$ ) e com a distribuição do tamanho dos poros. Já  $m$  consiste em um parâmetro de ajuste de assimetria da curva, geralmente assumido como  $m = 1 - (1/n)$ . Assim, é possível prever a permeabilidade à água de um solo não saturado com base no conhecimento de sua curva característica através da determinação do coeficiente de permeabilidade relativo ( $k_r$ ) como função do teor de umidade volumétrico normalizado ( $\theta$ ), conforme expresso pela equação 8:

$$k_r(\theta) = \frac{k(\theta)}{k_s} = \theta^{0,5} \cdot [1 - (1 - \theta^{1/m})^m]^2 \quad \text{Equação 8}$$

O parâmetro  $k_s$  consiste no coeficiente de permeabilidade máximo à água do solo, que ocorre no estado saturado. Já o parâmetro  $\theta$  consiste no teor de umidade volumétrico adimensional normalizado determinado através da equação 9:

$$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad \text{Equação 9}$$

No caso de maciços rochosos, o fluxo de água geralmente é comandado pelas fraturas. Neste sentido, a condutividade hidráulica de uma fratura pode ser determinada através da aplicação

da lei de fluxo cúbico, descrita em maiores detalhes em Witherspoon *et al.* (1980), no qual considera-se o fluxo atuando no espaço entre duas placas paralelas. Neste trabalho, os autores mostram que a transmissibilidade através de uma fratura é influenciada principalmente pela rugosidade do meio e pela tensão normal atuante. Assim, segundo Sanderson (2012), para uma série de fraturas paralelas ao gradiente hidráulico, a condutividade hidráulica intrínseca de um maciço rochoso fraturado ( $K_{fr}$ ) pode ser determinada com base na densidade de suas fraturas ( $d$ ), sendo expressa pela equação 10:

$$K_{fr} = \frac{d \cdot e^3}{12} \quad \text{Equação 10}$$

onde  $e$  consiste na abertura de fraturas. Substituindo a equação 10 na equação 5, chega-se à condutividade hidráulica do maciço rochoso fraturado, conforme a equação 11:

$$k_{fr} = \frac{K_{fr} \cdot \gamma_f}{\eta_f} = \frac{d \cdot e^3 \cdot \gamma_f}{12 \cdot \eta_f} \quad \text{Equação 11}$$

#### 2.2.1.2 Equações Hidrodinâmicas

O fluxo de um fluido através de um meio poroso é determinado através de equações hidrodinâmicas que representam matematicamente a continuidade do movimento de uma determinada quantidade de fluido que entra e sai através das faces de um elemento em um determinado intervalo de tempo. Assim, admitindo esse elemento como um maciço de solo homogêneo, com os vazios completamente preenchidos com água e sem variação de volume, então a quantidade de água que entra é equivalente à quantidade de água que sai no mesmo intervalo de tempo (CASAGRANDE, 1937; HARR, 1990; TERZAGHI *et al.*, 1996). Neste sentido, considerando regime permanente de percolação, essa condição pode ser expressa no espaço tridimensional através da equação da continuidade, definida pela equação 12:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Equação 12}$$

Aplicando a lei de Darcy na equação 12, chega-se à equação diferencial de fluxo laminar tridimensional em regime permanente através de um solo homogêneo e anisotrópico sem variação de volume, expressa pela equação 13:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 13}$$

onde  $k_x$ ,  $k_y$  e  $k_z$  são os coeficientes de permeabilidade em diferentes direções no espaço tridimensional. Entretanto, geralmente os problemas envolvendo barragens são solucionados no espaço bidimensional. Assim, a equação da continuidade para fluxo tridimensional pode ser reduzida para fluxo bidimensional conforme a equação 14:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 14}$$

A equação 12 pode ser simplificada considerando o solo como isotrópico através da equação diferencial simplificada de Laplace para fluxo bidimensional, conforme a equação 15:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 15}$$

A equação 15 representa duas famílias de curvas denominadas como linhas de fluxo e linhas equipotenciais, que se interceptam dentro de uma rede de fluxo, permitindo, portanto, a solução da equação através de métodos gráficos. No entanto, para a solução gráfica em solos anisotrópicos deve-se alterar a escala na direção horizontal, conforme a equação 16:

$$x' = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \quad \text{Equação 16}$$

Dessa forma, atualizando a equação 15, chega-se à equação 17:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Equação 17}$$

Neste caso, a vazão através de uma seção com escala alterada pode ser calculada com base na determinação do coeficiente de permeabilidade normalizado ( $k_t$ ), conforme a equação 18:

$$k_t = \sqrt{k_x \cdot k_y} \quad \text{Equação 18}$$

No caso de solos com saturação parcial, a primeira derivação para a equação diferencial de fluxo em meios porosos não saturados foi apresentada por Richards (1931), sendo empregada

em muitos métodos numéricos nos dias atuais. A equação de Richards considera que o fluxo através de um meio poroso não saturado depende do teor de umidade volumétrico do meio que, de modo geral, varia de acordo com o tempo e com a posição (POWRIE, 2014). Assim, a equação da continuidade em um meio não saturado no espaço tridimensional passa a ser descrita conforme a equação 19:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \quad \text{Equação 19}$$

Dessa forma, aplicando a lei de Darcy considerando a influência da sucção mátrica no gradiente hidráulico, então chega-se à equação 20:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \left( k_x(\theta) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial x} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left( k_y(\theta) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial y} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left( k_z(\theta) \cdot \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right)}{\partial z} \quad \text{Equação 20}$$

onde  $k_x(\theta)$ ,  $k_y(\theta)$  e  $k_z(\theta)$  indicam que a permeabilidade em diferentes direções no espaço tridimensional é função do teor de umidade volumétrico do solo.

### 2.2.2 Vedação e Controle de Percolação

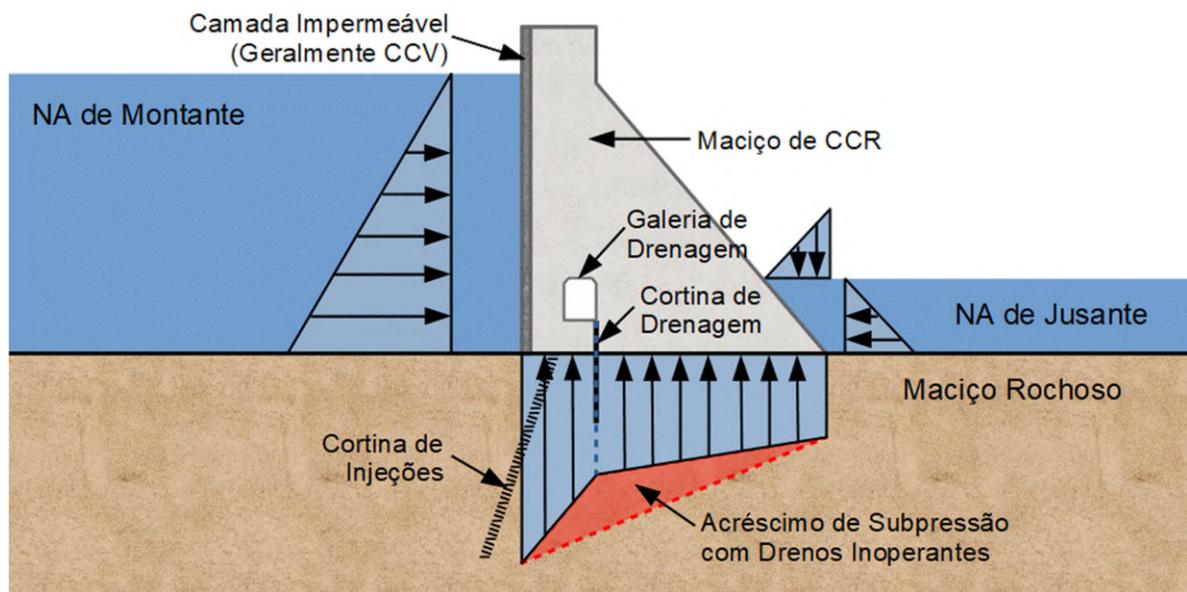
O controle de infiltração e percolação de água em uma barragem tem como propósito a redução da quantidade de perda de água a níveis adequados à sua finalidade e também a redução do risco de ocorrência dos principais mecanismos de falha. Dessa forma, o desempenho dessas estruturas está intimamente associado à sua capacidade de controle do fluxo de água através do corpo da barragem e sua fundação empregando sistemas de vedação e controle de percolação (TERZAGHI *et al.*, 1996; CRUZ *et al.*, 2015).

As barragens de gravidade são estruturas com elevada rigidez que dependem majoritariamente de esforços de compressão aplicados na fundação resultantes do peso próprio para se manterem estáveis às solicitações atuantes. Em função dessas características, necessitam estarem assentes sobre maciços rochosos de fundação com boas condições de deformabilidade, estabilidade e estanqueidade. Assim, o peso próprio dessas estruturas é, principalmente, função da geometria e da densidade do material empregado na construção do maciço. Entretanto, as forças de subpressão atuantes na base da barragem na interface com a fundação atuam reduzindo o efeito de estabilidade proporcionado pela carga vertical. Em virtude disso, em grandes barragens de gravidade é comum a existência de galerias de

drenagem para inspeções e monitoramento das vazões e pressões na fundação. Essas galerias geralmente são situadas no corpo da barragem próximas ao pé de montante. Em alguns casos pode haver também a existência de uma galeria de drenagem adicional localizada próxima ao pé de jusante (USBR, 1976; COSTA, 2012; FEMA, 2014).

Assim, em barragens de gravidade é comum o controle das infiltrações pelas fundações através da combinação de injeções de vedação e drenagem (CRUZ *et al.*, 2015). A figura 1 mostra o arranjo convencional de uma barragem de gravidade construída em Concreto Compactado a Rolo (CCR).

Figura 1 – Seção transversal típica de uma barragem de gravidade construída em CCR



Fonte: Elaborado pelo autor

A solução tradicionalmente empregada para a vedação de fundações de barragens de gravidade envolve injeções de calda de cimento. As injeções têm como função o preenchimento das discontinuidades do maciço rochoso de fundação com um material cimentante visando à redução da condutividade hidráulica (cortina de injeções) ou aumento da resistência e redução da permeabilidade próximo da superfície (injeções de consolidação). No caso de cortina de injeções, é prevista a criação de uma barreira inicial a montante contra o fluxo de água subterrâneo em regiões muito fraturadas. A previsão da profundidade dessas cortinas deve levar em conta a carga hidráulica imposta pelo reservatório em regime permanente. O procedimento executivo convencional consiste na penetração sob pressão de uma mistura de calda de cimento em uma ou mais fileiras de perfurações executadas no

maciço rochoso. O controle executivo é realizado com base no conhecimento da condutividade hidráulica *in situ* do maciço em cada estágio das injeções através de ensaios de perda d'água sob pressão (*Packer Test*) pelo método de Lugeon (1933) e também verificação da quantidade de calda de cimento absorvida pelo maciço tratado (WEAVER & BRUCE, 2007; FELL *et al.*, 2014).

Segundo Cruz (2004), maciços rochosos de fundação com condutividade hidráulica média acima de  $5 \times 10^{-4}$  cm/s necessitam de tratamento para redução desses valores. No entanto, Casagrande (1961), na primeira *Rankine Lecture*, questiona as vantagens relacionadas ao tratamento de fundações de barragens de concreto com cortinas de injeções. O autor afirma, com base em análises validadas com dados de piezômetros de diversas barragens, que as cortinas de injeções apresentam pouco efetividade no controle das subpressões pelas fundações, enquanto que a instalação de linhas de drenagem a jusante das cortinas são mais efetivas neste tipo de controle.

Weaver & Bruce (2007) afirmam que os questionamentos apresentados por Casagrande (1961) são válidos e deveriam ter motivado uma revisão rigorosa das práticas de execução de injeções de calda de cimento em muitos países, principalmente em relação à padronização das pressões empregadas. No entanto, isso não ocorreu de fato. De acordo com a *Federal Energy Regulatory Commission* (FERC, 2016), a cortina de injeções pode diminuir a velocidade do fluxo de água inicialmente, porém essa solução não deve ser adotada sem a instalação de um sistema de drenagem a jusante para a redução das subpressões de forma consistente. Ademais, a eficiência dessas cortinas tende a diminuir com o tempo em virtude da lixiviação de compostos presentes no cimento. Por outro lado, Terzaghi *et al.* (1996) afirmam que as cortinas de injeções, quando bem executadas, podem reduzir consideravelmente as vazões. Tal condição é importante para evitar perdas de grandes quantidades de água do reservatório pela fundação e também reduzir o risco de ocorrência de erosão interna.

Assim, o sistema de drenagem convencionalmente implantado a jusante das cortinas de injeções em barragens de concreto compreende na instalação de linhas de drenos de alívio. Esses dispositivos são executados em linhas de perfurações no maciço rochoso de fundação a partir de galerias de drenagem localizadas próximas ao pé de montante das barragens com a finalidade principal de interceptar o fluxo através da fundação e, assim, reduzir as subpressões (FELL *et al.*, 2014). Esses drenos devem ser projetados de tal forma que não permita o

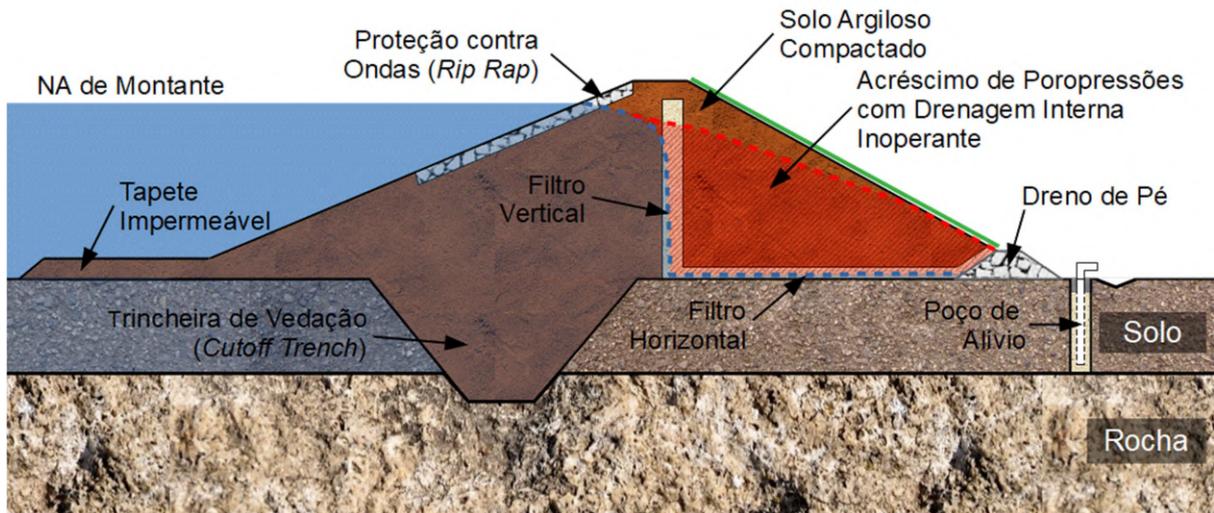
carreamento de partículas finas. Nos casos críticos, podem ser empregadas injeções de selamento de camadas siltosas presentes nos furos, porém nem sempre são fáceis de serem identificadas (TERZAGHI *et al.*, 1996).

Casagrande (1961) descreve que os furos de drenagem devem penetrar nas regiões mais permeáveis da fundação. Neste sentido, Fell *et al.* (2014) ressaltam que os furos de drenagem devem penetrar pelo menos 6 m abaixo de qualquer superfície potencial de falha do maciço rochoso fraturado para que ocorra um alívio efetivo das pressões. Os autores também salientam que os furos devem ser orientados para interceptar os sistemas de falhas do maciço. No entanto, Cruz *et al.* (2015) alertam que os furos de drenagem instalados em maciços alterados ou com a presença de camadas de solo necessitam de filtros para o controle do fluxo e para prevenir a ocorrência de erosão interna.

A água que aflora dos drenos de alívio deve ser direcionada para canaletas instaladas dentro da galeria de drenagem, de modo a permitir o monitoramento das vazões e identificação visual de materiais precipitados. As vazões podem ser quantificadas em termos totais (litros/segundo) ou específicos (litros/minuto/metro) para realizar comparações com outras barragens (CRUZ *et al.*, 2015). Com o tempo, ocorre uma tendência natural das vazões reduzirem e estabilizarem em virtude da colmatação dos vazios da fundação e siltagem do reservatório. Neste caso, as subpressões ao longo do tempo são decrescentes. Por outro lado, o sistema de drenagem de barragens pode perder a eficiência em decorrência da obstrução dos drenos, refletindo na redução das vazões e consequente aumento das subpressões (TERZAGHI *et al.*, 1996). Neste sentido, a FERC (2016) indica que deve ser implantado um sistema de monitoramento das subpressões incidentes na fundação de barragens de gravidade para a detecção de perda de eficiência desses dispositivos, de modo a reduzir o risco de instabilidade.

No caso de barragens de terra, Cruz *et al.* (2015) descrevem que o conceito clássico proposto por Casagrande de divisão de barragens em regiões de montante e jusante ainda é válido, bem como a premissa fundamental de que é necessário fazer todos os esforços para conter a água a montante, enquanto que a jusante é necessário fazer todos os esforços para que a água seja conduzida em segurança. Neste sentido, a figura 2 mostra o arranjo convencional de uma barragem de terra homogênea com um sistema de vedação e controle de percolação.

Figura 2 – Seção transversal típica de uma barragem de terra homogênea



Fonte: Elaborado pelo autor

A solução mais comum adotada para a vedação de fundações permeáveis de barragens de terra no Brasil consiste na execução de trincheiras de vedação (*Cutoff Trench*). Essa solução consiste na escavação de uma trincheira na fundação, seguido de preenchimento com material argiloso compactado utilizado no próprio maciço da barragem até uma camada com potencial erosivo baixo e menos permeável. A trincheira de vedação consiste em uma solução econômica em fundações permeáveis com profundidade relativamente baixa (< 10 m). Como alternativa, pode-se adotar soluções de vedação utilizando trincheiras de lama (*Slurry Trench*), parede de diafragma (rígido ou plástico), parede de estacas prancha ou colunas injetadas. Assim como a trincheira de vedação, outra solução econômica de vedação em fundações permeáveis é a execução de um tapete impermeável também utilizando material argiloso compactado. Essa solução consiste em um prolongamento do maciço de terra a montante e tem como finalidade o aumento da trajetória do fluxo, de modo a reduzir os gradientes hidráulicos ascendentes de saída a jusante (TERZAGHI *et al.*, 1996; CRUZ, 2004; FELL *et al.*, 2014).

Em barragens assentes sobre fundação com a presença de camadas de solos não plásticos (areias e siltes), o fluxo de água ascendente próximo à saída do talude de jusante, onde as tensões efetivas são mais baixas, pode causar erosão interna pelo mecanismo de erosão regressiva como consequência de gradientes hidráulicos e pressões elevadas (ICOLD, 2017a). Essa situação pode ser prevenida através da execução de poços de alívio de pressões instalados próximos ao pé do talude de jusante interceptando parcialmente ou integralmente

as camadas mais permeáveis da fundação. Os poços de alívio são compostos por um tubo com ranhuras ou perfurações ao longo de seu comprimento. O espaço entre a parede do poço e o tubo deve ser preenchido com um filtro de areia dimensionado de modo a evitar o carreamento de solo para o interior do tubo. Assim como os drenos de alívio, os poços de alívio podem perder eficiência em virtude de colmatação. Para tanto, necessitam de monitoramento das pressões e procedimentos periódicos de limpeza (FELL *et al.*, 2014). Informações sobre projeto, instalação e manutenção de poços de alívio podem ser consultadas em USACE (1992, 2000).

No caso de controle da percolação através do corpo de barragens de terra e suas fundações, deve ser executado um sistema de drenagem interna composto por filtros e drenos constituídos de material granular em locais onde podem ocorrer gradientes hidráulicos importantes. Esse sistema consiste em uma primeira linha de defesa contra a fase de continuação de um eventual processo de erosão interna. Para tanto, esses dispositivos devem ser dimensionados para impedir o carreamento de partículas de solo do corpo da barragem junto ao fluxo de água ao mesmo tempo em que conduz de forma controlada esse fluxo sem comprometer a estabilidade da estrutura (CALDEIRA, 2019).

Segundo Cruz (2004), a utilização do filtro vertical, também conhecido como filtro chaminé, combinado com filtro horizontal sobre a fundação foi introduzida por Terzaghi em 1948 no projeto da barragem e dique do Vigário em Piraí/RJ, atualmente conhecida como barragem de Terzaghi. O autor ressalta que o filtro vertical deve interceptar o fluxo de água através do corpo da barragem, impedindo que alcance o talude de jusante. Para tanto, esse filtro deve ser estendido até uma elevação mínima equivalente ao nível de água máximo normal do reservatório. Todavia, o autor recomenda a utilização do filtro vertical em maciços com altura limitada no máximo a 30 m. Neste sentido, em maciços mais altos o ideal é a adoção do filtro inclinado.

Mello (1977) defende a utilização do filtro inclinado e de um tapete drenante suspenso na parte central do maciço. Segundo o autor, o filtro inclinado a montante produz uma melhor distribuição das tensões dentro do maciço. A inclinação do filtro a montante, além de aumentar a estabilidade do talude de jusante durante o período de operação, evita a ocorrência de trincamento por tração na parte superior do filtro pelo efeito de arqueamento, uma vez que as forças de percolação incidentes serão de compressão. O autor também defende a utilização

de um tapete impermeável interno na região central da barragem associado a um tapete drenante suspenso, onde as tensões são maiores e podem ocorrer recalques da fundação com consequente trincamento do sistema de drenagem na base. O tapete impermeável interno também resulta no aumento da trajetória de percolação, reduzindo os gradientes hidráulicos de saída.

O critério básico de dimensionamento de filtros foi inicialmente proposto por Terzaghi (1922, 1926) e validado posteriormente através de ensaios de laboratório por Bertram (1940). No entanto, a aceitação geral do critério e sua aplicação ocorreram a partir da década de 1940, principalmente em decorrência da maior preocupação em relação ao risco de ocorrência de erosão interna em barragens de terra. O critério de Terzaghi é baseado na distribuição granulométrica do material granular empregado no filtro ( $D$ ) e do solo base ( $d$ ), de modo a ter como função a retenção de partículas carregadas ( $D_{15}/d_{85} < 4$ ) e a drenagem da água ( $D_{15}/d_{15} > 4$ ), sendo válido para solos não coesivos e uniformes (ICOLD, 1994; MILLIGAN, 2003). Contudo, o critério de Terzaghi é considerado um critério conservador quando aplicado em outros tipos de solos (SHERARD *et al.*, 1984). Dessa forma, ao longo das décadas posteriores, muitos critérios de dimensionamento foram desenvolvidos ou aprimorados considerando diferentes condições de projeto. Informações sobre os critérios de dimensionamento, construção e recomendações importantes sobre filtros podem ser consultadas no boletim 95 da ICOLD (1994), FEMA (2011) e também em Fell *et al.* (2014).

### 2.2.3 Principais Problemas em Barragens de Concreto e de Aterro

Em barragens de concreto, podem ocorrer ao longo do tempo manifestações patológicas do concreto, principalmente em virtude de reações expansivas que causam fissuração da barragem e de suas estruturas anexas após o concreto ter endurecido. Esses tipos de manifestações patológicas podem provocar a deterioração e diminuição do desempenho e durabilidade da estrutura. Entre os principais processos de deterioração conhecidos na literatura técnica estão a Reação Álcali-Agregado (RAA), a Reação Álcali-Sílica (RAS), ataque por sulfatos presentes nos compostos do cimento (Etringita Secundária e Etringita Tardia – DEF) e ataques por sulfatos e sulfetos presentes nos minerais dos agregados utilizados no concreto (HASPARYK & KUPERMAN, 2019).

Outro problema que pode surgir ao longo do tempo em barragens de concreto é o de obstrução dos drenos de alívio devido ao acúmulo de partículas finas carregadas, colmatação

química ou ainda colmatação biológica, refletindo na perda de eficiência desses dispositivos e consequentes aumentos das subpressões na interface concreto-rocha, reduzindo o fator de segurança (TERZAGHI *et al.*, 1996; SILVEIRA, 2003; FERC, 2016). Silveira *et al.* (2017) descrevem que geralmente a desobstrução dos drenos de fundação é realizada empregando jatos de água e ar sob pressão, aplicados a partir da extremidade inferior dos furos. Nos casos em que a obstrução é causada por fragmentos de materiais de maior tamanho ou acumulação de material carbonatado, nos quais não é possível desobstruir através de jateamento, é necessário realizar a reperfuração dos drenos ou executar novos drenos ao lado dos existentes. Os autores também comentam que a experiência brasileira mostra que as operações de limpeza dos drenos devem ser realizadas a cada cinco ou dez anos, dependendo das características do tipo de rocha da fundação, sendo que a primeira operação deve ser realizada após o término da obra.

Em fundações rochosas de barragens de concreto, a perda de resistência do maciço de fundação provocada por solicitações permanentes ou repetidas tem sido uma das principais causas de incidentes. Isso ocorre, principalmente, devido a mudanças de estados de tensões na fundação resultantes de gradientes hidráulicos causados pela variação do nível do reservatório que, conseqüentemente, resultam em deformações, movimentos relativos entre juntas e formação e propagação de fraturas, refletindo na perda de resistência do maciço rochoso (ICOLD, 2000a).

Em relação à segurança de grandes barragens de concreto, de acordo com o Boletim 188 (ICOLD, 2019), as principais causas de ruptura de barragens de gravidade construídas em concreto registradas até o ano de 2018 estão relacionadas a problemas na fundação causados por erosão interna e ruptura da fundação, ocorrendo em 50% dos casos reportados.

O fenômeno de erosão interna pela fundação de barragens de concreto pode ocorrer na presença de fraturas ou falhas causadas por descontinuidades do maciço, que uma vez preenchidas com materiais suscetíveis à erosão por percolação subterrânea podem causar a formação de vazios devido ao carreamento do material pelo fluxo quando submetidas a gradientes hidráulicos altos. A erosão pela fundação também pode ocorrer por dissolução em barragens assentes sobre rochas com minerais solúveis ou rochas com descontinuidades preenchidas com materiais solúveis, consistindo em uma anomalia de difícil remediação. A dissolução também pode ocorrer em compostos presentes no concreto utilizado nas cortinas

de injeções (ICOLD, 2000a). A ocorrência de formação de vazios pela fundação ocasionada por erosão pode contribuir para o surgimento de tensões na base da estrutura e a perda de equilíbrio pela falta de sustentação, conseqüentemente causando o colapso da estrutura.

Esse foi o caso da barragem de gravidade construída em CCR de Barra de Camará, que rompeu no estado da Paraíba em 2004. Na ocasião, ocorreu um julgamento inadequado na interpretação da falha geológica da fundação da barragem, que estava assente sobre um maciço de migmatito com descontinuidades paralelas ao eixo da barragem preenchidas com solo. Antes do final do primeiro enchimento, quando foi atingida uma elevação considerável do nível do reservatório, foi detectada a presença de anomalias, tais como a ocorrência de material carreado pelos drenos de fundação e surgências de água no pé da barragem na margem esquerda próximo ao muro do vertedouro. Embora tenha sido recomendado o rebaixamento emergencial do reservatório, não foram adotadas medidas para evitar o acidente e a estrutura acabou rompendo no dia 17 de junho de 2004 (KANJI, 2004). A falta de sustentação da barragem causada pelo colapso da fundação acabou gerando a concentração de tensões de tração entre o paramento de montante e a entrada da galeria de drenagem, fazendo com que a ruptura no corpo da barragem se propagasse através da galeria (BARBOSA *et al.*, 2004).

Outro exemplo de erosão interna em fundações de barragem em CCR, neste caso um incidente, é o da barragem da UHE Dona Francisca, no Rio Grande do Sul. A estrutura da barragem está assente sobre fundação composta por arenitos intercalados com siltitos e argilitos. Em 2010 foi verificado um aumento considerável das vazões de um dos drenos de fundação, com grande quantidade de material arenoso carreado. Foram adotadas como medidas o monitoramento contínuo da evolução da ocorrência e a instalação de um filtro no dispositivo de drenagem com o objetivo de evitar a continuidade de carreamento excessivo de material devido à intensidade das vazões (SANTOS, 2018).

Em relação às barragens de terra, as principais anomalias estão relacionadas a problemas no desempenho dos dispositivos de vedação e controle de percolação, uma vez que o mau funcionamento desses elementos pode aumentar o risco de instabilidade do talude de jusante e erosão interna pelo corpo da barragem, fundação ou ombreiras. Através de inspeções visuais e instrumentação é possível identificar as ocorrências de deformações e infiltrações (surgências) a jusante, que podem estar associadas a problemas maiores. Entretanto, pequenas

deformações podem ocorrer como reflexo de problemas de menor magnitude, tais como o adensamento do próprio maciço de terra da barragem e fundação, variações do nível do reservatório ou variação sazonal do teor de umidade em camadas próximas ao núcleo argiloso (ICOLD, 2000a).

Em relação à segurança, segundo dados do Boletim 188 (ICOLD, 2019), os dois modos de ruptura mais frequentes em grandes barragens de aterro<sup>4</sup> registrados até o ano de 2018 são o galgamento (erosão externa), responsável por 40% das rupturas registradas, e a erosão interna pelo corpo da barragem, fundação ou interfaces, responsável por 39%. As rupturas estruturais ocorridas pelo corpo (movimentos de massa) e pela fundação (perda de suporte) são responsáveis por 21% dos casos registrados. Os dados ainda mostram que o galgamento ocorre com maior frequência em eventos de cheias, enquanto que a erosão interna ocorre com maior frequência em condições normais de operação. Já as rupturas desencadeadas por causas estruturais ocorrem com frequência similar diante de todas as condições de carregamento.

A ocorrência de galgamento em barragens está relacionada com a incapacidade de extravasamento das estruturas de segurança, seja ela decorrente de um evento extremo de chuva combinado com a incapacidade do vertedouro ou por falhas na operação em relação a procedimentos de abertura de comportas, no caso de vertedouros controlados (COLLISCHONN, 1997). Geralmente os vertedouros de grandes barragens são dimensionados considerando a capacidade de vertimento para cheias com tempo de retorno deca milenares (10.000 anos), cuja probabilidade de ocorrência é de 0,0001%. Entretanto, o galgamento pode ocorrer como consequência de evento extremo superior ao considerado no dimensionamento (TSCHIEDEL et al., 2019a). Possivelmente a capacidade das estruturas de segurança de barragens existentes tenha que ser reavaliada no futuro em virtude do aumento da frequência e magnitude de enchentes e de outros eventos ambientais extremos provocados pelas mudanças climáticas (PERERA *et al.*, 2021).

A erosão interna consiste no carreamento de partículas de solo através do fluxo de água. Os materiais mais suscetíveis à erosão por percolação são os solos não plásticos (areias e siltes), porém a erosão pode ocorrer também com solos plásticos (argilas). A ocorrência de erosão interna geralmente está relacionada com problemas de projeto e de construção. Grande parte das ocorrências ocorre durante o primeiro enchimento, sendo este um momento crítico tendo

---

<sup>4</sup> Considera-se barragem de aterro as barragens de terra e de enrocamento.

em vista que é a primeira vez que a barragem é submetida à ação das forças hidrodinâmicas produzida pelo fluxo induzido pelo aumento progressivo da carga hidráulica relacionada ao alteamento do nível do reservatório (ICOLD, 2000a, 2017a).

Um dos casos mais estudados sobre acidentes com barragens de terra envolvendo o fenômeno de erosão interna é o da barragem de terra zoneada de *Teton*, nos Estados Unidos. A barragem possuía 93 m de altura e rompeu durante o primeiro enchimento em 1976. Na ocasião, não houve sinais de aviso antes do início da formação de erosão tubular (*piping*), a não ser surgências a jusante da barragem dois dias antes do rompimento. A erosão ocorreu no contato da trincheira de vedação com a rocha de fundação junto à ombreira devido a uma falha no tratamento das fraturas da rocha (FOSTER *et al.*, 2000a).

A erosão interna também é capaz de ocorrer durante o período de operação da barragem, ocasionada por deteriorações causadas pelo desgaste da estrutura ao longo do tempo. Durante esse período a erosão pode ocorrer através do corpo da barragem na interface do solo com galerias de concreto ou outras estruturas rígidas, bem como devido a recalques do aterro causados pela variação cíclica do nível do reservatório. Também deve ser dada atenção à existência de raízes de árvores e arbustos, bem como a ação da escavação de animais, que podem criar caminhos preferenciais de infiltração de água e desencadear erosão interna pelo mecanismo de fugas concentradas (ICOLD, 2017a).

Embora muitos aspectos tenham sido esclarecidos a respeito do comportamento geomecânico e hidráulico de solos com a consolidação da mecânica dos solos após os anos de 1940, ainda existe uma grande dificuldade em avaliar a possibilidade de erosão interna, principalmente relacionada ao processo de erosão tubular. Normalmente a análise quanto à segurança é feita baseada no zoneamento, constituição dos filtros, qualidade construtiva, condições da fundação e desempenho da barragem (FOSTER *et al.*, 2000a, 2000b).

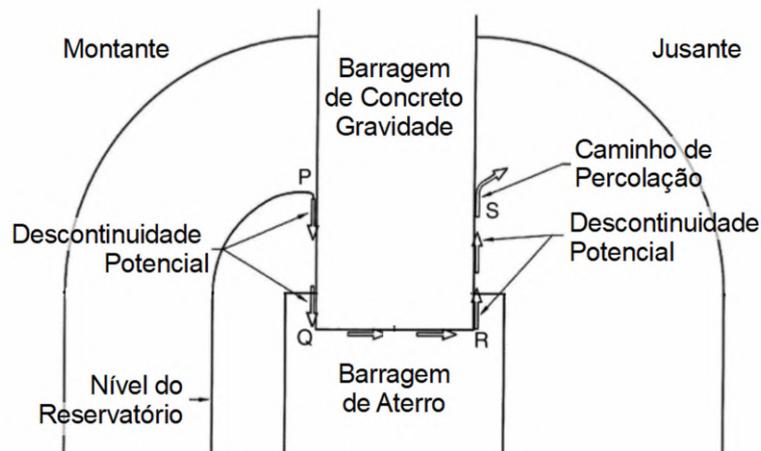
Na área de barragens, normalmente utiliza-se o termo “*piping*” de forma generalizada para descrever o fenômeno de erosão interna, por vezes gerando certa divergência sobre os aspectos conceituais que envolvem o mecanismo. A *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2017a) descreve a erosão tubular (*piping*), como o principal mecanismo de progressão da erosão em fugas concentradas ou erosão regressiva. Na prática, o termo refere-se ao ápice do processo de erosão. No entanto, é necessário que outros mecanismos ocorram para que a erosão tubular se desenvolva até o estágio final de ruptura. Segundo Hoffmans &

Van Rijn (2018), o movimento inicial das partículas depende da distância de percolação, carga hidráulica e da resistência à erosão do solo, que são comandados pela permeabilidade e granulometria das partículas. Na situação em que a carga hidráulica e velocidades de fluxo são altas, as forças de sustentação, arrasto e atrito atuam sobre as partículas podendo exceder as forças resistentes ao movimento, formando canais de erosão devido ao carreamento desse material, podendo aumentar de tamanho após o início do processo.

A presença de altas cargas hidráulicas no interior do maciço da barragem ou fundações quando associadas com outras anomalias, tais como problemas no núcleo ou filtros, possibilitam gradientes hidráulicos elevados, sendo considerados potenciais agentes responsáveis pela ocorrência de erosão interna (CALDEIRA, 2008). Rupturas e incidentes causados por erosão interna podem ocorrer por diversos caminhamentos, dentre os principais pode-se mencionar a erosão interna ocorrida através do maciço de aterro, na interface do aterro com estruturas anexas rígidas, através de descontinuidades de maciços rochosos preenchidas com solo e erosão interna entre o maciço de aterro e a fundação. O processo de erosão interna pode ser desencadeado por erosão em fugas concentradas, erosão regressiva, sufusão e erosão de contato (FELL *et al.*, 2014; ICOLD, 2017a).

A erosão em fugas concentradas ocorre em solos plásticos e não plásticos devido à concentração de fluxo de percolação através de fissuras que podem ser resultantes de recalques diferenciais do maciço de aterro devido à deformação da fundação e ombreiras, fratura hidráulica devido a baixas tensões em torno de estruturas rígidas (e.g. condutos, galerias, etc.) ou ciclos de umedecimento e secagem (ICOLD, 2017a). Esse mecanismo de erosão também pode ocorrer através de fissuras no contato entre uma barragem de concreto com uma barragem de aterro resultantes da deformação diferencial entre materiais com comportamentos distintos (FELL *et al.*, 2014), conforme mostrado na figura 3.

Figura 3 – Percolação no contato entre uma barragem de gravidade com uma barragem de aterro



Fonte: Modificado de Fell *et al.*, 2014

Já a erosão regressiva geralmente ocorre em solos não plásticos (areias e siltes). O processo se desenvolve ao longo de caminhos preferenciais, iniciando no ponto de saída do fluxo a jusante devido à atuação de gradientes hidráulicos ascendentes elevados. Existem basicamente dois tipos de erosão regressiva: erosão regressiva tubular e erosão regressiva global. No caso de sufusão, o mecanismo de erosão ocorre quando partículas finas são carregadas junto ao fluxo de percolação através de poros de partículas mais grosseiras. Quando filtros são construídos com granulometria instável, pode ocorrer o carregamento de quantidades substanciais de material, tornando o filtro poroso e menos efetivo na proteção contra a erosão. Por fim, a erosão de contato ocorre quando há um fluxo concentrado na interface entre duas camadas com materiais com granulometria bastante contrastante quando não há uma transição adequada entre elas (ICOLD, 2017a).

### 2.3 INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

Diferente de outras áreas da engenharia civil, nas quais é possível ter um melhor controle das características dos materiais, a engenharia geotécnica enfrenta muitas incertezas decorrentes da grande dispersão em relação ao comportamento dos geomateriais. Para tanto, o monitoramento de obras relacionadas à engenharia geotécnica possui um papel fundamental para o controle da segurança dessas obras. Neste sentido, a instrumentação consiste em uma importante ferramenta para a verificação do desempenho efetivo dessas estruturas e detecção de um comportamento fora do previsto em projeto, principalmente no caso de barragens, cujas condições de carregamento são variáveis. Assim, o presente item aborda sobre os conceitos de monitoramento hidrogeotécnico de barragens, as grandezas a serem monitoradas e os

principais instrumentos empregados no monitoramento de poropressões e vazões de drenagem.

### **2.3.1 Conceitos Sobre Monitoramento Hidrogeotécnico de Barragens**

O sistema de monitoramento de barragens tem como propósito avaliar a segurança do empreendimento através da identificação de condições que podem estar associadas a potenciais modos de falha da estrutura, de modo a construir de forma coerente um panorama sobre o desempenho efetivo da barragem ao longo do tempo (ASCE, 2018). O monitoramento é realizado principalmente através da combinação de inspeções visuais, levantamentos topográficos e medições de instrumentos instalados no corpo da barragem, estruturas anexas e fundação (COSTA, 2012).

Neste sentido, a inspeção visual de barragens consiste em um levantamento qualitativo realizado com o objetivo de identificação de aspectos visuais relacionados ao desempenho da barragem. Esse levantamento é feito através de inspeções de rotina realizadas por profissionais treinados na área de segurança de barragens e com conhecimento prévio sobre o projeto e os procedimentos de operação da barragem e suas estruturas anexas inspecionadas (ASCE, 2018). A inspeção visual é considerada o método de monitoramento mais simples, podendo ser utilizada para a detecção de fissuras no corpo da barragem, abatimentos localizados, surgências de água, deslocamento do *rip-rap* e deslizamentos localizados no espaldar de jusante. Por outro lado, o método de monitoramento por levantamento topográfico possui maior precisão em relação às inspeções visuais, sendo aplicado para investigar anomalias de menor magnitude ou que estão impedidas de serem visualizadas. O monitoramento por topografia pode ser utilizado para acompanhar deslocamentos horizontais e verticais do corpo da barragem, assoreamento do reservatório e avaliação de deslocamentos em paredes de escavações subterrâneas (COSTA, 2012).

Já a instrumentação visa o levantamento quantitativo de dados relacionados ao comportamento da barragem, estruturas anexas e fundação, de modo a identificar condições que dificilmente podem ser detectadas visualmente. O procedimento de monitoramento é composto por coleta, processamento e por análise e interpretação sistemática dos dados registrados (ASCE, 2018). O principal objetivo de instrumentar uma barragem é verificar se o desempenho efetivo da estrutura está de acordo com as previsões de projeto, principalmente quando se deseja estudar o comportamento de barragens com problemas na fundação. Esse

método possui grande importância em todas as fases da vida de uma barragem. A instrumentação deve ser capaz de fornecer informações sobre as condições do local do empreendimento e sobre o desempenho efetivo durante a construção, primeiro enchimento do reservatório, eventual rebaixamento rápido e a longo prazo durante a fase de operação (DUNNICLIFF, 2012). Assim, a análise do desempenho efetivo da barragem através de instrumentação combinada com outros métodos, quando realizada com base em um bom planejamento de programa de monitoramento, adiciona maior confiabilidade nos resultados, principalmente devido à redundância de informações (ASCE, 2018).

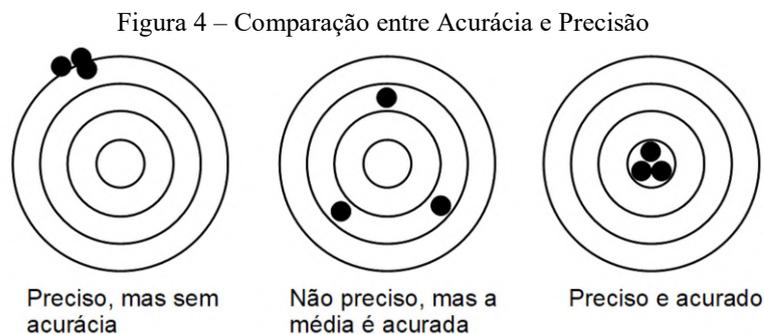
Cruz (2004) descreve que a instrumentação consiste em um importante método de observação do comportamento de barragens, porém não garante automaticamente a segurança do empreendimento. Neste sentido, a gestão de segurança de uma barragem depende majoritariamente da existência e manutenção de um corpo técnico qualificado responsável pela análise e interpretação dos dados de instrumentos e também pela tomada de decisões. Entretanto, esse corpo técnico deve manter um fluxo de informações organizado, estar instruído a antever situações que possam colocar em risco a segurança da barragem e também ser capaz de providenciar soluções técnicas, recursos e procedimentos administrativos a tempo de restabelecer a segurança do empreendimento, principalmente em caso de emergência. O autor descreve ainda que a instrumentação deve ser implantada seguindo um programa elaborado com a definição das respostas para as seguintes questões fundamentais: Por que instrumentar? O que instrumentar? Onde instrumentar? Como instrumentar? Quais os níveis previstos em projeto, incluindo os críticos? Que providências adotar se os níveis estabelecidos forem ultrapassados?

Segundo Dunnycliff *et al.* (2012), o programa de monitoramento através de instrumentação hidrogeotécnica requer um planejamento sistemático lógico e compreensivo. Esse planejamento deve iniciar com a definição dos objetivos e terminar com o planejamento de como os dados de interesse a serem monitorados serão implementados. De acordo com os autores, o planejamento deve ser executado cumprindo diversas etapas que envolvem a elaboração de especificações técnicas, orçamento, planejamento de instalação e a definição de procedimentos para garantir a confiabilidade das leituras. A seleção dos instrumentos e a definição do local de instalação mais adequado devem ser realizadas com base na previsão dos mecanismos que controlam o comportamento, nas questões geotécnicas a serem respondidas através dos dados levantados, na confiabilidade dos instrumentos e na

identificação de regiões potencialmente críticas. Para isso, devem ser definidos de antemão o propósito em instrumentar a barragem, os parâmetros a serem monitorados e a previsão da amplitude de variação das medidas. Além disso, também devem ser planejados os procedimentos de calibração e manutenção periódica dos instrumentos instalados. Por fim, devem ser definidos os procedimentos para aquisição, processamento, armazenamento, apresentação e interpretação dos dados e de elaboração do relatório técnico com os resultados.

Por outro lado, as medidas realizadas por instrumentação contêm erros e incertezas inerentes ao método que precisam ser reduzidos para que não afetem a qualidade dos dados coletados (DUNNICLIFF, 1988). Silveira (2006) descreve que para a escolha dos instrumentos é importante conhecer certas características de desempenho, levando em consideração a finalidade definida de cada instrumento para que, assim, seja possível atingir bons resultados no programa de monitoramento. Segundo o autor, as principais características que devem ser levadas em conta em um instrumento são o campo de leitura, a resolução, a precisão, a acurácia e a repetibilidade.

A figura 4 ilustra a diferença entre acurácia e precisão, no qual o alvo representa o valor real. No primeiro caso as medidas são precisas, mas não acuradas. Isso ocorre quando os erros são sistemáticos. No segundo caso as medições não são precisas, porém a média será acurada se ocorrer um número suficiente de leituras. Isso ocorre quando os erros são aleatórios. Já no último caso as leituras são precisas e acuradas (DUNNICLIFF, 1988). Silveira (2006) afirma que geralmente a precisão é mais importante do que a acurácia quando se trata de instrumentação de barragens, tendo em vista que na prática o conhecimento da variação das grandezas de interesse é mais relevante do que o conhecimento do valor absoluto.



Fonte: Modificado de Dunnicliff, 1988

Geralmente os instrumentos de monitoramento do comportamento hidrogeotécnico de obras de engenharia são compostos por um transdutor, que consiste em um dispositivo que converte uma variável física detectada por um sensor em um sinal de saída, um sistema de aquisição de dados, que varia desde unidades de leituras simples a sistemas automáticos complexos, e por um sistema de comunicação entre ambos. Os transdutores normalmente utilizados em instrumentação podem ser óticos, mecânicos, hidráulicos, pneumáticos ou elétricos (DUNNICLIFF, 1988).

A *International Commission on Large Dams* (ICOLD, 2000b) descreve que, embora tenham ocorrido avanços tecnológicos significativos após os anos de 1970, principalmente em relação à informática, as leituras de instrumentos ainda são realizadas manualmente na maioria das barragens de muitos países. Entretanto, a instrumentação de barragens de grande porte geralmente envolve a instalação de uma quantidade significativa de instrumentos, o que prejudica a análise e interpretação dos dados em um prazo adequado de tempo quando as leituras são realizadas manualmente. Algumas barragens também precisam de monitoramento em locais específicos de difícil acesso para as equipes de operação.

Assim, a implantação de um sistema de monitoramento automatizado para a aquisição e transmissão de dados de instrumentos de forma remota passa a ser uma importante alternativa. Nestes sistemas, são utilizados equipamentos eletrônicos e de informática interligados a sistemas de transmissão de dados que podem ser operados por via telefônica, fibra óptica, rádio ou satélite. A automação da instrumentação proporciona maior qualidade e confiabilidade dos dados, tendo em vista a ausência do fator de erro humano. Também permite a análise com maior velocidade de anomalias e mudanças de comportamento da barragem devido a maior frequência das leituras. Por outro lado, problemas eletrônicos podem produzir dados com erros e, portanto, devem ser tomadas medidas para a garantia da qualidade dos instrumentos. Outro limitador ocorre quando há dados em excesso, que podem ser processados incorretamente. Existe também um risco de que a confiança no sistema leve os operadores a negligenciar a importância das inspeções visuais e análise dos dados (ICOLD, 2000b).

Segundo Silveira *et al.* (1994), o aprimoramento de equipamentos de informática e sistemas modernos de transmissão de dados associado com a redução de custos de equipamentos tornaram viável a implantação de sistemas de automação do monitoramento de barragens de

grande porte. Entretanto, os autores afirmam que não é recomendável a automação de todos os instrumentos, tendo em vista os custos de implantação e manutenção envolvidos e a necessidade de estimular que os operadores continuem circulando pela barragem. As inspeções visuais de áreas acessíveis das barragens e das estruturas anexas são fundamentais para a gestão de segurança e não devem ser desprezadas. Assim, a automação parcial de instrumentos de barragens deve ser realizada em áreas de interesse estratégico.

O procedimento de monitoramento por instrumentação em barragens envolve as etapas de aquisição, transmissão, processamento, armazenamento, apresentação e interpretação dos dados. No entanto, em um programa de instrumentação a análise e interpretação dos resultados devem ser realizadas em tempo adequado após a coleta dos dados para que a avaliação das condições de segurança da barragem seja efetiva. Neste sentido, Kuperman *et al.* (2005) descrevem sobre a importância de fixação de valores limites da instrumentação para a identificação de comportamentos anômalos, principalmente em relação à avaliação de deslocamentos e poropressões. Os valores limites podem ser fixados através de métodos determinísticos, estatísticos e híbridos.

Em relação aos instrumentos hidrogeotécnicos utilizados no monitoramento de barragens, as principais grandezas a serem medidas são as poropressões, vazões de drenagem, deslocamentos, deformações, tensões e cargas. Tendo em vista o escopo do presente trabalho, serão apresentados nos próximos itens os principais instrumentos utilizados na medição de poropressões e vazões de drenagem.

### **2.3.2 Instrumentação Piezométrica**

O conhecimento das poropressões do maciço e pressões de água nas discontinuidades de maciços rochosos possui grande importância para o controle das condições de segurança de barragens e suas fundações durante as diferentes fases de vida dessas estruturas. A variação dessas grandezas é comumente medida em pontos de interesse através de piezômetros. No entanto, em muitos casos ocorre certa confusão na compreensão conceitual da diferença entre as medições do nível de água (indicadores de nível de água) e poropressões (piezômetros).

O nível de água consiste na superfície superior de um corpo de água subterrâneo com pressão equivalente à pressão atmosférica. Quando não existe fluxo de água, o nível de água e o nível piezométrico estão em equilíbrio. Dessa forma, a pressão de água aumenta uniformemente de acordo com a profundidade. Entretanto, quando ocorre fluxo de água resultante da variação de

carga hidráulica ou quando há um carregamento não drenado em porções menos permeáveis saturadas de um maciço, o nível piezométrico fica em desequilíbrio (SILVEIRA, 2006). Portanto, os piezômetros são instrumentos que medem pontualmente as poropressões em uma determinada feição de um maciço e, para tanto, devem estar isolados na região de interesse. Já os indicadores de nível de água são instrumentos de medição do nível médio de água em equilíbrio no interior de um poço ou furo de sondagem com revestimento permeável (BRESSANI, 2009).

No meio técnico de barragens, é comum diferenciar nominalmente as pressões de água atuantes em meios porosos das pressões de água atuantes nas fundações de barragens de concreto. Assim, geralmente são denominadas como poropressões as pressões de água atuantes em maciços de aterro de barragens, enquanto que são denominadas como subpressões as pressões de água atuantes em diferentes feições das fundações ou na interface de contato entre a estrutura de concreto da barragem com a fundação em virtude de um fluxo de água confinado. Neste sentido, no presente trabalho, essa diferenciação será mantida. No entanto, ressalta-se que por vezes ocorre certa confusão conceitual em relação à definição de subpressão, que é tratada erroneamente como uma pressão de água atuante em sentido ascendente. Essa definição embora equivocada, uma vez que pressão em um fluido não possui sentido ou direção específica, representa o conceito de forças verticais da barragem.

Assim, em barragens de terra, o conhecimento das poropressões é importante para a análise da estabilidade contra escorregamento de taludes e ruptura da fundação, tendo em vista a influência direta nas tensões efetivas de solos que, conseqüentemente, afetam a resistência ao cisalhamento e deformações desses materiais (FELL *et al.*, 2014). Já em fundações de barragens de concreto, o conhecimento de subpressões é importante em diferentes feições, tais como no contato solo-rocha, camadas mais permeáveis e interface da base da barragem com a fundação. Em barragens de gravidade, é de grande interesse o conhecimento das subpressões na interface de contato entre a barragem com a fundação e nas discontinuidades sub-horizontais de baixa resistência da fundação. Esse conhecimento é fundamental para o controle das condições de segurança, uma vez que a estabilidade desse tipo de barragem é comandada pelo nível de subpressões atuantes (SILVEIRA, 2003, 2006).

Segundo Cruz (2004), os piezômetros mais utilizados no monitoramento de barragens são os piezômetros de tubo aberto (*standpipe*), piezômetros pneumáticos, piezômetros hidráulicos e piezômetros elétricos (resistência variável e corda vibrante).

#### 2.3.2.1 Piezômetros de Tubo Aberto

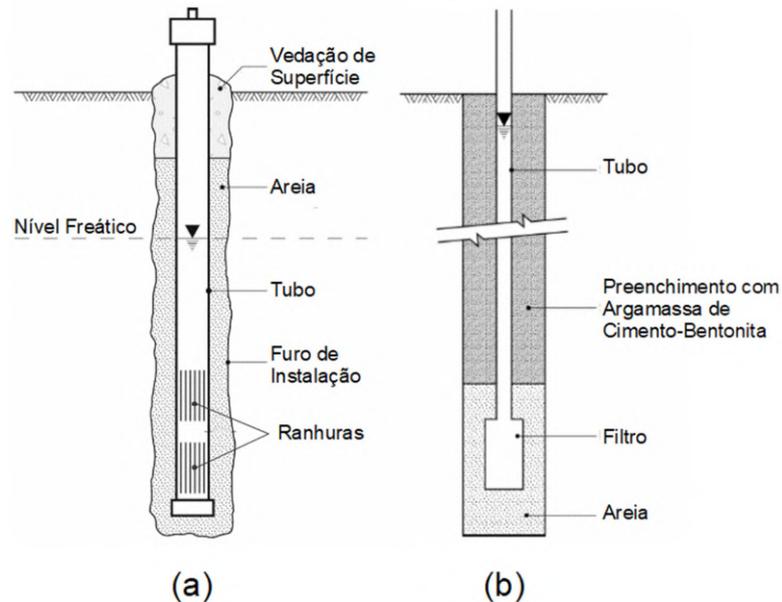
O piezômetro de tubo aberto, também conhecido como *standpipe*, é um dos instrumentos mais confiáveis e duráveis utilizados em instrumentação hidrogeotécnica devido à simplicidade, baixo custo e ótimo desempenho a longo prazo. O instrumento consiste em um tubo ligado a uma ponteira (filtro), que compreende um trecho da extremidade inferior do tubo perfurado e envolto em um material filtrante, geralmente manta geotêxtil. O instrumento é instalado em um furo de sondagem, com o espaço entre a parede do furo e o filtro preenchido com uma camada de material granular (pré-filtro) isolada hidráulica na região de interesse para a medição das poropressões (CRUZ, 2004; SILVEIRA, 2006; DUNNICLIFF, 1988, 2012). Segundo Silveira (2006), o filtro do piezômetro deve ser isolado na região de interesse através da execução de um selo de bentonita sobreposto ao pré-filtro, enquanto que o espaço restante entre a parede do furo e o tubo deve ser preenchido com uma argamassa, geralmente empregando uma mistura de solo-cimento.

Por outro lado, Dunnycliff (2008, 2012) recomenda que o isolamento hidráulico de piezômetros de tubo aberto seja executado apenas com uma argamassa de preenchimento com uma mistura de cimento com bentonita, conforme mostrado na figura 5b. O autor afirma que é mais confiável a execução da argamassa diretamente acima da camada de pré-filtro, uma vez que na prática a execução do selo através do lançamento por gravidade de fragmentos ou pelotas de bentonita de forma correta é muito difícil. O autor indica que, para evitar a contaminação da areia utilizada no pré-filtro com argamassa, deve-se adotar um tubo tremie com um plug na extremidade inferior e aberturas de descarga laterais para o preenchimento do furo com argamassa. Mikkelsen (2002) afirma que deve-se evitar empregar apenas bentonita no preenchimento de furos de instalação de instrumentos para medição de poropressões e deslocamentos, uma vez que trata-se de um material volumetricamente instável e pode interferir nas medidas. O autor descreve que é possível obter uma argamassa mais estável através de misturas de cimento ou cinzas volantes com bentonita.

Nos piezômetros de tubo aberto, a medição das poropressões na região de interesse é realizada através do conhecimento da coluna de água em equilíbrio existente dentro do tubo em relação ao filtro. A leitura geralmente é realizada através de sensores elétricos de nível de água

sonoros (pio elétrico), conectados a uma fita graduada. Entretanto, as leituras também podem ser automatizadas através da implantação de transdutores de pressão (DUNNICLIFF, 2012). Em regiões com artesianismo, as leituras podem ser realizadas através da instalação de um manômetro ou de uma mangueira plástica transparente graduada na extremidade superior do tubo para a medição da coluna de água excedente (FUSARO, 2007).

Figura 5 – (a) Esquemático de um Indicador de Nível d'Água; (b) Piezômetro de Tubo Aberto (*Standpipe*)



Fonte: Modificado de Dunicliff, 2012

O piezômetro de tubo aberto por vezes é chamado de piezômetro de Casagrande em referência ao dispositivo desenvolvido por Arthur Casagrande para o monitoramento das poropressões durante a construção do aeroporto Logan em Boston nos Estados Unidos nos anos de 1940. O piezômetro elaborado por Casagrande consiste em um tubo cerâmico poroso cilíndrico conectado com uma bucha de borracha em um tubo plástico. Ocasionalmente, também, o piezômetro de tubo aberto é confundido com o indicador de nível de água, cuja função é a determinação da linha freática, conforme mostrado na figura 5a. Entretanto, embora os componentes, em princípio, sejam semelhantes, o piezômetro de tubo aberto responde apenas às pressões de água em torno do filtro devido ao seu isolamento na região de interesse (DUNNICLIFF, 1988, 2012).

Uma das vantagens de piezômetros de tubo aberto é a possibilidade de realização de ensaios de campo para a determinação da permeabilidade *in situ* de solos e também maciços rochosos com base no método analítico proposto por Hvorslev (1951), considerando o material

investigado como homogêneo e isotrópico. Nesse método, é necessária a consideração de um fator de forma ( $c$ ) relacionado com as condições geométricas do ensaio. Os ensaios são realizados com carga constante em materiais permeáveis e carga variável em materiais com permeabilidade baixa (HVORSLEV, 1951; CHAPUIS, 1998). Assim, segundo Hvorslev (1951), nos ensaios com carga constante ( $H_c$ ) e vazão estável ( $q$ ), o coeficiente de permeabilidade *in situ* pode ser obtido através da equação 21:

$$k_{in\ situ} = \frac{q}{c \cdot H_c} \quad \text{Equação 21}$$

Nos casos de ensaios com carga variável e poropressões estáveis, o coeficiente de permeabilidade *in situ* pode ser determinado através do conhecimento do tempo de resposta básico correspondente à variação de 37% da carga hidráulica inicial de ensaio ( $H_0$ ). Dessa forma, o coeficiente de permeabilidade *in situ* pode ser determinado através da equação 22:

$$k_{in\ situ} = \frac{A}{c} \cdot \frac{\ln(H_1/H_2)}{(t_2 - t_1)} = \frac{A}{c \cdot t_{37}} \quad \text{Equação 22}$$

onde  $A$  é a área da seção transversal do tubo do piezômetro,  $H_1$  é o nível piezométrico no tempo  $t_1$  e  $H_2$  é o nível piezométrico no tempo  $t_2$ . O parâmetro  $t_{37}$  pode ser obtido graficamente através de um diagrama semilogarítmico que relaciona a razão entre a carga medida e a carga inicial do ensaio ( $H_i/H_0$ ) com o tempo. Assim,  $t_{37}$  corresponde ao tempo para que  $H = 0,37 \times H_0$ .

No caso de piezômetros de tubo aberto, o fator de forma  $c$  depende das características geométricas e posição do filtro do piezômetro, condições hidrogeológicas de contorno e anisotropia do solo, podendo ser obtido através de métodos analíticos, analógicos ou numéricos (BRAND & PREMCHITT, 1980; CHAPUIS, 1989, 1998; ZHANG, 2018). Zhang *et al.* (2019) descrevem que as soluções analíticas para a determinação do fator de forma consistem em derivações apresentadas por Dachler (1936) para a equação de Laplace considerando o formato cilíndrico do filtro do piezômetro equivalente a uma superfície esférica ou um elipsoide. Posteriormente, a formulação de elipsoide foi simplificada por Hvorslev (1951). Neste caso, a formulação analítica é válida para piezômetros com comprimento de filtro quatro vezes superiores do que o diâmetro ( $L/D > 4$ ), o que é compatível com as características de piezômetros de tubo aberto normalmente utilizados em barragens, sendo expresso pela equação 23:

$$c = \frac{2. \pi. L}{\ln(2. L/D)} \quad \text{Equação 23}$$

Em relação às limitações do piezômetro de tubo aberto, a maior delas é em relação ao alto tempo de resposta hidrodinâmico (*hydrodynamic time lag*), que corresponde à sensibilidade do instrumento em detectar a variação de carga piezométrica. Isso ocorre em virtude do tempo requerido para haver um equilíbrio entre a coluna de água dentro do tubo e a pressão de água interceptada pelo filtro que é causado pela quantidade significativa de água necessária para sensibilizar o instrumento. O tempo de equalização é influenciado pelo diâmetro interno do tubo, diâmetro e comprimento do filtro e, principalmente, pela permeabilidade do maciço (DUNNICLIFF, 1988).

Cruz (2004) afirma que geralmente o tempo de resposta básico de piezômetros de tubo aberto instalados em maciços basálticos e granito-gnáissicos de fundação de barragens e em solos porosos é baixo, variando desde recuperação imediata até 30 minutos. Silveira (2006) descreve que o tempo de resposta de piezômetros de tubo aberto instalado em solos argilosos com  $k \geq 10^{-7}$  cm/s pode levar dias e até mesmo meses para atingir 95% de equalização. Neste sentido, Dunicliff (1988) indica que o tempo requerido para piezômetros de tubo aberto atingir 90% do tempo de resposta pode ser estimado através da equação proposta por Penman (1960), apresentada na equação 24:

$$t_{90} = 3,3. 10^{-6}. \frac{d^2. \ln[L/D + \sqrt{1 + (L/D)^2}]}{k. L} \quad \text{Equação 24}$$

onde  $t_{90}$  é o tempo para atingir 90% de resposta (dias),  $d$  é o diâmetro interno do tubo do piezômetro (cm),  $L$  é o comprimento do pré-filtro (cm),  $D$  é o diâmetro do pré-filtro (cm) e  $k$  é o coeficiente de permeabilidade da camada do maciço instrumentado (cm/s).

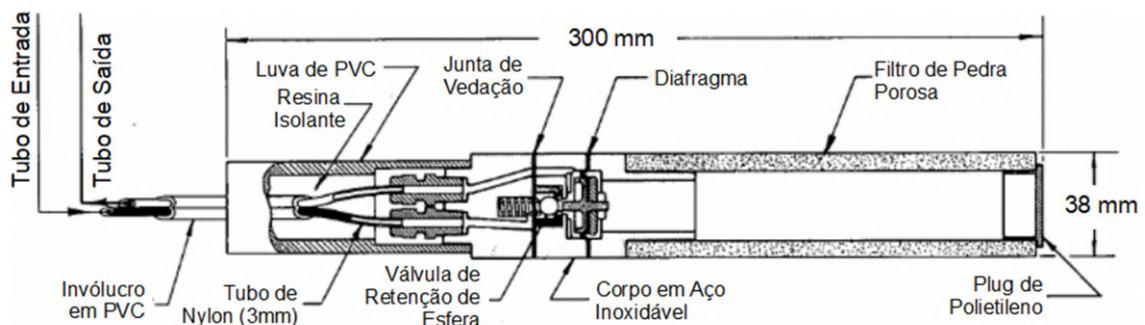
Segundo Bressani (2009), nos materiais com baixa permeabilidade a variação de poropressões pode ser mais rápida do que a capacidade do instrumento em reproduzir. Neste sentido, o autor descreve que a utilização de transdutores de pressão com pequeno volume e grande rigidez, instalados diretamente no terreno, reduz consideravelmente o tempo de resposta das medidas. Já em solos com maior permeabilidade, cujos tempos de respostas são curtos, podem ocorrer variações transientes rápidas de poropressões, exigindo intervalos de medições menores para a detecção de picos que eventualmente possam ocorrer.

As principais alternativas aos piezômetros de tubo aberto são os piezômetros pneumáticos, piezômetros hidráulicos, piezômetros de resistência elétrica e os piezômetros de corda vibrante. Esses instrumentos possuem sensores com maior sensibilidade do que o piezômetro de tubo aberto. Contudo, o tempo de vida útil desses instrumentos varia entre 20 a 30 anos, o que é uma desvantagem quando se deseja instrumentar permanentemente estruturas com vida útil acima de 50 anos, como é o caso das barragens (SILVEIRA, 2006).

### 2.3.2.2 Piezômetros Pneumáticos

Os piezômetros pneumáticos funcionam basicamente através do conceito de equilíbrio de pressões da água e gás. O procedimento de instalação é similar ao do piezômetro de tubo aberto. O instrumento consiste em um transdutor, contendo um filtro e um diafragma flexível, ligado a dois tubos de entrada e saída de gás, conforme mostrado na figura 6. O fluxo de gás é introduzido no tubo de entrada a partir da superfície, cuja pressão é conhecida através de um manômetro ou medidor de pressão elétrico. Quando a pressão de gás é inferior à pressão de água, o diafragma impede a passagem do fluxo de gás para o tubo de saída, gerando um acúmulo de pressão no tubo de entrada. Entretanto, quando a pressão de gás ultrapassa a pressão de água, ocorre uma deflexão do diafragma, permitindo a passagem de gás para o tubo de saída, que conseqüentemente gera um pico de pressão medida. Dessa forma, a poropressão é determinada após a detecção da pressão de equalização entre as duas pressões (DUNNICLIFF, 2012). Os piezômetros pneumáticos estão em desuso em barragens modernas, exceto quando se deseja uma redundância adicional das leituras em instrumentos suscetíveis a danos por descargas atmosféricas (ASCE, 2018).

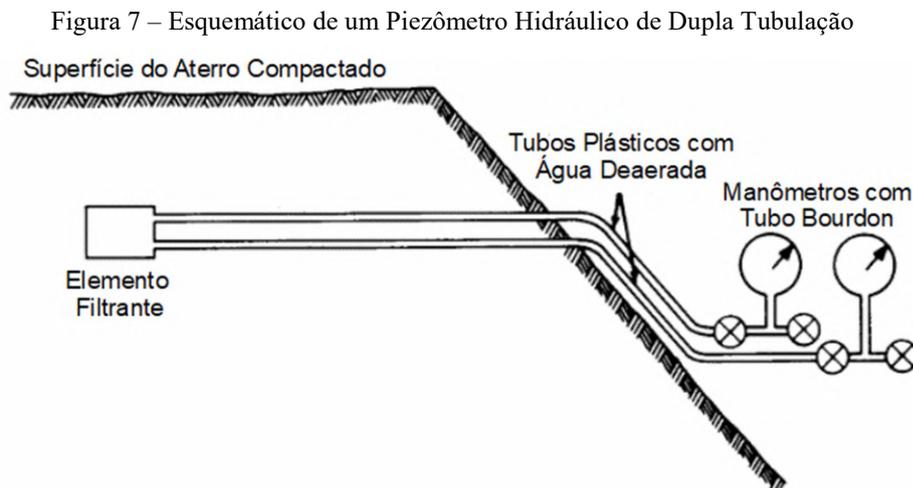
Figura 6 – Esquemático com componentes internos de um Piezômetro Pneumático



Fonte: Modificado de Wilson & Mikkelsen, 1978

### 2.3.2.3 Piezômetros Hidráulicos de Dupla Tubulação

O piezômetro hidráulico de dupla tubulação foi desenvolvido para a utilização em fundações e aterros compactados de barragens durante a construção. O instrumento consiste em um dispositivo composto por um filtro poroso conectado a dois tubos plásticos preenchidos com água deaerada ligados a medidores de pressão (manômetros ou transdutores de pressão elétricos), conforme mostrado na figura 7. A determinação da poropressão é realizada através da média de pressões registradas nos medidores de pressão somada à cota de instalação desses medidores (DUNNICLIFF, 2012). Segundo Cruz (2004), esse tipo de piezômetro possui como vantagem a possibilidade de avaliação de poropressões negativas em barragens de aterro. Entretanto, não é indicado em locais com poropressões negativas com valores em módulo maiores do que 70 kPa.

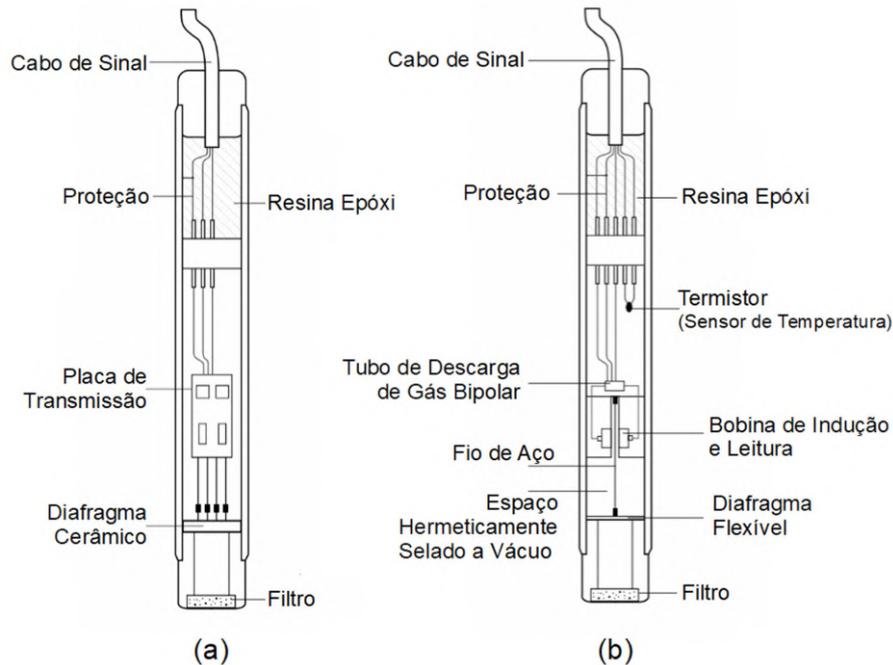


Fonte: Modificado de Dunicliff, 1988

### 2.3.2.4 Piezômetros Elétricos de Resistência Variável e de Corda Vibrante

Os piezômetros elétricos são divididos entre piezômetros de resistência elétrica variável e piezômetros de corda vibrante, e podem ser utilizados também para a automação de piezômetros de tubo aberto. Esses instrumentos possuem sensores com alta sensibilidade, com tempo de leitura quase instantâneo, permitindo o emprego em solos com baixa permeabilidade (SILVEIRA, 2006). A figura 8a apresenta um esquemático com componentes internos de um piezômetro piezoresistivo, enquanto que a figura 8b mostra um piezômetro de corda vibrante.

Figura 8 – (a) Esquemático de Piezômetro Piezoresistivo; (b) Piezômetro de Corda Vibrante



Fonte: Modificado de SISGEO, 2021a; SISGEO, 2021b

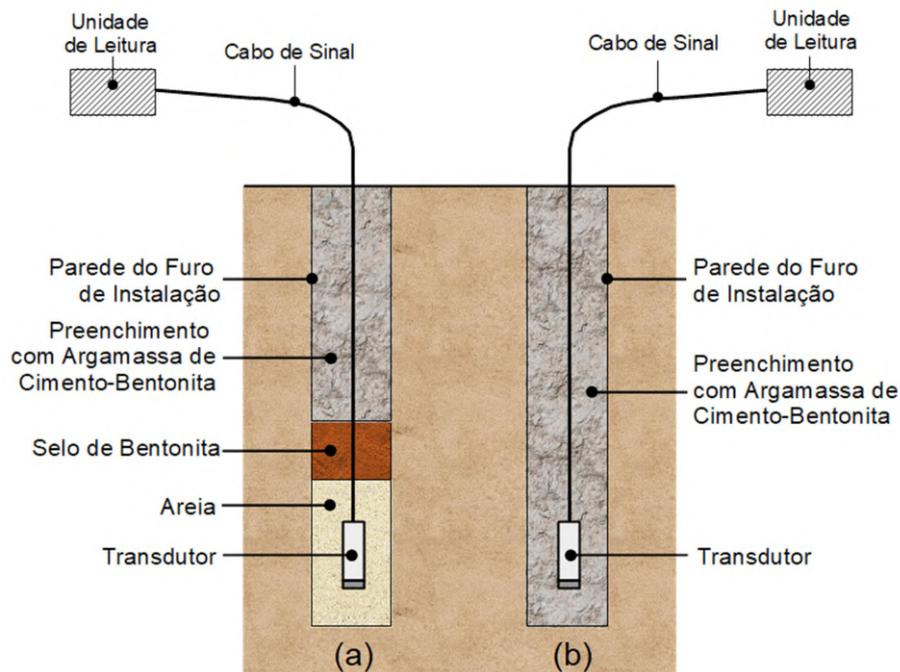
No caso dos piezômetros de resistência elétrica, estes são formados por transdutores com resistência elétrica que convertem a deflexão de um diafragma induzida pela pressão de água que passa através de um filtro poroso em um sinal elétrico de saída proporcional à pressão sofrida. Esses transdutores podem ser de resistência elétrica de dois fios do tipo Carlson e de resistência elétrica colada do tipo *strain gauge* (SILVEIRA, 2006). Também existem instrumentos que utilizam uma placa eletrônica colada junto ao diafragma com semicondutores de silício, sendo denominados como sensores de pressão piezoresistivos (figura 8a). Já os diafragmas desses piezômetros podem ser de aço inoxidável, de titânio ou cerâmico (ASCE, 2018). Entretanto, esses piezômetros apresentam como desvantagens a suscetibilidade a danos por descargas elétricas e umidade, possuindo também tempo de vida útil limitada para o emprego em barragens (SILVEIRA, 2006; ASCE, 2018).

Assim como os piezômetros de resistência elétrica, os piezômetros de corda vibrante também possuem um diafragma separando a pressão de água, que passa através de um filtro, do sistema de medição (figura 8b). Entretanto, a deflexão do diafragma produzida pela pressão de água é transmitida a um fio tensionado conectado ao ponto médio desse diafragma. O fio tensionado responde a uma vibração induzida por uma bobina eletromagnética com frequência ressonante proporcional à tensão atuante no fio, que é transmitida para um medidor de frequência interligado na superfície. Assim, a poropressão na região de instalação do

transdutor é determinada através do conhecimento da curva de calibração de pressão em relação à frequência de saída do instrumento (DUNNICLIFF, 2012). Segundo Silveira (2006), esses piezômetros têm sido largamente empregados para leituras remotas em barragens com sistema de monitoramento automatizado devido à grande sensibilidade e precisão. Entre as desvantagens estão a suscetibilidade a danos por descargas elétricas, sensibilidade a interferências de campos eletromagnéticos e o tempo de vida útil em torno de 30 anos.

Contreras *et al.* (2008) afirmam que a execução de piezômetros com diafragma pode ser realizada apenas com o preenchimento completo do furo de instalação com uma argamassa de cimento com bentonita, conforme mostrado na figura 9b, ao invés do preenchimento convencional com a utilização do selo de bentonita entre uma camada de areia e a argamassa de preenchimento (figura 9a). Por outro lado, Dunicliff (2012) afirma que não é recomendável a instalação de piezômetros pneumáticos com o preenchimento total do furo de instalação com argamassa.

Figura 9 – (a) Instalação de Piezômetros pelo Método Convencional; (b) Método de Grauteamento Completo



Fonte: Elaborado pelo Autor

O método de instalação de piezômetros sem a utilização de areia e selo de bentonita é descrito por diversos autores, tais como Vaughan (1969), McKenna (1995), Mikkelsen (2002), Mikkelsen & Green (2003) e Dunicliff (2008, 2012), sendo conhecido como método de grauteamento completo (*fully grouted method*). Esse método foi apresentado pela primeira

vez por Vaughan (1969), que comprovou a viabilidade de utilização de argamassa de cimento com bentonita como material de preenchimento de furos de instalação de piezômetros, desde que a permeabilidade da argamassa não seja superior a duas ordens de magnitude mais alta do que a permeabilidade do maciço adjacente. Segundo Contreras *et al.* (2008), entre as vantagens desse método estão a possibilidade de instalação de diversos transdutores no mesmo furo em diferentes profundidades e a possibilidade de instalação de outros instrumentos junto com piezômetros, como por exemplo, um tubo de inclinômetro para monitoramento de deslocamentos horizontais.

Também têm surgido na área de instrumentação hidrogeotécnica novas tecnologias para a medição de poropressões, tais como piezômetros de fibra ótica, com sensores microeletromecânicos ou sensores mecânicos micro-óticos, e também sensores de pressão de quartzo. Embora sejam tecnologias promissoras, o custo ainda é consideravelmente elevado para a aplicação em larga escala (ASCE, 2018).

### **2.3.3 Medição de Vazões de Drenagem e Controle de Materiais Sólidos Carreados**

A medição de vazões de percolação em barragens é importante para o conhecimento da quantidade de água que percola ou que infiltra através do corpo da barragem e sua fundação, de modo a criar um histórico da evolução dessas vazões com o tempo (ASCE, 2018). A tendência é de que com o tempo as vazões diminuam em virtude do processo de colmatação dos vazios da fundação, siltagem do reservatório e obstrução de dispositivos de drenagem devido ao acúmulo de material carreado ou ainda devido à colmatação química. A análise conjunta da evolução das poropressões com as vazões é um importante procedimento de monitoramento para a identificação de comportamentos anômalos, principalmente em relação à possibilidade de ocorrência de erosão interna (TERZAGHI *et al.*, 1996). Da mesma forma, a verificação da turbidez da água de drenagem também é uma medida que auxilia na identificação de partículas sólidas que eventualmente possam ser carreadas junto ao fluxo de percolação através do corpo da barragem ou pela fundação e que podem indicar a ocorrência de algum processo de erosão interna. A medição do grau de turbidez da água geralmente é realizada através de turbidímetros (ASCE, 2018).

As vazões podem ser determinadas através de técnicas expeditas utilizando uma proveta graduada e um cronômetro. O procedimento é feito individualmente na saída de dispositivos

de drenagem ou em infiltrações localizadas, com a medição de um volume de água em um intervalo de tempo não inferior a 30 segundos. As vazões também podem ser determinadas através do conhecimento da altura da lâmina de água em dispositivos de medição de vazões instalados em drenos, quando se deseja o conhecimento de vazões individuais, em canaletas de galerias de drenagem, para o conhecimento do somatório de vazões em um determinado trecho, e também em muretas de retenção construídas externamente a jusante para a verificação da totalidade das vazões (CRUZ, 2004).

Os principais tipos de medidores de vazão são os de placa retangular, trapezoidal e triangular. A escolha de determinado medidor é feita de acordo com a magnitude das vazões incidentes. Em alguns casos, pode ser empregado um medidor de vazão do tipo Calha Parshall em canais abertos, que são precisos apenas quando as vazões a serem medidas são consideravelmente altas. Os medidores de vazão podem ser automatizados através da instalação de monitores de nível de água com sensores de corda vibrante (*Vibrating-Wire Weir Monitors*) ou sensores ultrassônicos conectados a unidades de leituras remotas (ASCE, 2018).

Em galerias de drenagem de barragens de concreto, o monitoramento da quantidade de partículas sólidas carregadas e depositados em canaletas é importante para o controle da segurança de barragens, tendo em vista que o carreamento excessivo de material da fundação pode implicar na formação de vazios e desencadear um processo de erosão interna. Em barragens de aterro, esse monitoramento tem igual importância para a avaliação da possibilidade de erosão interna.

Segundo Silveira (2006), esse tipo de monitoramento é importante em regiões com a ocorrência de materiais suscetíveis à erosão por percolação e locais com a incidência de altas taxas de infiltrações. O autor descreve que o monitoramento pode ser feito através da comparação entre os teores de sólidos suspensos de amostras de água coletadas no reservatório e dispositivos de drenagem. Em condições normais, a tendência é de que os teores de sólidos suspensos presentes na água do reservatório sejam superiores ou com mesma ordem de grandeza do que os teores na água da drenagem. Isso ocorre em virtude do processo natural de filtração que acontece quando a água percola através do maciço da barragem e da fundação. Cruz (2004) descreve que, embora as partículas presentes na água da drenagem não sejam as mesmas que estavam na água do reservatório, uma maior quantidade de sólidos na

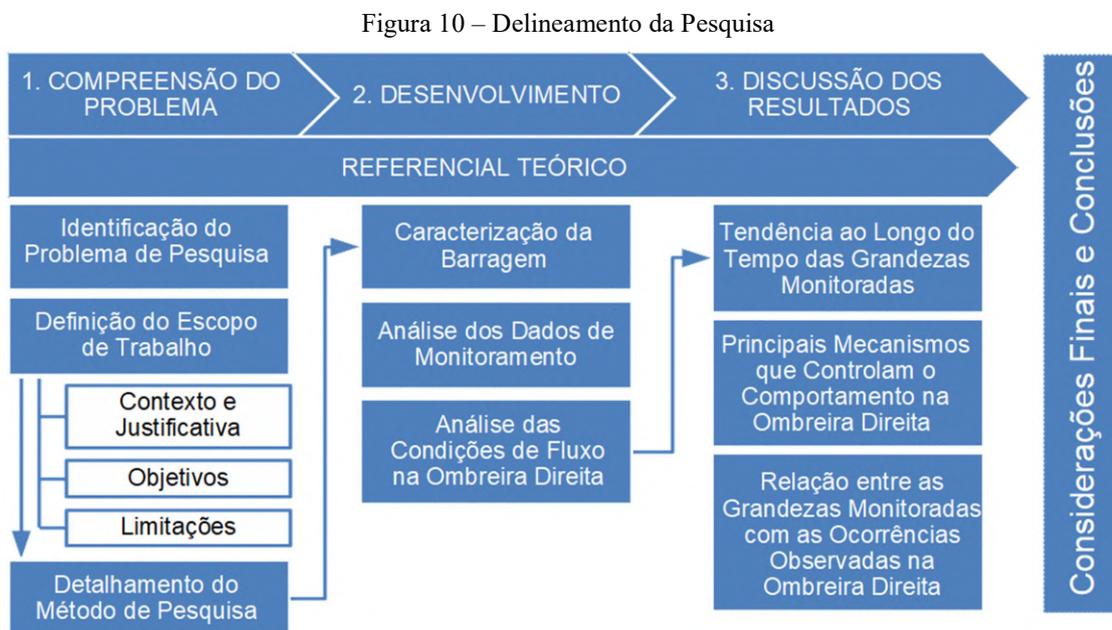
água da drenagem pode ser um indicativo de ocorrência de carreamento de materiais da fundação ou do aterro da barragem.

Entretanto, durante o período de primeiro enchimento os teores de sólidos suspensos na água da drenagem podem ser significativos em decorrência do processo de limpeza que ocorre nos caminhos de percolação e sistema de drenagem, podendo atingir valores da ordem de 500 mg/l. Após alguns meses, os teores tendem a se estabilizar com valores abaixo de 50 mg/l. Diferentemente dos teores de sólidos suspensos, os teores de sólidos dissolvidos podem ser maiores na água da drenagem do que na água do reservatório em virtude da dissolução de substâncias que ocorre com a passagem de água em contato com solos e rochas da fundação (SILVEIRA, 2006). A dissolução de substâncias também pode ocorrer devido à lixiviação de compostos presentes no cimento utilizado nas cortinas de injeções aplicadas na fundação com a passagem da água de percolação (ICOLD, 2000a).

Nietiedt *et al.* (2019) alertam sobre alguns fatores que podem influenciar nos teores medidos nos ensaios. Segundo os autores, deve-se evitar a execução de coletas de amostras após a realização de procedimentos de manutenção no sistema de drenagem ou em épocas de ocorrência de fenômenos que causem alterações das condições normais do reservatório, uma vez que podem influenciar nos teores presentes nas amostras. Os autores também descrevem que a origem dos materiais pode ser investigada através de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) em amostras de materiais sólidos coletadas no sistema de drenagem. Esse tipo de estudo tem como propósito a caracterização dos minerais e compostos químicos presentes nos materiais precipitados e, assim, correlacioná-los com materiais presentes no corpo da barragem e na fundação. O emprego desses métodos oferece um conhecimento adicional das condições hidrogeotécnicas da fundação muito oportuno para o monitoramento de barragens.

### 3 MÉTODO DE PESQUISA

O presente trabalho apresenta um estudo com a finalidade de investigação do comportamento hidrogeotécnico da barragem do Ribeirão João Leite após 11 anos de operação, com foco na região de transição entre o maciço de CCR com o maciço de terra de fechamento junto à ombreira direita. Para tanto, foi adotada a estratégia de pesquisa de estudo de caso, tendo como fontes de evidências para alcançar os objetivos definidos no escopo do trabalho procedimentos de análise e interpretação de dados registrados em documentos técnicos existentes referentes a projeto, execução da obra e monitoramento da barragem. Para a validação do estudo, foi adotada como ferramenta a execução de simulações numéricas das condições de fluxo hidráulico bidimensional através de modelagem computacional pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o *software* PLAXIS LE desenvolvido pela Bentley Systems. Assim, o delineamento da pesquisa está dividido em três etapas, conforme apresentado na figura 10.



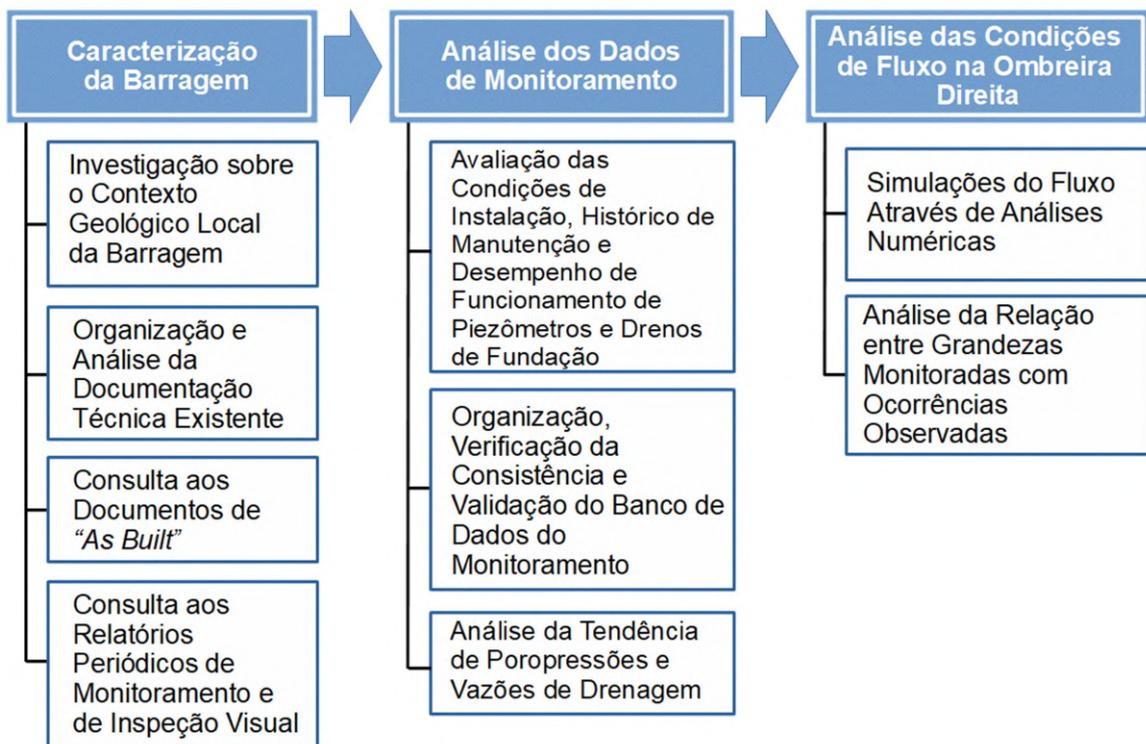
Fonte: Elaborado pelo Autor

A etapa 1 do delineamento da pesquisa consiste na compreensão do problema. Nesta etapa, a escolha do problema a ser estudado foi definida com base em pesquisa sobre a sua contribuição prática e relevância para o mundo real. Posteriormente, foram definidas as

diretrizes adotadas para a pesquisa com o escopo dividido entre problema de pesquisa, questões a serem respondidas, objetivos e limitações do trabalho. Também foi realizado um levantamento para a definição do método de pesquisa empregado para que os objetivos fossem alcançados ao final do trabalho.

A etapa 2 consiste no desenvolvimento do trabalho. Esta etapa é realizada com base no método de pesquisa estudado, composta pela caracterização da barragem, análise dos dados de monitoramento e análise das condições de fluxo na ombreira direita, conforme fluxograma apresentado na figura 11.

Figura 11 – Fluxograma da etapa de Desenvolvimento da Pesquisa



Fonte: Elaborado pelo Autor

Para a caracterização da barragem, inicialmente é realizada uma organização e análise da documentação técnica existente fornecida pela companhia responsável pela operação da barragem, neste caso a SANEAGO, para o levantamento dos dados a serem utilizados. Esses documentos compreendem relatórios e desenhos de projeto e de "as built" da obra, mapeamento geológico-geotécnico da fundação da barragem, pareceres técnicos elaborados por consultores externos, resultados de ensaios realizados na fase de obra e durante a operação da barragem e relatórios periódicos de monitoramento e de inspeções visuais. Destaca-se que durante a realização do presente estudo não foram realizadas visitas técnicas no

empreendimento. No entanto, entre os anos de 2018 e 2020, o autor do presente trabalho realizou diversas visitas técnicas como membro da equipe responsável pelo acompanhamento do monitoramento da barragem pela empresa Magna Engenharia Ltda., tendo participado, inclusive, da realização de duas Inspeções de Segurança Regulares (ISR).

No desenvolvimento do presente trabalho, também é utilizada como referência a tese de doutorado produzida por Angelim (2011), na qual foi feita uma série de ensaios geotécnicos no maciço de terra da ombreira esquerda do mesmo empreendimento. Embora o maciço de terra estudado no presente trabalho seja da ombreira direita, assume-se que a dispersão entre os parâmetros geotécnicos de ambos os maciços das ombreiras não seja significativa para a realização das simulações numéricas de fluxo. Ressalta-se também que, segundo Angelim (2011), os materiais utilizados na construção dos maciços foram retirados de uma única jazida.

Nesta etapa, também são consultados os relatórios periódicos de monitoramento e de inspeções visuais, com a finalidade de formar um entendimento preliminar a respeito do panorama de comportamento apresentado pela barragem ao longo do tempo. Assim, através dos levantamentos de caracterização da barragem é possível realizar um detalhamento sobre o histórico geral do empreendimento, aspectos geológicos das ombreiras e da fundação, caracterização da estrutura e também entender sobre os procedimentos de monitoramento hidrogeotécnico realizados na barragem.

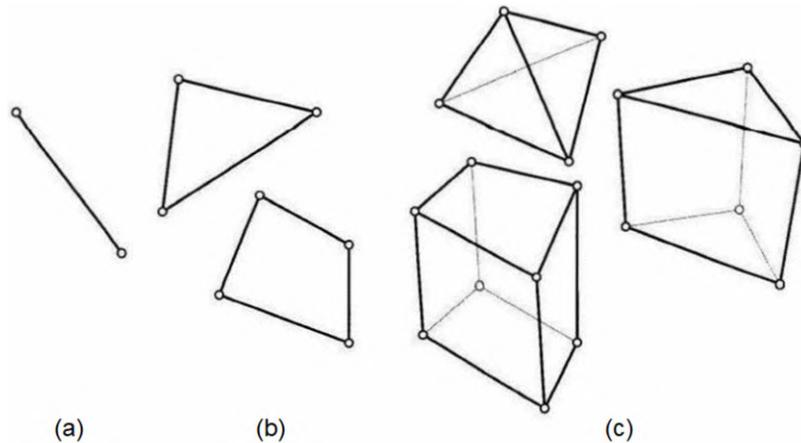
Em relação à análise dos dados de monitoramento, é realizada inicialmente uma avaliação das condições de instalação, histórico de manutenção e desempenho de funcionamento de piezômetros e drenos de fundação para alívio de subpressões com base na consulta aos documentos técnicos existentes. Posteriormente, é realizada a organização, verificação da consistência e validação do banco de dados de monitoramento da barragem. Neste caso, os dados já estão em formato digital, facilitando a utilização de *softwares* de edição de planilhas para realizar o tratamento dos dados e gerar gráficos específicos relacionando as grandezas monitoradas com variáveis e parâmetros de referência para a análise gráfica. Dessa forma, é possível avaliar a tendência de comportamento hidrogeotécnico apresentado pela barragem ao longo do tempo e verificar se esse comportamento está dentro do padrão esperado para esse tipo de estrutura.

Já a análise das condições de fluxo na região da ombreira direita tem como finalidade a identificação dos principais mecanismos que controlam o comportamento hidrogeotécnico da barragem nessa região onde são registradas as maiores vazões de percolação pela fundação. Para tanto, são realizadas simulações numéricas das condições de fluxo permanente e transiente no espaço bidimensional através de modelagem computacional com o *software* PLAXIS LE da Bentley Systems utilizando como parâmetros de calibração os dados históricos de poropressões e vazões de drenagem monitoradas na barragem ao longo do tempo de operação.

O PLAXIS LE consiste em um *software* utilizado para a solução de problemas geotécnicos envolvendo meios saturados e não saturados. O *software* permite a execução de análises de estabilidade de taludes, adensamento de solos e fluxo de água nos espaços bidimensional e tridimensional aplicados em obras de infraestrutura, mineração, contenções, reforço de taludes e barragens. No módulo de análise de fluxo (*groundwater*), o *software* oferece a possibilidade de realização de análises de fluxo permanente e transiente em obras de engenharia geotécnica considerando materiais com comportamento saturado e não saturado. As leis que governam o fluxo de um fluido através de um meio contínuo são expressas matematicamente através de equações diferenciais parciais que compreendem leis constitutivas de representação do comportamento físico de materiais e leis físicas de conservação de energia. Neste sentido, para a resolução dessas equações, o programa computacional utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) (BENTLEY SYSTEMS, 2020).

O MEF consiste em um método numérico que fornece soluções aproximadas para equações e sistemas de equações diferenciais parciais que reproduzem matematicamente o comportamento físico de elementos contínuos, geralmente transformando-os em equações diferenciais ordinárias que podem ser integradas numericamente através de métodos de cálculo convencionais. Neste método, é realizada uma discretização do meio contínuo (domínio do sistema) gerando uma malha formada por pequenos segmentos, áreas ou volumes com comportamento controlado por formulações isoparamétricas, sendo denominados como elementos finitos, ligados por pontos nodais (TEIXEIRA-DIAS *et al.*, 2010). A figura 12 apresenta exemplos de formas geométricas de elementos finitos geralmente adotados em problemas unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais.

Figura 12 – Exemplos de formas geométricas de Elementos Finitos: (a) Unidimensional; (b) Bidimensionais; (c) Tridimensionais



Fonte: Teixeira-Dias *et al.*, 2010

O MEF é aplicado em análises e estudos de fenômenos e diferentes tipos de problemas complexos envolvendo sistemas com diversos tipos de componentes e materiais com comportamento distintos, nos quais soluções analíticas não são viáveis. O processo de simulação numérica por esse método é composto pelas fases de pré-processamento, análise e pós-processamento. No entanto, devem-se tomar cuidados para que o modelo de análise não gere resultados incoerentes com a realidade do problema proposto em decorrência de erros, principalmente em virtude da qualidade dos dados de entrada inseridos. Para tanto, além do conhecimento das características físicas e geométricas do problema formulado, deve-se ter senso crítico com base no conhecimento dos fenômenos envolvidos e das limitações do método para julgar, de forma coerente e fundamentada, os resultados fornecidos por determinado programa computacional (TEIXEIRA-DIAS *et al.*, 2010).

As etapas para a construção do modelo de análise e realização das simulações no PLAXIS LE é composto pela entrada da geometria do problema, aplicação dos parâmetros dos materiais, especificação das condições de contorno, especificação das saídas do modelo, definição da malha, análise do modelo e, por fim, resultados.

Neste contexto, nos modelos de análise da barragem estudada no presente trabalho, a definição da geometria e da estratigrafia da fundação é realizada com base em desenhos, levantamentos e mapeamentos apresentados em documentos de “*as built*” fornecidos pela SANEAGO. No caso dos parâmetros dos materiais, são utilizados como referência ensaios de laboratório para determinação dos parâmetros hidráulicos e do comportamento não saturado

realizados com amostras indeformadas retiradas do maciço de terra da ombreira esquerda durante a execução da obra. Também são usados como referência os resultados dos ensaios realizados em dezembro de 2016 para a determinação da permeabilidade *in situ* em piezômetros de tubo instalados em diferentes feições da barragem. Para a calibração dos modelos, são utilizados dados históricos do monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem. Já em relação às condições de contorno, são considerados como referências os dados históricos da variação do nível de água do reservatório a montante e do nível de água a jusante.

Por fim, a etapa 3 consiste na etapa final do trabalho. Nesta etapa, são discutidos os resultados obtidos na análise e interpretação da tendência de comportamento ao longo do tempo das poropressões e vazões de drenagem monitoradas. Também são discutidos os principais mecanismos que controlam o comportamento hidrogeotécnico da barragem na região da ombreira direita, identificados com base nos resultados das simulações numéricas das condições de fluxo e a possível relação entre as grandezas monitoradas com as ocorrências observadas na região.

## 4 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM DO RIBEIRÃO JOÃO LEITE

### 4.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO EMPREENDIMENTO

A barragem do Ribeirão João Leite localiza-se no ribeirão João Leite, tributário do rio Meia Ponte, distando cerca de 20 km do centro da cidade de Goiânia-GO (figura 13). A barragem é operada pela Companhia Saneamento de Goiás S.A. (SANEAGO) e tem como finalidade a acumulação de água para utilização no abastecimento público de água potável para a cidade de Goiânia e região metropolitana.

Figura 13 – Vista aérea do reservatório da barragem do Ribeirão João Leite



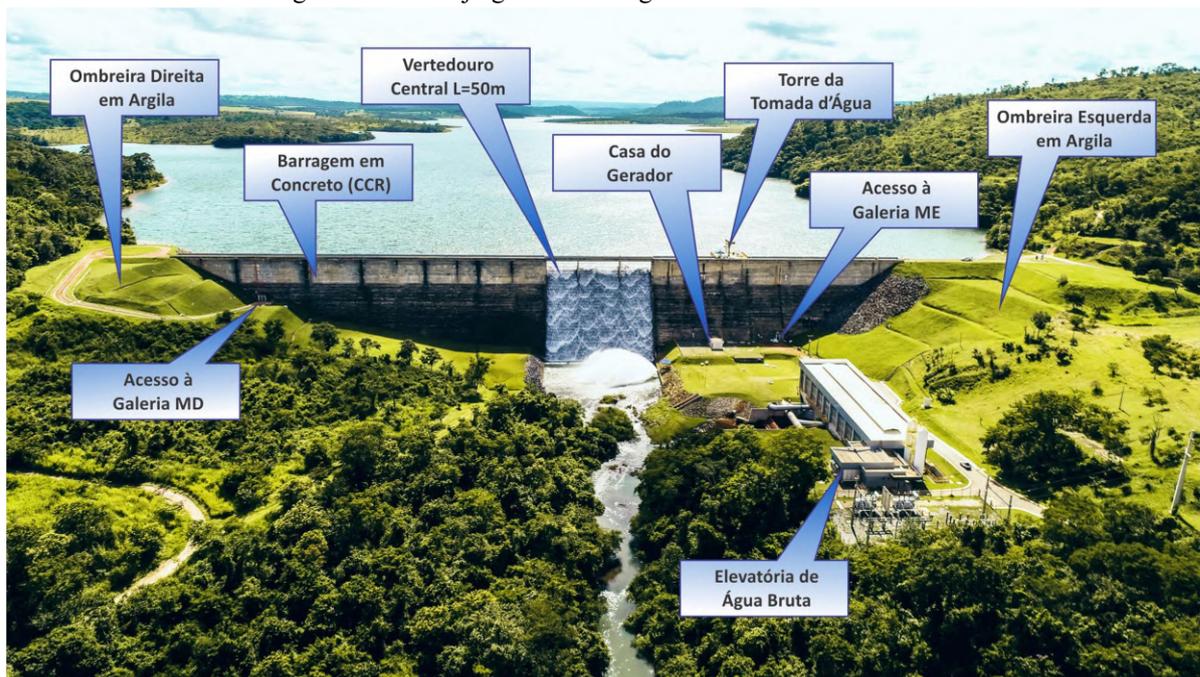
Fonte: SANEAGO, 2019a

A barragem consiste em uma estrutura mista com 50 m de altura e 451 m de comprimento formada por um maciço de gravidade em CCR composto por um conjunto de 22 blocos, fechamento junto às ombreiras em maciço de terra com solo argiloso e vertedouro central de soleira livre em CCR com perfil Creager e calha em degraus. A barragem possui um conjunto de instrumentos que são periodicamente monitorados pela equipe da SANEAGO, compreendendo piezômetros, medidores de vazão, marcos superficiais, prismas óticos, medidores triortogonais de juntas e extensômetros de haste. O reservatório da barragem possui uma área inundada com aproximadamente 10,4 km<sup>2</sup> considerando o N.A. máximo

normal, que consiste na cota correspondente à soleira do vertedouro central (749,00 m). Em relação à capacidade do reservatório, a barragem possui volume máximo de 129 Mm<sup>3</sup>, sendo 117 Mm<sup>3</sup> de volume útil e 12 Mm<sup>3</sup> de volume morto.

Dessa forma, a barragem do Ribeirão João Leite enquadra-se na PNSB e, com base na Resolução nº 236 da ANA (2017), é classificada como Classe A em virtude do seu enquadramento na matriz de classificação devido à Categoria de Risco Baixo e Dano Potencial Associado Alto. Neste sentido, as Inspeções de Segurança Regulares (ISR) são realizadas com a periodicidade anual, enquanto que a Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB) é realizada a cada cinco anos. Além das inspeções formais, a equipe de operação e manutenção da SANEAGO realiza regularmente inspeções visuais de rotina na barragem. Ademais, a barragem possui Plano de Segurança da Barragem (PSB) e Plano de Ação de Emergência (PAE). A figura 14 mostra o arranjo geral do empreendimento.

Figura 14 – Arranjo geral da barragem do Ribeirão João Leite



Fonte: SANEAGO, 2019a

A construção da barragem foi iniciada no dia 28 de junho de 2002 e o enchimento do reservatório teve início no dia 18 de dezembro de 2009 após os procedimentos de fechamento da galeria de desvio do rio. Durante a fase de enchimento do reservatório, na qual consiste em uma etapa crítica da vida de uma barragem em virtude das primeiras solicitações impostas pela ação das forças hidrodinâmicas, houve um acompanhamento sistemático do

comportamento da barragem realizado pela equipe de operação e manutenção da SANEAGO com assistência do Consórcio Construtor através do monitoramento dos instrumentos e realização de inspeções visuais. Por fim, o enchimento até o nível máximo normal e consequente vertimento do reservatório ocorreu no dia 15 de janeiro de 2011, caracterizando o início do regime normal de operação.

Em termos de operação, o reservatório da barragem do Ribeirão João Leite tem como finalidade o fornecimento de água para a Estação de Tratamento de Água (ETA) Mauro Borges em Goiânia. Esse fornecimento é realizado através de um sistema adutor com cerca de 2 km composto por uma Estação Elevatória de Água Bruta (EEAB), localizada a jusante da barragem, responsável por recalcar uma vazão média de 5,33 m<sup>3</sup>/s de água bruta até a ETA. Em períodos em que não há vertimento de água do reservatório, é garantida uma vazão sanitária de 0,90 m<sup>3</sup>/s para o Ribeirão João Leite através do acionamento de uma válvula dispersora com DN 600 mm localizada a jusante da barragem na margem esquerda (figura 15) ou através de uma turbina localizada no prédio da EEAB.

Figura 15 – Válvula dispersora



Fonte: Modificado de SANEAGO, 2019b

A captação de água do reservatório é realizada através de uma torre de tomada d'água, localizada no Bloco 18, construída em Concreto Convencional Vibrado (CCV) com quatro aberturas em diferentes níveis do reservatório para a captação de água e condução através de tubulações em aço carbono à EEAB e também à válvula dispersora. A tomada d'água da barragem é composta pelos seguintes equipamentos:

- **Comportas Tipo Vagão:** A barragem possui comportas tipo vagão, equipadas com servomotores hidráulicos, instaladas em três aberturas da tomada d'água, definidas como TDA-1, TDA-2 e TDA-3. Essas comportas possuem a finalidade de fechamento para a realização de inspeções e manutenção dos equipamentos a jusante e também para a proteção dos mesmos em situações de emergência. A operação dessas comportas é realizada a partir de uma central de comando na tomada d'água;
- **Comporta de Ensecadeira:** A barragem possui uma comporta de ensecadeira com a função de fechamento de determinada abertura da tomada d'água para impedir a passagem de água e permitir a realização de manutenção das comportas tipo vagão;
- **Grades Removíveis:** A barragem possui três unidades de grades removíveis para instalação a montante das comportas tipo vagão (TDA-1, TDA-2 e TDA-3) e na abertura da tomada d'água no nível mais inferior (TDA-4) na mesma ranhura utilizada pela comporta de ensecadeira com a finalidade de evitar a passagem de materiais que possam danificar os equipamentos a jusante;
- **Guindaste Giratório:** Tem como função a movimentação das grades removíveis e das comportas tipo vagão e da comporta de ensecadeira;
- **Viga Pescadora:** Tem como função auxiliar as manobras de retirada e colocação das grades removíveis e da comporta de ensecadeira.

Em relação à estrutura de gravidade, esta possui uma galeria localizada próxima ao pé de montante ao longo da extensão da barragem com dois acessos, um em cada margem. Essa galeria tem a finalidade de condução das águas interceptadas pelos drenos e infiltradas no concreto, e também possibilitar a realização de inspeções e monitoramento das vazões, subpressões, deslocamentos diferenciais entre blocos e deformações da fundação. A coleta das águas dentro da galeria é realizada através de três canaletas de drenagem instaladas entre a linha dos drenos e a parede da galeria a jusante, conforme mostrado na figura 16. Tendo em vista que a galeria está localizada abaixo do nível do terreno a jusante, as águas são conduzidas pelas canaletas para o Bloco 19 onde há um poço de sucção ligado a três bombas de drenagem utilizadas individualmente com acionamento automático, cuja função é drenar as águas para fora da galeria e, assim, garantir a segurança à inundação do local.

Figura 16 – Galeria de drenagem da barragem do Ribeirão João Leite – Bloco 17



Fonte: Modificado de SANEAGO, 2020

## 4.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS DAS OMBREIRAS E DA FUNDAÇÃO

Segundo Sadowski (2006a; 2006b), a barragem do Ribeirão João Leite está localizada em uma região com ocorrência de rochas pertencentes ao complexo gnaisso-granulítico e granítico Anápolis-Itaçu, atribuído ao Proterozoico Superior, com topografia relativamente suave e profundidades do perfil de intemperismo variáveis. A região apresenta estrutura geológica complexa em termos de fase de dobramentos e presença de rochas cortadas por cinturões miloníticos e zonas de cisalhamento de diferentes gerações.

A geologia das ombreiras da barragem é marcada pela variabilidade de materiais que se encontram com diferentes graus de alteração, fazendo com que na época da obra houvesse uma preocupação com a possibilidade algum processo de erosão interna, principalmente durante o enchimento do reservatório. No geral, o maciço de ambas as ombreiras é composto por duas sequências estratigráficas, compreendendo uma sequência superior mais fraturada e decomposta, e uma inferior maciça pouco alterada com superfície de topo seguindo uma tendência sub-horizontal próximo da cota 700 m.

A região dos estratos superiores é composta por uma sequência de solo saprolítico silto arenoso e silto argiloso com passagem de areia fina resultante de granada quartzo gnaisse

intercalado com camadas anastomosadas de quartzito com estrutura tanto laminada quanto maciça e ângulo de mergulho variando entre 15 a 30° para jusante. Neste sentido, a disposição das descontinuidades associadas a fraturas intercomunicantes subtransversais resultam em um direcionamento do fluxo de percolação. Já a sequência inferior é composta por quartzito gnaisse cinza levemente bandado com textura mais fina, pouco alterado e com estrutura maciça.

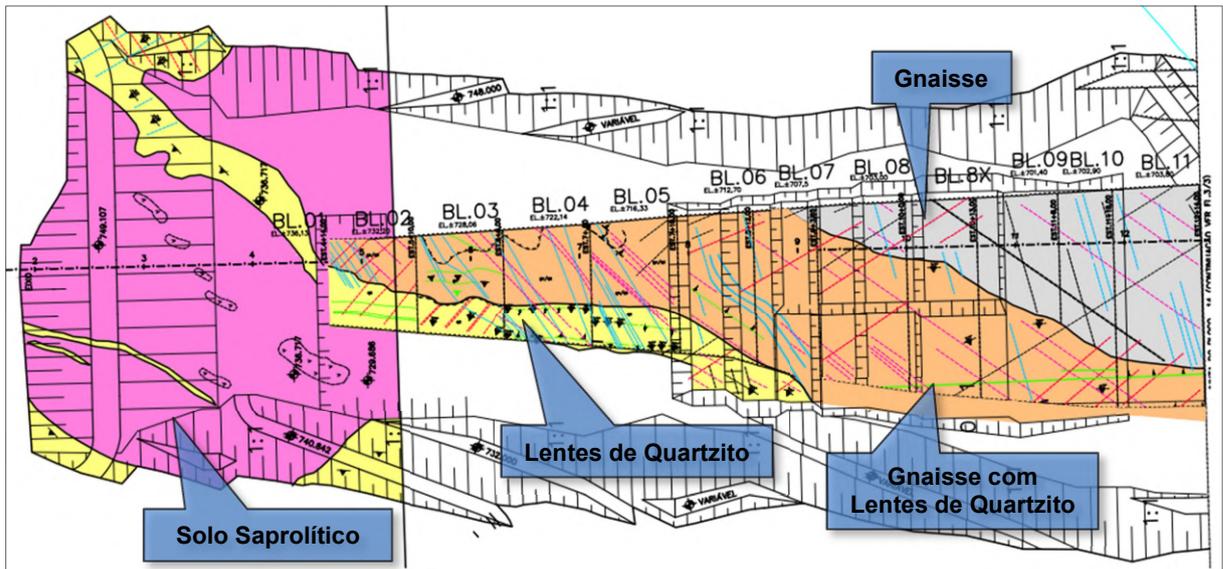
Na região da ombreira direita, que compreende o início do estaqueamento da barragem até o Bloco 08, o contato entre as sequências estratigráficas é irregular, situado em região um pouco acima da cota 700 m. O mapeamento realizado na região do corte de apoio do maciço de aterro indica a ocorrência de solos saprolíticos de gnaisse e quartzitos medianamente alterados e compactos, ocorrendo camadas mais espessas de quartzito decomposto (figura 17). O mapeamento também mostra uma descontinuidade ou inflexão brusca da camada de quartzito medianamente alterado e muito fraturado na transição do talude de corte no sentido montante-jusante na direção da fundação do Bloco 02, se estendendo longitudinalmente a jusante do eixo da barragem até o Bloco 07, conforme mostrado na figura 18. Essas camadas, quando muito decompostas, são suscetíveis à erosão pelo fluxo de percolação, principalmente em virtude do fluxo concentrado pelas condições de alteração diferencial e variação das condições estruturais entre materiais. A região de apoio da estrutura de CCR é marcada por diversas mudanças de classes geomecânicas, passando de rocha sã e pouco alterada em partes dos blocos 02, 03, 06 e 07 até porções de rocha muito alterada e fraturada nos blocos 04, 05 e 06.

Figura 17 – Vista da Ombreira Direita mostrando o contato entre saprólito de quartzito e solo saprolítico de gnaisse com alguns núcleos rochosos



Fonte: Modificado de Sadowski, 2006a

Figura 18 – Mapeamento geológico da ombreira direita e parte da região central



Fonte: Modificado de Sadowski, 2006a

Segundo relatos de profissionais que participaram da fiscalização da obra, antes da execução da estrutura em CCR houve remoção dos materiais alterados identificados, seguido de preenchimento com concreto para evitar que a estrutura ficasse apoiada sobre superfície de rocha muito alterada ou mesmo solo saprolítico. No entanto, sondagens rotativas inclinadas complementares com ensaios de perda d'água sob pressão realizados em 2006 na região da fundação dos blocos 02 e 03 após a execução da estrutura em CCR indicam a ocorrência de intercalações de material em profundidade variando em graus de alteração de moderadamente alterado até extremamente alterado. Essas intercalações alcançam profundidades aproximadas de até 20 m abaixo desses blocos antes de alcançar o topo de rocha são referente à sequência inferior de gnaise cinza.

Entre os blocos 08x a 20 está situada a região central da barragem, no qual não há influência dos taludes laterais do maciço das ombreiras. Nesta região, os blocos da barragem estão assentes sobre rocha mais competente e menos fraturada. Neste sentido, entre os blocos 08x e 10 a barragem está apoiada parcialmente sobre rocha sã de gnaise pouco fraturado intercalada com quartzito medianamente alterado a jusante. Entre os blocos 11 e 20 a barragem está assente majoritariamente sobre rocha sã e pouco fraturada de gnaise.

Já na região da ombreira esquerda, situada entre o Bloco 21 até o contato do aterro com o maciço natural de solo residual (figura 19 e figura 20), o padrão de variação entre materiais é mais heterogêneo do que ocorre na região da ombreira direita (figura 17 e figura 18). Nesta região, na interface de contato entre os estratos de solo saprolítico de gnaiss com veios de quartzito fraturado, ocorrem por vezes camadas delgadas de quartzitos arenizados com frações de silte e areias finas a média (figura 21). Nesta região também ocorrem camadas de quartzitos totalmente arenizados imersas em solo saprolítico de gnaiss. Na região dos blocos 21 e 22 foram mapeadas diversas famílias de fraturas e ocorrência de veios de quartzitos mais permeáveis, levantando preocupações sobre a possibilidade de erosão interna.

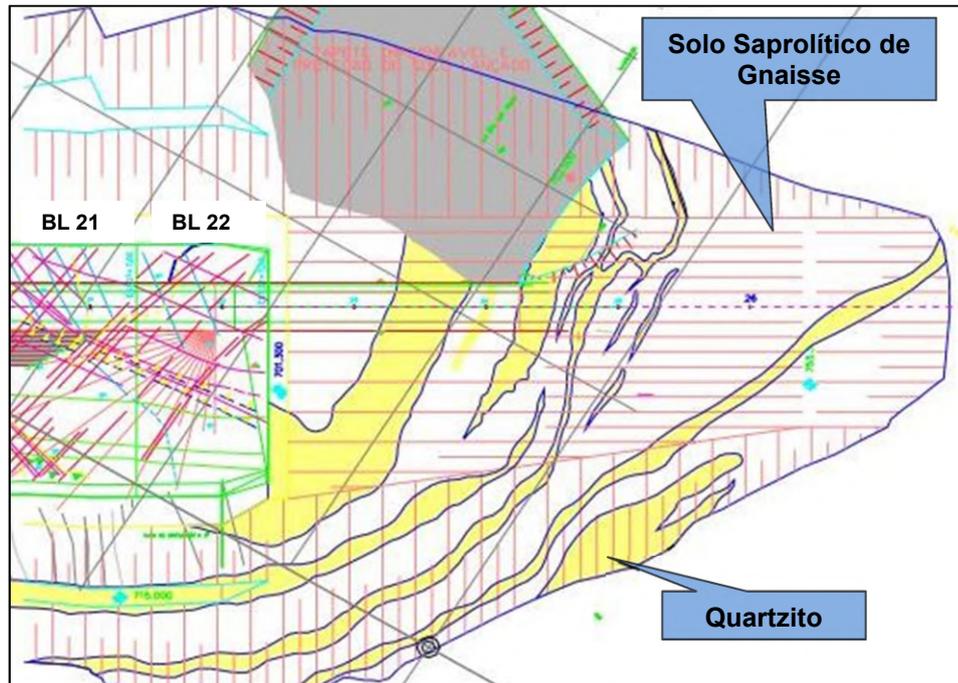
Ainda na região da ombreira esquerda, o perfil geológico-geotécnico produzido na época da obra indica que o contato entre as sequências estratigráficas superior e inferior também ocorre aproximadamente um pouco acima da cota 700 m. Com base em sondagens realizadas na região observa-se que, em certos locais, ocorrem passagens bruscas de rocha totalmente decomposta e branda ou mesmo solo para rocha dura. Em alguns testemunhos também é possível identificar passagem brusca de rocha menos alterada para rocha sã referente ao topo rochoso do maciço de gnaiss quartzoso cinza com textura fina da sequência estratigráfica inferior.

Figura 19 – Vista da Ombreira Esquerda mostrando a sequência de materiais



Fonte: Modificado de Sadowski, 2006a

Figura 20 – Mapeamento geológico da ombreira esquerda



Fonte: Modificado de Sadowski, 2006a

Figura 21 – Quartzito medianamente alterado com zona arenizada na região da Ombreira Esquerda



Fonte: Sadowski, 2006a

As soluções adotadas para redução das infiltrações pela fundação foram motivadas principalmente em virtude das condicionantes geológico-geotécnicas potencialmente favoráveis a um eventual processo de erosão interna decorrente de gradientes hidráulicos elevados nos estratos de quartzitos arenizados. Para tanto, as soluções tiveram como princípio básico a redução desses gradientes através do aumento das distâncias de percolação e criação de barreiras de vedação na fundação e nas ombreiras. Assim, foram adotadas as soluções de

tapete impermeável a montante e a execução de uma cortina de injeções de calda de cimento e de microcimento na fundação, conforme ilustrado na figura 22.

Figura 22 – Soluções de vedação executadas na barragem do Ribeirão João Leite: (a) tapete impermeável; (b) injeções de calda de cimento



Fonte: SANEAGO

As injeções de calda de cimento e de microcimento foram executadas com o principal propósito de preenchimento das fraturas presentes nos estratos da fundação, de modo a reduzir a condutividade hidráulica dos locais injetados. Essas injeções foram aplicadas nas regiões dos maciços de terra de fechamento das ombreiras e dos blocos em CCR, com profundidades variando entre 20 a 36 m. Também foram realizadas injeções na região de transição do maciço de terra com a estrutura em CCR contornando os blocos a montante.

Nas especificações de projeto, foi indicada como parâmetro de controle da efetividade das injeções a verificação da absorção de calda de cimento inferior a 50 kg/m. No entanto, foram verificados em alguns trechos na região dos taludes de corte de ambas as ombreiras altos consumos de calda de cimento nas injeções e altos valores de perda d'água nos ensaios de Lugeon realizados em alguns furos, principalmente na região da ombreira esquerda. Nessa região, a quantidade de furos de injeções foi mais intensa do que em outras regiões em virtude da preocupação com as condicionantes geológico-geotécnicas do local, motivo pelo qual foram adotadas três linhas de injeções na região com maior presença de quartzitos arenizados. Ainda na região da ombreira esquerda, também foi executado um tapete impermeável com manta PEAD na superfície do terreno natural a montante.

Na região do talude de corte da ombreira direita, inicialmente as injeções foram executadas em furos intercalados e dispostos em duas fileiras. Após a verificação de altos consumos de calda de cimento e de altos valores de perda d'água em alguns furos, foram executadas novas

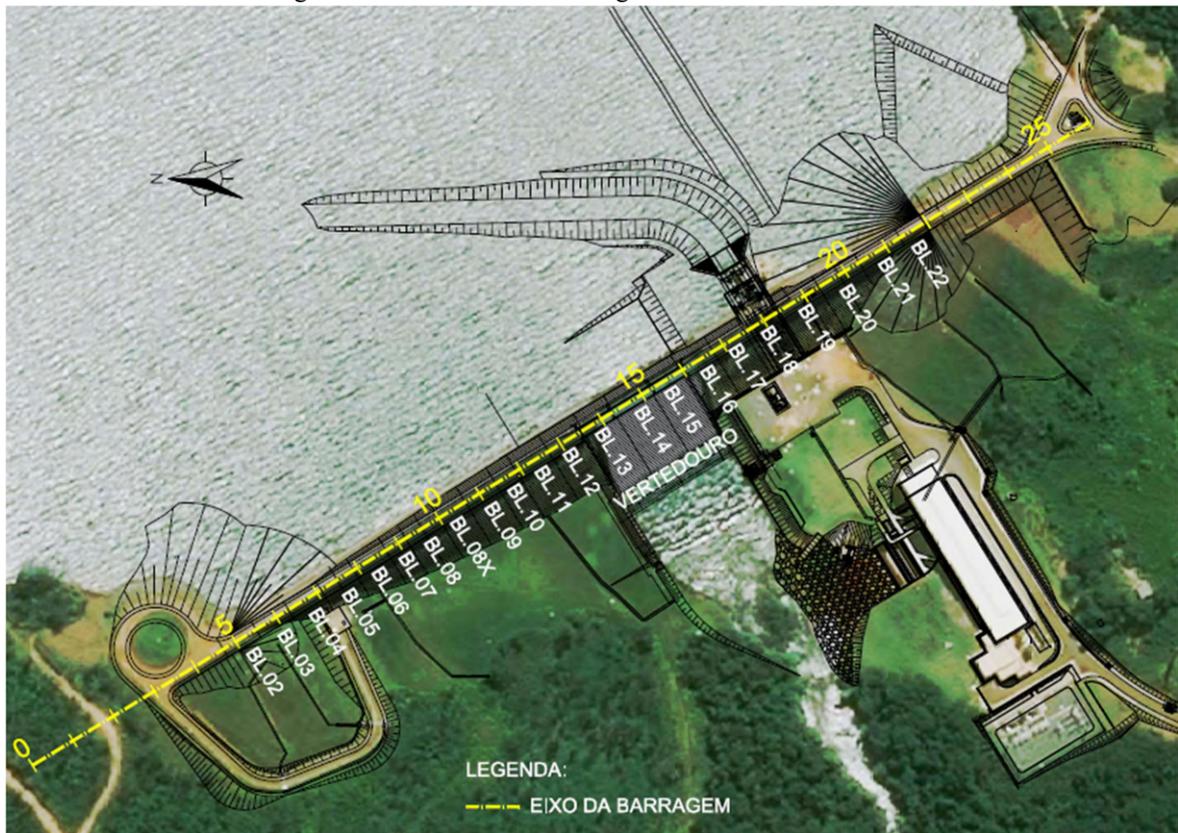
injeções de reforço, formando três linhas de injeções. No entanto, na região do Bloco 01 não construído, onde foi identificada a presença de saprólito de gnaiss, e na região de transição do maciço de terra com o maciço em CCR, onde foram verificados consumos de calda de cimento nas injeções de até dez vezes superior ao consumo especificado como parâmetro de controle de efetividade, foi executado apenas uma linha de injeções. Já na região dos blocos da estrutura em CCR, as injeções de calda de cimento foram executadas em furos intercalados e dispostos em duas fileiras sob a região da galeria de drenagem.

Adicionalmente, também foram executados filtros de areia com 1,0 m de espessura apoiado no talude de corte com afloramento de quartzitos na região da ombreira esquerda até a cota 725 m, com o propósito de interceptar o fluxo de água na região e, assim, criar uma terceira linha de defesa contra um eventual processo de erosão interna. Nessa região, os taludes foram suavizados para que o maciço de terra ficasse apoiado no talude, e não apenas encostado. Ainda na região da ombreira esquerda, foi registrada a presença de fortes infiltrações, principalmente no talude de escavação a montante abaixo da cota 720 m durante a execução da obra. Essas infiltrações motivaram a instalação de DHPs e de poços de bombeamento na fundação com a finalidade de rebaixamento do NA para permitir a execução do maciço de terra no local. Com base no monitoramento de piezômetros instalados na obra, foi possível constatar, então, a existência de um aquífero na fundação da barragem com nível variando entre a cota 710 m na região do eixo da barragem e cota 714 m a montante do barramento.

### 4.3 ESTRUTURA DA BARRAGEM

A estrutura da barragem do Ribeirão João Leite é formada por um maciço de gravidade em CCR composto por um conjunto de 22 blocos e fechamento junto às ombreiras em maciço de terra com solo argiloso. A figura 23 apresenta o arranjo geral da barragem em planta baixa.

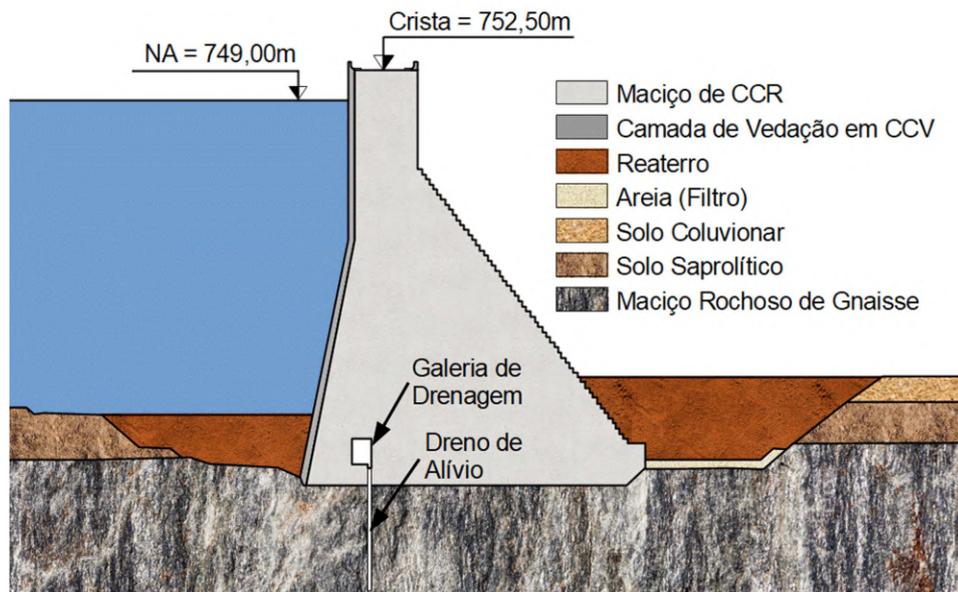
Figura 23 – Planta baixa – barragem do Ribeirão João Leite



Fonte: Elaborado pelo Autor

A execução da estrutura de gravidade em CCR foi realizada entre agosto de 2003 e fevereiro de fevereiro de 2006. Os 22 blocos foram construídos separados por juntas de contração afastadas, em média, a cada 15,80 m. No paramento de montante, em virtude do contato direto com a água do reservatório, foi adotada uma camada de CCV para a manutenção da estanqueidade e durabilidade do maciço. Para a garantia de estanqueidade entre os blocos, foi adotado um sistema de vedação das juntas com linhas duplas de veda-juntas de perfilados de PVC instalados no concreto de vedação a montante. Entre cada linha de veda-juntas, também foi instalado um dreno intermediário com a finalidade de possibilitar a execução de ação remedial no local em caso de necessidade. Na estrutura de gravidade, também foram instalados drenos de teto. Esses drenos têm como função interceptar infiltrações que eventualmente passem pelo sistema de vedação do paramento de montante, de modo a mitigar as chances de geração de poropressões pelo corpo da estrutura. A figura 24 apresenta a seção transversal do Bloco 10 da barragem como exemplo.

Figura 24 – Seção do maciço de gravidade em CCR – Estaca 11+15 (Bloco 10)

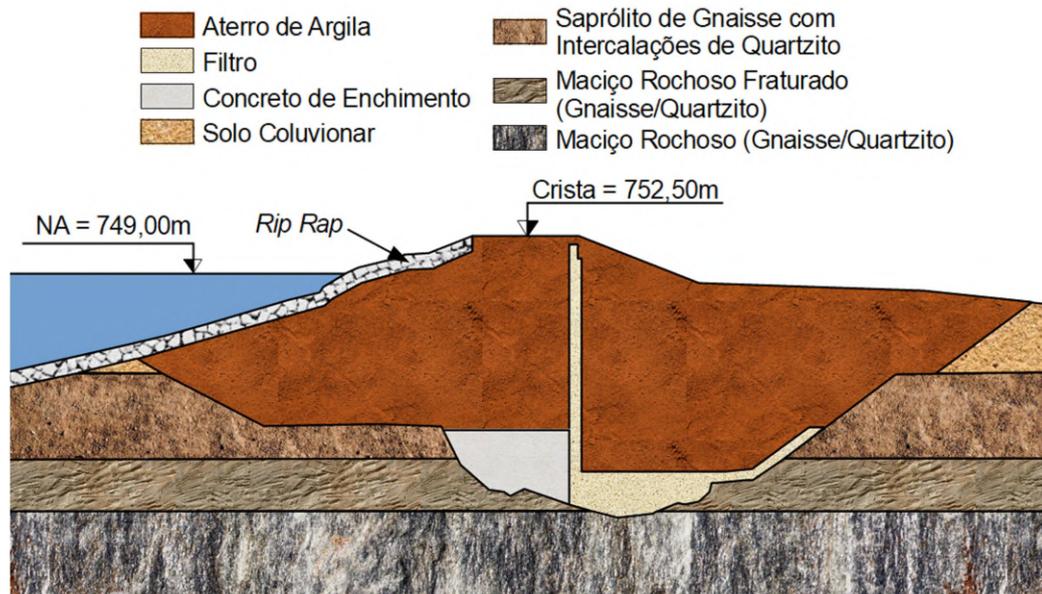


Fonte: Elaborado pelo Autor

A barragem possui uma galeria de drenagem no interior do maciço em CCR com 2,5 x 3,0 m de dimensão com entradas de acesso pelos blocos 04 e 19. Essa galeria recebe águas captadas pelos drenos de fundação, de juntas e de teto. No total, são 143 drenos de fundação, 20 drenos de juntas e 129 drenos de teto. Em relação aos drenos de fundação, estes dispositivos têm como funcionalidade o alívio das subpressões incidentes na interface da estrutura com a fundação. Esses drenos foram instalados no maciço de fundação através da execução de furos de aproximadamente 3" com espaçamento médio de 3,0 m. Ainda no interior da galeria de drenagem também estão instalados diversos instrumentos para monitoramento da barragem, compreendendo piezômetros, medidores triortogonais de juntas, extensômetros múltiplos de hastes e medidores de vazão.

Nas extremidades da estrutura de gravidade em CCR foram executados maciços de aterro compactado com solo argiloso com a finalidade de fechamento da estrutura central em CCR com os taludes naturais das ombreiras. Esses maciços são compostos, basicamente, por um sistema de drenagem, formado por filtro vertical e tapete drenante, e por uma camada de proteção contra ondas no talude de montante com enrocamento (*rip rap*), conforme ilustrado na figura 25 referente à Estaca 4+14 do maciço da Ombreira Direita.

Figura 25 – Seção do maciço de terra – Estaca 4+14 (Ombreira Direita)



Fonte: Elaborado pelo Autor

Durante a obra, foi executado um enrocamento no talude de jusante da ombreira esquerda. A decisão de execução do enrocamento foi motivada pela necessidade de construir um talude mais inclinado para evitar que o aterro de abraço não atingisse a galeria de desvio, uma vez que, durante a execução da barragem, o último bloco de CCR que havia sido projetado na região foi descartado.

Angelim (2011), em sua tese de doutorado, realizou uma série de ensaios de laboratório com amostras indeformadas e deformadas retiradas do maciço de terra da ombreira esquerda durante a construção da barragem. Segundo o autor, o solo utilizado na construção dos maciços de terra das ombreiras consiste em um solo laterítico bastante intemperizado e fino, com presença de argilominerais e hidróxidos de ferro e de alumínio na composição, sendo classificado como uma argila arenosa. A jazida de empréstimo de ambos os maciços está localizada a cerca de 7 km dentro da área do reservatório. Em relação à composição mineralógica, os ensaios de difratometria de raios-X realizados pelo autor indicam a presença, principalmente, de gibbissita e quartzo na composição do solo. Já entre os minerais subordinados, são encontrados minerais de caulinita e hematita. Neste solo, também são encontrados traços de argilominerais de montmorilonita e illita, os quais podem ser expansivos na presença de água. No entanto, os resultados dos ensaios de caracterização física realizados indicam que o solo apresenta plasticidade média e fração de argila classificada como inativa,

sugerindo que a presença de traços desses argilominerais não influencia o comportamento do solo.

A tabela 1 apresenta a média e o desvio padrão dos resultados de diversos ensaios de caracterização geotécnica realizados com amostras indeformadas e deformadas retiradas do maciço de terra da ombreira esquerda entre as cotas 708,40 m a 745,75 m na época da construção da barragem.

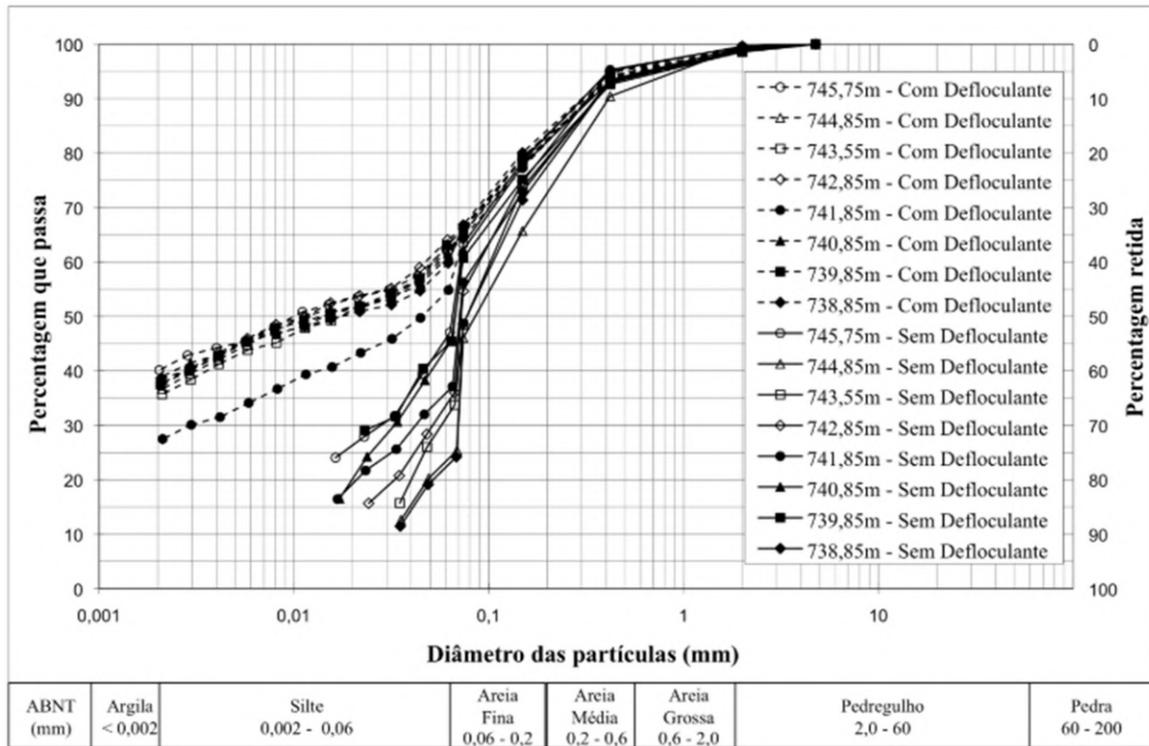
Tabela 1 – Resumo dos ensaios de caracterização geotécnica do solo argiloso utilizado na construção dos maciços de terra da barragem do Ribeirão João Leite

<b>Parâmetros</b>	<b>n</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	30	19,6	0,8
w (%)	30	20,0	1,0
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	30	16,3	0,8
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	11	27,5	0,5
e	30	0,7	0,1
n (%)	30	40,7	2,7
Sr (%)	30	82,0	7,3
LL (%)	11	45	1,6
LP (%)	11	27	1,3
IP (%)	11	18	1,1
IA	11	0,49	0,07

Fonte: FURNAS, 2007; Angelim, 2011

A figura 26 apresenta as curvas de distribuição granulométrica obtidas com e sem defloculante com amostras do solo argiloso utilizado no maciço de terra da ombreira esquerda, retiradas entre as cotas 738,85 m a 745,75 m. Nessas curvas, nota-se uma clara diferença entre as curvas obtidas com e sem defloculante, que indica a presença de agregações entre partículas, sendo uma característica comum de solos lateríticos devido à presença de compostos com propriedades cimentantes (óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio). Já a tabela 2 apresenta os resultados de ensaios de permeabilidade com carga variável e fluxo nas direções vertical e horizontal realizados com amostras indeformadas retiradas entre as cotas 708,40 m a 745,75 m. Com base nestes ensaios, é possível identificar uma baixa anisotropia do maciço de terra, com exceção do ensaio realizado com a amostra retirada da cota 738,85 m. No entanto, a baixa permeabilidade obtida nos ensaios e a faixa de variação dos resultados estão dentro do esperado para esse tipo de material compactado.

Figura 26 – Resultado das curvas de distribuição granulométrica do solo argiloso utilizado no maciço de terra da barragem do Ribeirão João Leite



Fonte: Angelim, 2011

Tabela 2 – Resultado dos ensaios de permeabilidade com carga variável realizados com amostras indeformadas do maciço de terra da barragem do Ribeirão João Leite

Cota (m)	$k_v$ 20 °C (cm/s)	$k_h$ 20 °C (cm/s)	$k_v/k_h$	Fonte
745,75	$1,1 \times 10^{-7}$	$2,9 \times 10^{-7}$	0,4	Angelim, 2011
744,85	$7,8 \times 10^{-6}$	$9,9 \times 10^{-7}$	7,9	
743,55	$3,3 \times 10^{-7}$	$2,5 \times 10^{-6}$	0,1	
742,85	$4,9 \times 10^{-6}$	$4,8 \times 10^{-6}$	1,0	
741,85	$4,9 \times 10^{-5}$	$8,0 \times 10^{-5}$	0,6	
740,85	$9,6 \times 10^{-6}$	$1,1 \times 10^{-5}$	0,9	
739,85	$6,1 \times 10^{-8}$	-	-	
738,85	$1,1 \times 10^{-7}$	$6,5 \times 10^{-6}$	0,02	
710,40	$1,7 \times 10^{-7}$	-	-	FURNAS, 2007
709,41	$2,2 \times 10^{-7}$	-	-	
708,40	$6,1 \times 10^{-7}$	-	-	
Média	$6,2 \times 10^{-6}$	$1,5 \times 10^{-5}$	0,4	

Fonte: FURNAS, 2007; Angelim, 2011

Angelim (2011) apresenta também resultado de ensaios de sucção pelo método do papel filtro para ciclos de umedecimento com amostras indeformadas retiradas das cotas 742,85 m e

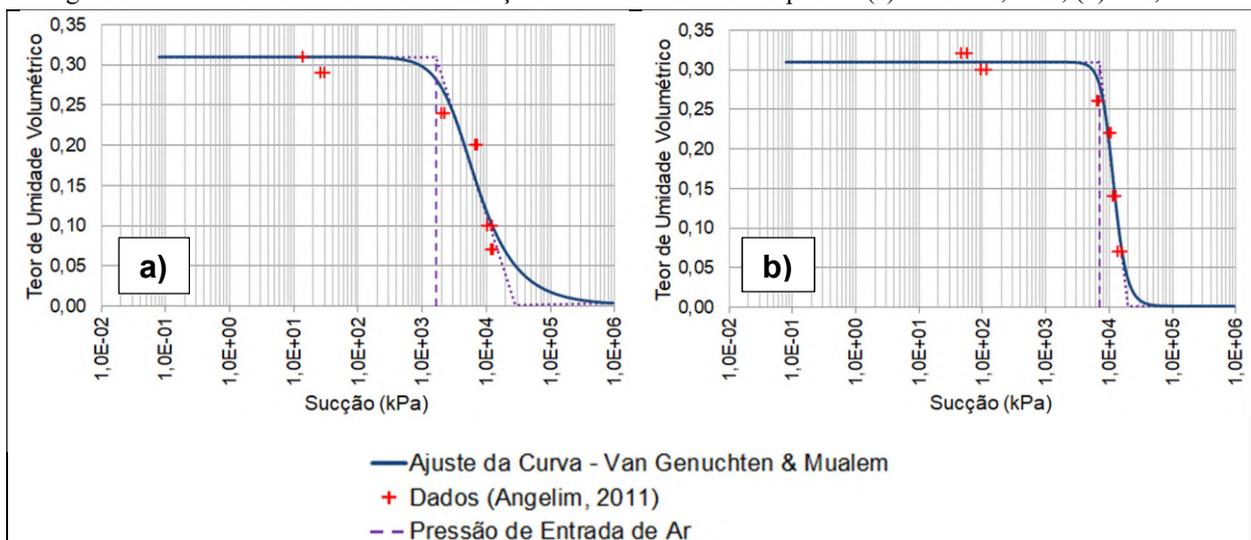
741,85 m no maciço de terra da ombreira esquerda. Segundo o autor, o critério de seleção das duas cotas no perfil foi definido com base nos resultados das análises granulométricas (figura 26), os quais indicam que a amostra da cota 742,85 m mostra-se representativa das demais curvas de distribuição com defloculante, enquanto que a amostra da cota 741,85 m se difere das demais. Assim, os resultados obtidos nos ensaios são apresentados na tabela 3, enquanto que as curvas características obtidas pelo método de ajuste de curva de Van Genuchten (1980) e Mualem (1976) utilizando o *software* PLAXIS LE são apresentadas na figura 27.

Tabela 3 – Resultado do ensaio de sucção realizado com amostras indeformadas do maciço de terra

Cota (m)	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	e	θ <sub>w</sub> (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	Sucção Matricial 1 (kPa)	Sucção Matricial 2 (kPa)
742,85	4,1	15,3	15,58	0,74	0,07	11895	12647
	6,3	24,2	15,80	0,72	0,10	10481	12212
	12,7	48,2	15,68	0,73	0,20	6747	7309
	15,1	57,0	15,66	0,73	0,24	2015	2278
	18,3	66,0	15,35	0,77	0,29	26	30
	19,2	75,0	15,89	0,71	0,31	14	14
741,85	4,2	20,2	17,30	0,58	0,07	13804	15911
	8,0	39,4	17,48	0,57	0,14	11627	12885
	12,4	58,7	17,25	0,59	0,22	10949	10002
	14,7	71,3	17,40	0,57	0,26	6865	6495
	17,2	82,7	17,34	0,58	0,30	96	116
	18,5	84,8	17,01	0,61	0,32	47	57

Fonte: Angelim, 2011

Figura 27 – Curvas características do maciço de terra da ombreira esquerda: (a) Cota 742,85 m; (b) 741,85 m



Fonte: Elaborado pelo Autor

## 4.4 MONITORAMENTO HIDROGEOTÉCNICO REALIZADO NA BARRAGEM

A barragem do Ribeirão João Leite possui um conjunto de instrumentos utilizados no monitoramento da barragem que foram instalados a partir de 2009 para medições de poropressões, vazões de drenagem, deslocamentos e deformações da fundação. A coleta de dados dos instrumentos é realizada manualmente por técnicos da SANEAGO responsáveis pela operação e manutenção da barragem. Posteriormente, esses dados são transferidos para planilhas digitais para o processamento e gerenciamento dos dados. Com base nessas planilhas, são gerados gráficos da tendência das variáveis de engenharia monitoradas ao longo do tempo, que são utilizados na análise e interpretação sistemática do comportamento hidrogeotécnico da barragem e sua fundação. Os instrumentos instalados na barragem compreendem piezômetros de tubo (*standpipe*), medidores de vazão de placa triangular, marcos superficiais, prismas óticos, medidores triortogonais de juntas e extensômetros de hastes, estando esses últimos desativados desde dezembro de 2015.

Tendo em vista que no presente trabalho tem-se a intenção de analisar o desempenho da barragem frente à ação de forças hidrodinâmicas produzidas por infiltrações pelo maciço de terra, principalmente no contato com o maciço de CCR, e pela fundação, apresenta-se a seguir apenas os principais aspectos do monitoramento realizado para o controle de poropressões e vazões de drenagem.

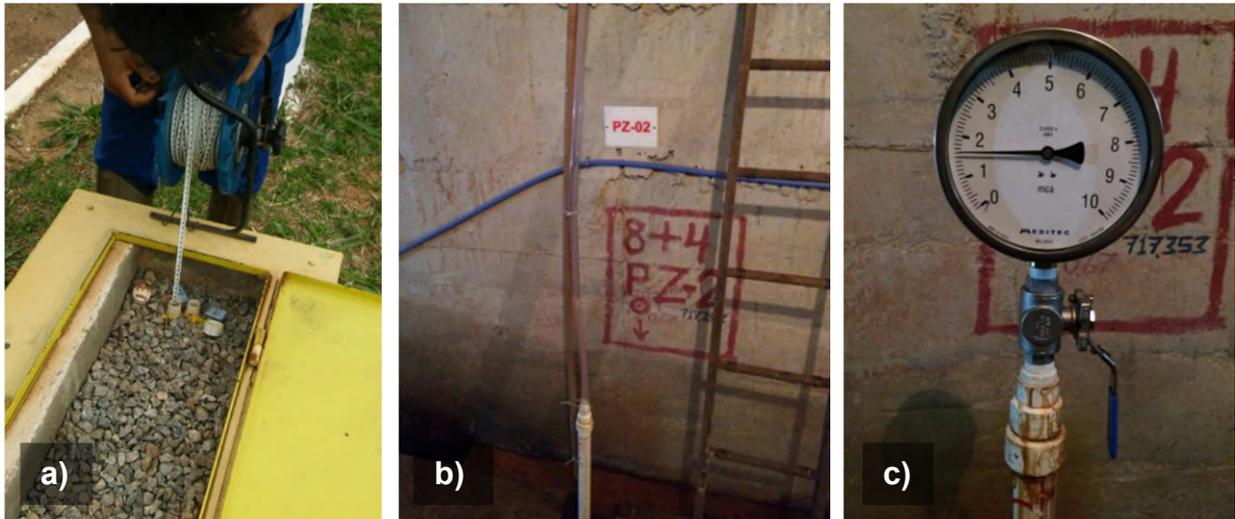
### 4.4.1 Monitoramento das Poropressões

O monitoramento piezométrico nos maciços de terra das ombreiras e na fundação da estrutura em CCR é realizado através de piezômetros de tubo (*standpipe*). Os piezômetros (PZs) instalados na barragem são compostos, basicamente, por um tubo de PVC com ¾" de diâmetro com ponteira filtrante envolta em manta geotêxtil. A maioria dos instrumentos está instalada na posição vertical, com exceção dos PZs 06, 11 e 14A na galeria de drenagem, os quais estão instalados inclinados a jusante na fundação da estrutura em CCR.

No total, a barragem conta com 27 piezômetros instalados nos maciços de terra e 9 piezômetros instalados na fundação da estrutura em CCR com acesso pela galeria de drenagem, com leituras realizadas cerca de duas vezes na semana. Na maior parte desses instrumentos as leituras são realizadas utilizando sensor elétrico de nível de água (pio elétrico). No entanto, em alguns locais da galeria de drenagem, devido à presença de

artesianismo, as medições da coluna de água excedente são realizadas através de leituras do nível em mangueiras transparentes ou pressões em manômetros instalados na extremidade superior de instrumentos. A figura 28 mostra os tipos de piezômetros instalados na barragem do Ribeirão João Leite.

Figura 28 – Piezômetros instalados na barragem: (a) procedimento de leitura com sensor de nível d'água; (b) piezômetro com mangueira acoplada; (c) piezômetro com manômetro acoplado



Fonte: SANEAGO, 2019b

Grande parte dos piezômetros foi instalada antes do início do primeiro enchimento do reservatório, possibilitando a execução de ensaios de permeabilidade de carga variável (infiltração e recuperação) para a verificação do funcionamento desses instrumentos entre agosto e dezembro de 2009 sem a influência da carga hidráulica do reservatório. Através desses ensaios, também foi possível obter uma estimativa do coeficiente de permeabilidade *in situ* dos locais de instalação dos piezômetros com base no método analítico de Hvorslev (1951). Posteriormente, em dezembro de 2016, foram realizados novos ensaios de permeabilidade para a verificação do desempenho dos instrumentos. O resumo do resultado desses ensaios está apresentado na tabela 4 e tabela 5.

Tabela 4 – Coeficientes de permeabilidade *in situ* obtidos nos ensaios realizados em piezômetros instalados nos maciços de aterro

Instrumento	Localização	Feição Instrumentada	Cota de Instalação (m)	<i>k in situ</i> (cm/s)	
				Ago-Dez 2009	Dez. 2016
PZ-01	Ombreira Direita	Tapete Drenante	728,23	$>10^{-4}$	$7,51 \times 10^{-4}$
PZ-01A	Ombreira Direita	Tapete Drenante	728,62	-	$1,13 \times 10^{-3}$
PZ-01B	Bloco 03	Tapete Drenante	722,23	-	$4,51 \times 10^{-3}$
PZ-02A	Bloco 06	Tapete Drenante	716,03	-	$>10^{-3}$
PZ-02B	Bloco 04	Tapete Drenante	721,28	-	$5,63 \times 10^{-3}$
PZ-03	Bloco 08	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	707,30	-	$1,02 \times 10^{-3}$
PZ-03A	Bloco 08	Tapete Drenante	711,00	$>10^{-4}$	$>10^{-3}$
PZ-07	Bloco 12	Tapete Drenante	706,41	$5,55 \times 10^{-4}$	$5,63 \times 10^{-4}$
PZ-09A	Bloco 16	Tapete Drenante	705,00	$5,55 \times 10^{-4}$	$6,01 \times 10^{-4}$
PZ-15	Ombreira Esquerda	Tapete Drenante	701,50	$3,47 \times 10^{-5}$	$9,01 \times 10^{-5}$
PZ-16	Ombreira Esquerda	Tapete Drenante	703,70	$1,39 \times 10^{-4}$	$5,63 \times 10^{-4}$
PZ-19	Ombreira Esquerda	Maciço Argiloso	706,95	$5,55 \times 10^{-5}$	$2,25 \times 10^{-5}$
PZ-20	Ombreira Esquerda	Contato Aterro/CCR	706,95	$6,94 \times 10^{-5}$	$1,13 \times 10^{-5}$
PZ-21	Ombreira Esquerda	Tapete Drenante	721,96	-	$9,01 \times 10^{-6}$
PZ-22	Bloco 21	Tapete Drenante	710,91	-	$7,51 \times 10^{-4}$
PZ-23	Ombreira Esquerda	Tapete Drenante	715,44	-	$>10^{-3}$
PZ-12	Ombreira Esquerda	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	698,00	$4,55 \times 10^{-5}$	$4,51 \times 10^{-5}$
PZ-13	Ombreira Esquerda	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	700,75	$1,39 \times 10^{-4}$	$1,88 \times 10^{-5}$
PZ-14	Ombreira Esquerda	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	698,57	$3,09 \times 10^{-5}$	$<10^{-8}$
PZ-17	Ombreira Esquerda	Fundação (Saprólito)	731,50	$>10^{-4}$	$6,44 \times 10^{-6}$
PZ-18	Ombreira Esquerda	Fundação (Saprólito)	729,75	$>10^{-4}$	$5,63 \times 10^{-4}$
PZ-25	Bloco 21	Fundação (Saprólito)	708,32	-	$8,19 \times 10^{-4}$
PZ-26	Ombreira Esquerda	Fundação (Saprólito)	711,85	-	$2,82 \times 10^{-4}$

Fonte: Consórcio Barragem João Leite, 2009a; 2009b; Consórcio Magna-Hollus, 2016

Tabela 5 – Coeficientes de permeabilidade *in situ* obtidos nos ensaios realizados em piezômetros instalados na fundação do maciço de CCR

Instrumento	Localização	Feição Instrumentada	Cota de Instalação (m)	<i>k in situ</i> (cm/s)	
				Ago-Dez 2009	Dez. 2016
PZ-02	Bloco 06	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	713,59	$4,64 \times 10^{-5}$	$2,25 \times 10^{-4}$
PZ-04	Bloco 08	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	704,07	$6,94 \times 10^{-6}$ $5,55 \times 10^{-6}$	$5,63 \times 10^{-7}$
PZ-05	Bloco 10	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	703,21	$>10^{-4}$	$6,93 \times 10^{-8}$
PZ-06	Bloco 13	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	699,64	$>10^{-4}$	$5,56 \times 10^{-6}$
PZ-08	Bloco 14	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	701,07	$3,97 \times 10^{-6}$ $2,14 \times 10^{-7}$	$1,54 \times 10^{-7}$
PZ-10	Bloco 19	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	700,37	$>10^{-4}$	$7,51 \times 10^{-4}$
PZ-11	Bloco 20	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	702,50	$2,14 \times 10^{-5}$ $1,85 \times 10^{-5}$	$1,96 \times 10^{-6}$
PZ-14A	Bloco 22	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	698,07	-	$8,34 \times 10^{-7}$

Fonte: Consórcio Barragem João Leite, 2009a; 2009b; Consórcio Magna-Hollus, 2016

Em maio de 2018, devido à preocupação com as vazões elevadas registradas na fundação do Bloco 02 e registro da presença de algumas surgências no interior da galeria de drenagem, foi instalado um novo piezômetro com o propósito de agregar mais informações sobre a região da ombreira direita. Este piezômetro, denominado como PZ-FD-05, foi instalado em um furo de drenagem existente na fundação do Bloco 02, com a ponteira filtrante isolada na região de interface entre o maciço rochoso de fundação com a base da estrutura em CCR para o controle das subpressões no local.

Posteriormente, em março de 2019, também foram instalados dois novos piezômetros no maciço de terra da ombreira direita a jusante do Bloco 04 (PZ-02D) e do Bloco 06 (PZ-02C). A instalação desses instrumentos foi motivada devido à presença de umidade no talude, pequena erosão no contato do aterro com o CCR próximo da entrada da galeria pelo Bloco 04 e ocorrência de surgências na face do CCR, conforme apresentado na figura 29. Nessa região, também são observadas surgências intermitentes na parede de jusante no interior da galeria de drenagem próximas à entrada.

Figura 29 – Umidade no terreno e pequena erosão no contato do talude de terra com o CCR



Fonte: Modificado de SANEAGO, 2019c

Para otimizar o processo de análise do comportamento de piezômetros, foram adotados valores limites para os instrumentos considerando três níveis de controle (atenção, alerta e emergência). No caso do nível de atenção, foram determinados valores limites inferior e superior baseados no histórico de medidas dos instrumentos, análise estatística e correlação com grandezas externas, tais como o NA do reservatório ou da bacia de dissipação. O método adotado para determinação desses valores é descrito por Kuperman *et al.* (2005). Os limites adotados foram determinados através de análise estatística considerando o histórico de cada instrumento. Segundo esse método, considera-se que o instrumento atingiu algum desses limites quando alguma leitura fugir do padrão médio registrado na série histórica dentro de um intervalo de confiança de 95%.

Já os níveis de alerta e de emergência foram fixados através de métodos determinísticos considerando os principais mecanismos de falha das estruturas. Assim, para a determinação dos níveis de alerta e de emergência foram adotados, respectivamente, fatores de segurança de 1,5 e 1,3. No caso da estrutura de gravidade, o principal modo de falha considerado foi o

deslizamento. Em relação aos maciços de terra das ombreiras, o modo de falha considerado para a fixação dos limites foi o de ruptura decorrente de processo de erosão interna, uma vez que as análises de estabilidade realizadas indicaram elevados fatores de segurança contra ruptura dos taludes do abraço. Dessa forma, considerou-se a hipótese de erosão interna desencadeada por gradientes hidráulicos altos induzidos pela elevação do nível freático no interior dos maciços.

#### **4.4.2 Monitoramento das Vazões de Drenagem**

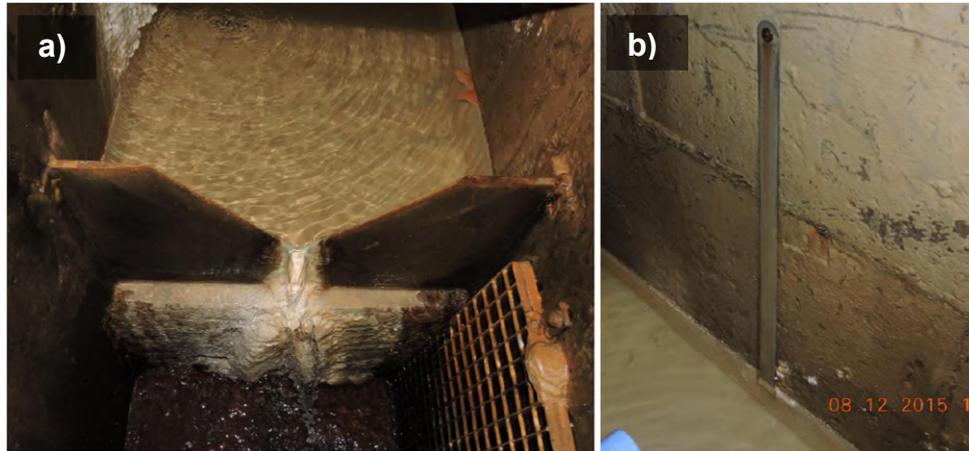
Em relação à instrumentação para o monitoramento das vazões, a barragem do Ribeirão João Leite conta com 3 medidores de vazão de placa triangular em aço inoxidável instalados nas canaletas da galeria de drenagem, compreendendo um no Bloco 11 (MV-1), e dois no Bloco 19 (MV-2 e MV-3). A posição desses instrumentos permite ter um controle das vazões de percolação e de infiltração separadas para as regiões da ombreira direita, central e da ombreira esquerda. Já as vazões interceptadas pelo filtro vertical e tapete drenante dos maciços de terra não são monitoradas, uma vez que os drenos que conduzem as águas desses dispositivos têm a saída afogada na bacia de dissipação do vertedouro e das turbinas bombas da EEAB, inviabilizando, portanto, as medições.

O procedimento de leitura dos medidores de vazão da galeria de drenagem é realizado através do conhecimento da altura da lâmina d'água medida em uma régua em aço inoxidável graduada em milímetros instalada a montante da placa do medidor (figura 30). Posteriormente, os valores medidos são transformados em vazões através da aplicação de uma equação hidráulica própria para esse tipo de instrumento. No entanto, as leituras nos medidores de vazão foram interrompidas entre outubro de 2017 a junho de 2019 e entre setembro de 2019 a julho de 2020 em virtude de dificuldades operacionais.

Além do monitoramento das vazões utilizando medidores de vazão, as vazões também são monitoradas individualmente na saída dos drenos de fundação cerca de duas vezes na semana utilizando métodos expeditos com base na medição de um determinado volume de água em uma proveta graduada de 1.000 ml, ou balde graduado, em um intervalo de tempo cronometrado. Esse procedimento de monitoramento permite o conhecimento das vazões da fundação separadamente por dispositivos e por blocos. No total, a barragem conta com 143 drenos (FDs) instalados na fundação com profundidades variando até 22 m. Alguns drenos dos blocos das extremidades da estrutura em CCR (blocos 02 e 22) foram executados

inclinados, de modo a interceptar o fluxo de água proveniente da fundação dos maciços de terra das ombreiras.

Figura 30 – Monitoramento das vazões: (a) medidor de vazão na galeria de drenagem; (b) régua milimétrica para leitura da altura da lâmina d'água



Fonte: COMMETRO Engenharia, 2015

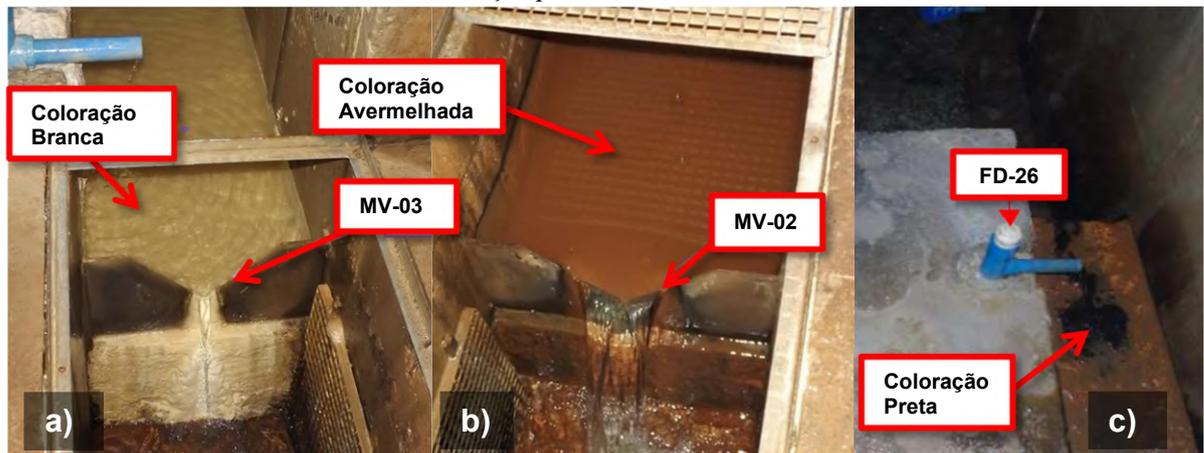
Adicionalmente, é realizado um controle de materiais sólidos carregados da fundação junto ao fluxo de água do sistema de drenagem da estrutura em CCR com o propósito de mitigar as chances de erosão interna. Esse controle é realizado com base no método descrito por Silveira (2003, 2006), no qual é feita uma análise comparativa dos teores de sólidos presentes em amostras de água coletadas no reservatório e nos drenos de fundação. De acordo com o método, em condições em que não há carregamento excessivo de materiais, o teor de sólidos suspensos presentes na água do reservatório deve ser maior ou da mesma ordem de grandeza dos teores presentes na água drenada. Esse controle tem especial importância em regiões com materiais suscetíveis ao carregamento e nos locais com grandes infiltrações devido à alta velocidade de escoamento, ambos os aspectos encontrados na barragem estudada.

No geral, as campanhas de coletas e ensaios são realizadas mensalmente, exceto em alguns períodos em que ocorrem dificuldades logísticas. Na galeria de drenagem, as amostras de água são coletadas nos drenos com vazão acima do especificado em projeto ( $Q > 3,50$  l/min), cujos locais possuem a presença de materiais com coloração diferenciada na região das canaletas. No reservatório, as amostras de água são coletadas próximas ao fundo com a utilização de uma garrafa do tipo Van Dorn. Este dispositivo de coleta é descido a partir da crista da barragem em locais próximos das seções dos drenos utilizados para coleta de amostras na galeria de drenagem para permitir a comparação direta entre as medidas. Após as coletas, as amostras são encaminhadas para o laboratório de esgoto da SANEAGO, onde são

realizados ensaios para medição dos teores de sólidos suspensos e dissolvidos. Esses ensaios são realizados seguindo os métodos 2540 B, C e D do *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater* (AWWA, 2017). Os resultados dos ensaios são analisados separadamente por blocos através de gráficos de tendência que comparam os teores de sólidos presentes na água do reservatório com os teores presentes na drenagem.

A aplicação desse método de controle iniciou-se em junho de 2017 motivada pela presença de materiais com coloração branca, avermelhada e preta precipitados nas canaletas da galeria de drenagem, conforme mostrado na figura 31.

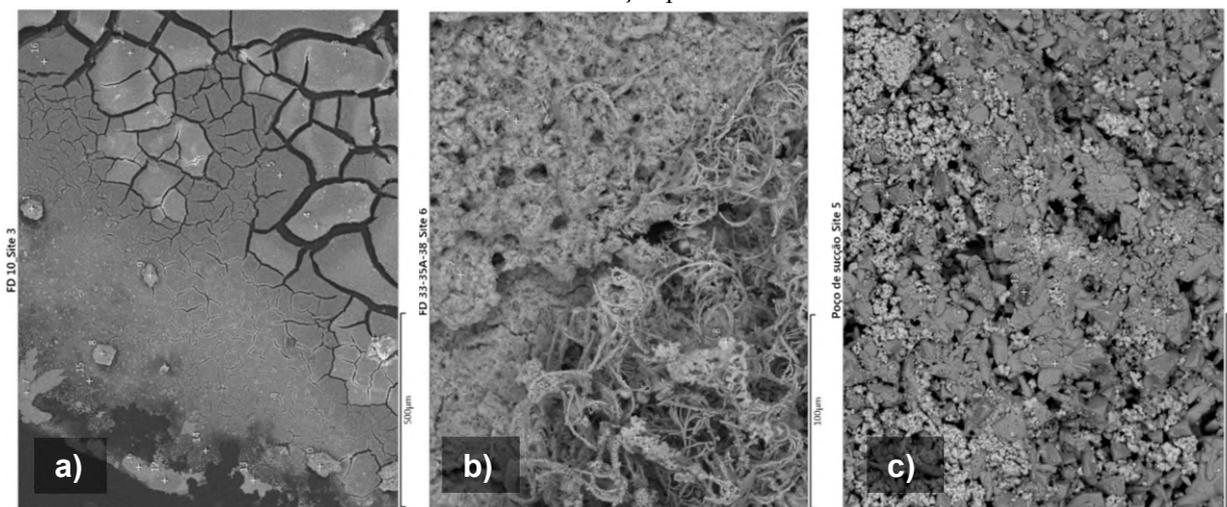
Figura 31 – Presença de materiais nas canaletas: (a) material de coloração branca na canaleta da região da ombreira esquerda; (b) material de coloração avermelhada na canaleta da região central e ombreira direita; (c) material com coloração preta no dreno FD-26 do Bloco 05



Fonte: SANEAGO, 2018

Neste contexto, em novembro de 2017 também foram realizados ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) com espectroscopia de raios-X por dispersão de energia (EDS) em três amostras de materiais retirados de alguns drenos e do poço de sucção. Esses ensaios tiveram como propósito a identificação dos materiais precipitados nas canaletas da galeria de drenagem com base na análise qualitativa dos elementos químicos presentes nas amostras. A figura 32 apresenta o resultado dos ensaios de MEV obtidos nas amostras retiradas do dreno FD-10 (Bloco 03), referente ao material esbranquiçado com consistência coloidal (figura 32a), dos drenos FD-33, FD-35 e FD-38 (Blocos 07 e 08), referente ao material com coloração avermelhada encontrado em abundância na galeria (figura 32b), e do poço de sucção, referente ao material caracterizado como uma “tinta” com coloração preta (figura 32c).

Figura 32 – Imagens obtidas por MEV no modo de elétrons retroespalhados (BED-C): (a) material com coloração esbranquiçada de consistência coloidal; (b) material com coloração avermelhada; (c) material sólido com coloração preta



Fonte: SANEAGO, 2018

Assim, os ensaios realizados na amostra de material coloidal com coloração esbranquiçada indicaram a presença de aluminossilicatos de Na e/ou Mg com traços de Ca, K e/ou Cl, carbonato de cálcio e sulfato de cálcio. Neste sentido, a presença de aluminossilicatos pode ser atribuída à interação da água subterrânea com materiais presentes no maciço rochoso de fundação ou solos da região, enquanto que a presença de carbonato de cálcio pode ser atribuída ao cimento utilizado na construção do maciço em CCR e na calda de cimento das injeções executadas na fundação, não estando associados, portanto, com algum processo de erosão interna.

Em relação à amostra de material com coloração avermelhada, os ensaios indicaram a presença de óxidos/hidróxidos de ferro e de manganês, bem como de aluminossilicatos de Na e K e/ou Mg. Esses compostos, possivelmente já presentes na água do reservatório, precipitam devido à aeração na saída dos drenos, sendo o material de coloração vermelha associado ao óxido/hidróxido de ferro, enquanto que o material de coloração preta está associado ao óxido/hidróxido de manganês. Chama atenção na figura 32b a presença de filamentos na amostra, aspecto comum de resíduos produzidos pela ação de ferro-bactérias, conhecidos na literatura técnica como Ocre, e que são conhecidos por causarem a colmatção de dispositivos de drenagem em barragens. Já o material de coloração preta é comumente relacionado à ação de manganó-bactérias. Já o resultado do ensaio realizado na amostra de coloração preta retirada do poço de sucção indica que os materiais presentes consistem em uma mistura dos compostos identificados nas outras amostras.

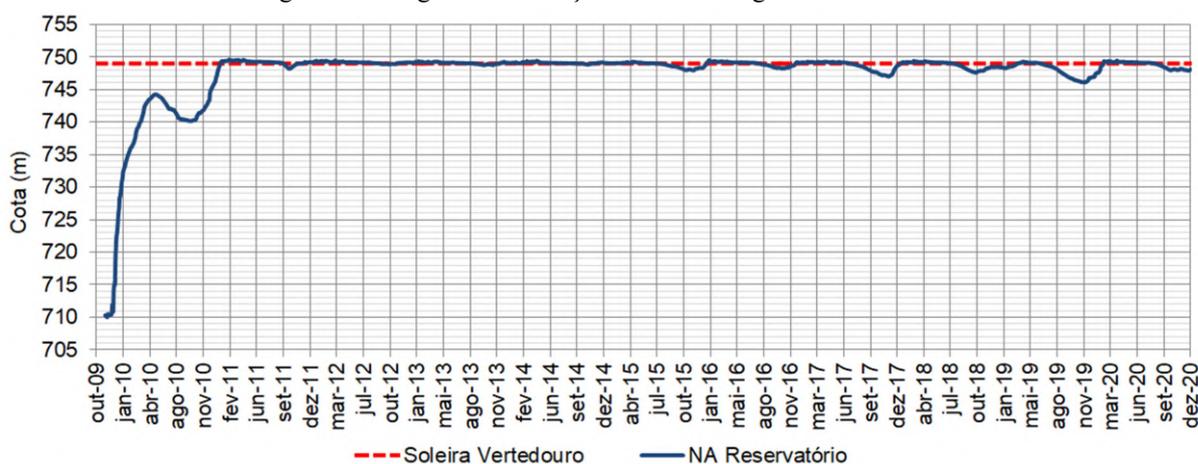
Por fim, através desse estudo pôde-se descartar a relação da presença desses materiais na galeria de drenagem com algum processo de erosão interna pela fundação da barragem. O estudo pode ser consultado em maiores detalhes em Nietiedt *et al.* (2019).

## 5 ANÁLISE DOS DADOS DE MONITORAMENTO

### 5.1 DADOS HIDROMETEOROLÓGICOS

A barragem do Ribeirão João Leite foi projetada para operar com o reservatório no nível máximo normal na cota 749,00 m, estando vinculado à cota da crista do vertedouro de soleira livre do barramento. O monitoramento da variação do nível de água do reservatório é realizado diariamente com base em leituras feitas em uma régua linimétrica instalada no paramento de montante do maciço em CCR. A série histórica das leituras registradas é apresentada na figura 33.

Figura 33 – Registro da variação do nível de água do reservatório

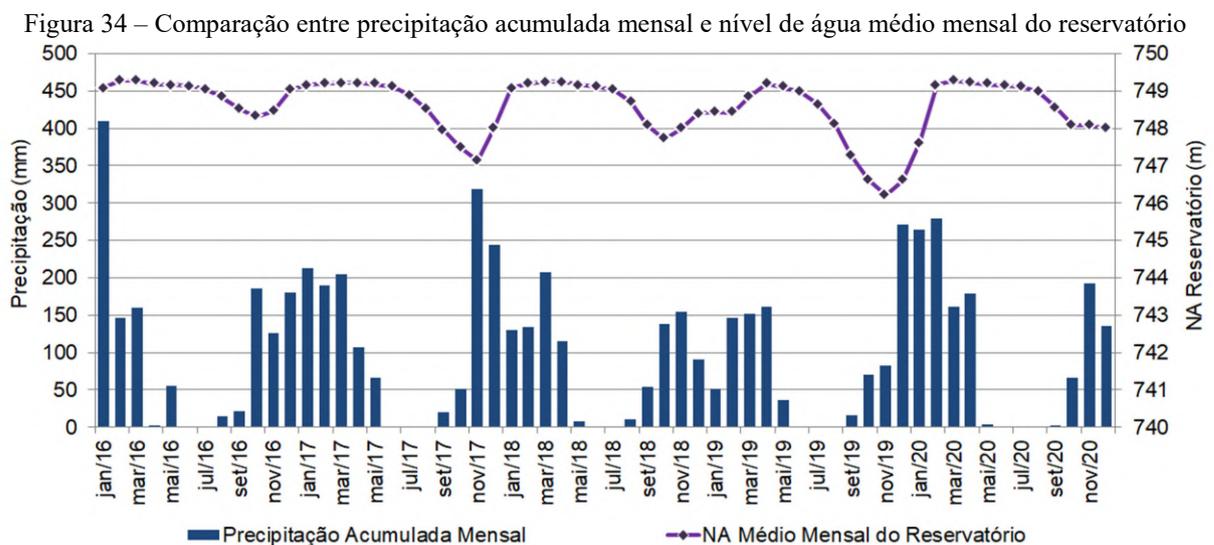


Fonte: Elaborado pelo Autor

O monitoramento do nível de água do reservatório começou um pouco antes do início do primeiro enchimento, ocorrido após o fechamento da galeria de desvio no dia 18 de dezembro de 2009. Durante o período de enchimento, observa-se na figura 33 um rebaixamento do nível do reservatório iniciando no dia 17 de maio de 2010 após atingir a cota 744,26 m. Este rebaixamento está associado a um aumento da vazão de uma das aberturas da galeria de desvio que não estava completamente vedada na época. Posteriormente, o enchimento do reservatório volta a ocorrer após atingir a cota 740,18 m no dia 29 de setembro de 2010 como resultado do isolamento da galeria. A conclusão do enchimento ocorreu no dia 15 de janeiro de 2011 após o nível do reservatório atingir a cota da crista do vertedouro, resultando no primeiro vertimento da barragem e início do regime de operação normal

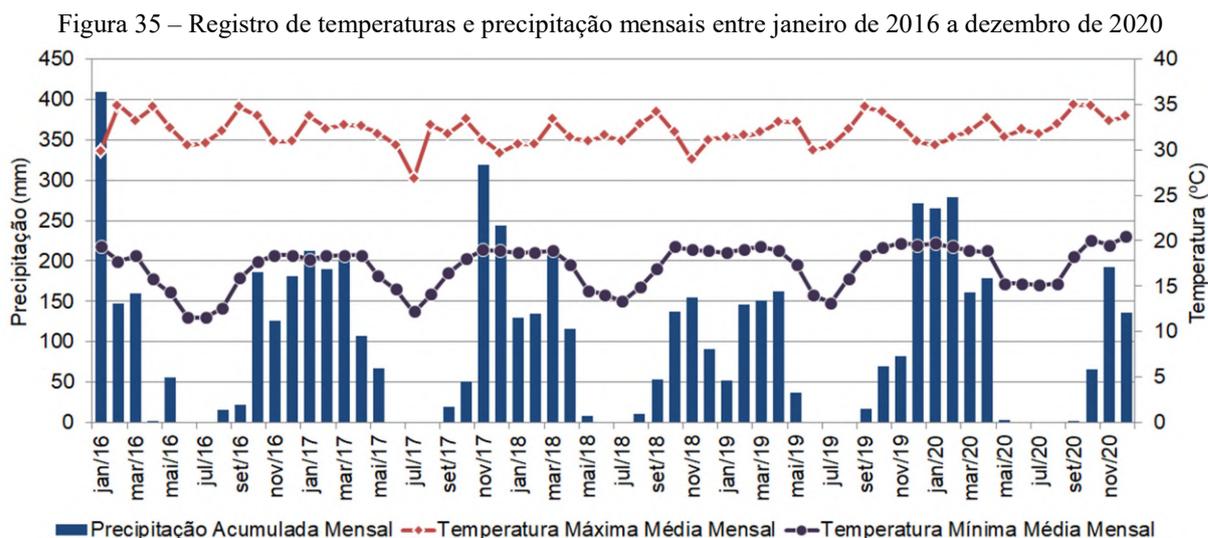
No geral, as oscilações do nível do reservatório são decorrentes de fatores ambientais e também devido à operação do sistema de captação de água para o abastecimento populacional. Com o tempo, observa-se uma maior intensidade nestas oscilações, estando vinculado, em parte, ao aumento do volume de água demandada pelo sistema produtor de água potável da SANEAGO (Sistema Produtor Mauro Borges), cuja ETA entrou em operação no dia 19 de setembro de 2017. Assim, o nível máximo atingido pelo reservatório na série histórica analisada na figura 33 foi 749,62 m, registrado no dia 18 de fevereiro de 2011. Já o menor nível registrado após ocorrer o primeiro vertimento foi 746,12 m no dia 25 de novembro de 2019.

O monitoramento da precipitação pluviométrica é realizado diariamente com base em leituras feitas em um pluviômetro do tipo Ville de Paris instalado próximo do barramento. A comparação entre a precipitação acumulada mensal e o nível de água médio mensal do reservatório registrado no período de dados disponíveis (janeiro de 2016 a dezembro de 2020) é apresentada na figura 34.



Fonte: Elaborado pelo Autor

Também são monitoradas diariamente as temperaturas máximas e mínimas do ar na área do barramento. A comparação entre as médias de temperaturas máximas e mínimas mensais com a precipitação acumulada mensal é apresentada na figura 35.



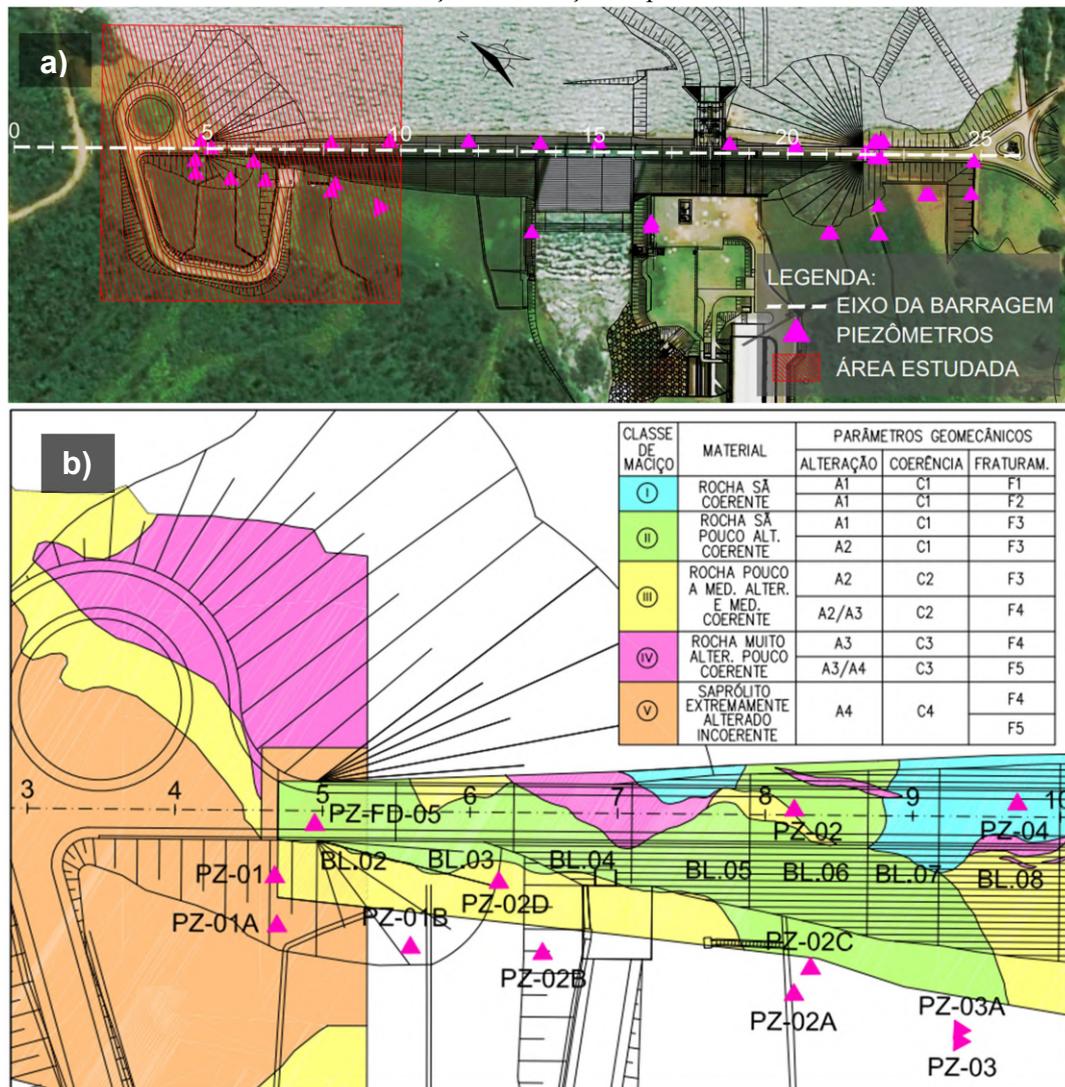
Observa-se nas figuras 34 e 35 um padrão de comportamento bem estabelecido das variáveis ambientais ao longo do tempo na série histórica analisada, que reflete no padrão de oscilações apresentado pelo nível do reservatório ao longo do tempo. Neste sentido, observa-se que o período entre os meses de junho a agosto é historicamente mais seco na região da barragem, coincidindo com um período em que o nível do reservatório apresenta decréscimos progressivos que se estendem até por volta de novembro. Nestes meses, a amplitude térmica é maior do que nos demais meses, sendo resultante de temperaturas mínimas médias mais baixas relacionadas ao inverno.

Já o ciclo de precipitações mais intensas ocorre entre os meses de novembro a março, resultando em incrementos no nível do reservatório que, como consequência, passa a verter por volta de janeiro. Analisando a série histórica, observa-se que o ciclo de chuvas entre os anos de 2017 a 2018 consistiu no período com registro de precipitações mais intensas, precedendo uma menor queda do nível do reservatório no período de seca posterior (747,58 m). Já os ciclos de chuvas entre os anos de 2016 a 2017 e 2018 a 2019 foram períodos com registro de precipitações menos intensas, precedendo maiores quedas do nível do reservatório nos períodos de seca posteriores (respectivamente, 747,02 m e 746,12 m).

## 5.2 POROPRESSÕES

Atualmente, o monitoramento piezométrico na região da ombreira direita é realizado através de 12 piezômetros de tubo. A indicação da região estudada e a localização dos instrumentos instalados com as classes dos maciços mapeados na fundação na época da execução da obra estão apresentadas na figura 36.

Figura 36 – Localização da ombreira direita: (a) indicação da região estudada; (b) localização dos piezômetros instalados com as classes dos maciços de fundação mapeados durante a fase construtiva



Fonte: Elaborado pelo Autor

Ao todo, são 6 piezômetros instalados no tapete drenante, 4 na fundação e 2 no maciço de terra a jusante. As principais características desses instrumentos estão apresentadas na tabela 6. Destaca-se que alguns dos instrumentos instalados no tapete drenante a jusante da barragem em CCR permanecem secos.

Tabela 6 – Características dos piezômetros instalados na região da ombreira direita

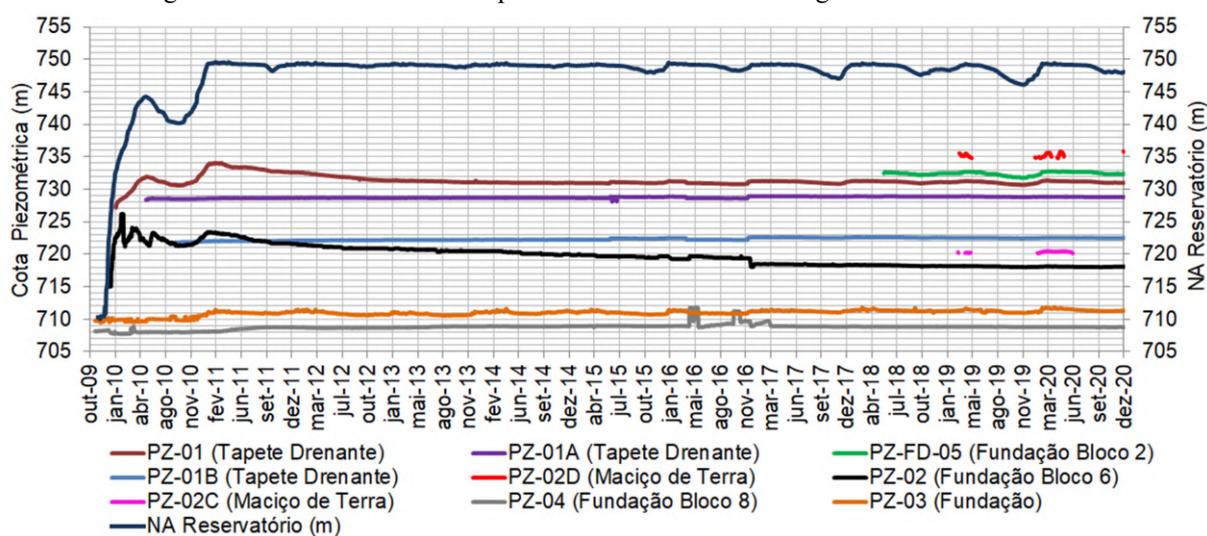
Instrumento	Estaca	Localização	Feição Instrumentada	Cota de Instalação (m) <sup>(1)</sup>	Obs.
PZ-01	4+14	Ombreira Direita	Tapete Drenante	728,23	
PZ-01A	4+14	Ombreira Direita	Tapete Drenante	728,62	
PZ-FD-05	4+19	Bloco 02	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	723,57	
PZ-01B	5+12	Bloco 03	Tapete Drenante	722,23	
PZ-02D	6+4	Bloco 04	Maciço Argiloso	734,68	
PZ-02B	6+10	Bloco 04	Tapete Drenante	721,28	Seco
PZ-02	8+4	Bloco 06	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	713,59	
PZ-02A	8+4	Bloco 06	Tapete Drenante	716,03	Seco
PZ-02C	8+6	Bloco 06	Maciço Argiloso	720,64	
PZ-03	9+6	Bloco 08	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	707,30	
PZ-03A	9+6	Bloco 08	Tapete drenante	711,00	Seco
PZ-04	9+14	Bloco 08	Fundação (Gnaisse/Quartzito)	704,07	

Nota: (1) Cota associada ao ponto médio da ponteira filtrante do piezômetro.

Fonte: SANEAGO, 2021

Para a interpretação da tendência do comportamento dos piezômetros ao longo do tempo, optou-se pela análise dos dados das séries históricas em termos de cota piezométrica relacionando com as oscilações do nível do reservatório, conforme apresentado na figura 37.

Figura 37 – Séries históricas dos piezômetros localizados na região da ombreira direita



Fonte: Elaborado pelo Autor

Tendo em vista que a frequência de leituras dos piezômetros é superior a um dia, não é possível verificar com precisão o tempo de resposta dos instrumentos. Todavia, considerando as características de permeabilidade das feições instrumentadas e da geometria dos piezômetros, é possível inferir que a defasagem no tempo de resposta desses instrumentos é, no máximo, de algumas horas. No geral, observa-se que as oscilações nos valores de níveis piezométricos registrados pelos piezômetros PZ-01, PZ-FD-05 e PZ-03 respondem, de alguma forma, às oscilações do nível do reservatório ao longo do tempo. Por outro lado, os piezômetros PZ-01A, PZ-01B, PZ-02 e PZ-04 não se mostram sensíveis às oscilações do nível do reservatório, enquanto que os piezômetros PZ-02C e PZ-02D, instalados em março de 2019 no maciço de terra a jusante, permanecem grande parte do tempo secos.

Basicamente, a variação dos níveis piezométricos monitorados indica uma tendência de estabilização com o tempo após o início da operação normal do reservatório. Nota-se que no caso do PZ-01 a estabilização das leituras ocorre a partir de janeiro de 2013, enquanto que no PZ-02 a estabilização das leituras ocorre a partir de dezembro de 2016, coincidindo com o período em que foram realizados os ensaios de permeabilidade nos piezômetros. Já no PZ-04 notam-se picos de pressões entre abril de 2016 até fevereiro de 2017 que estão associados à mudança temporária do equipamento de leitura do instrumento.

De modo geral, em condições normais, a variação das poropressões em determinada região de um maciço de fundação ou do corpo de uma barragem reflete mudanças no regime do fluxo hidráulico de água ocasionadas, entre outros fatores, pela oscilação do nível de água do reservatório a montante, perda de carga hidráulica através de um segmento, e também por fatores ambientais. No entanto, nem sempre é possível identificar uma clara correlação entre as diferentes variáveis monitoradas, seja pelas características do instrumento, condições de instalação, permeabilidade da camada instrumentada ou mesmo pela anisotropia dos diferentes geomateriais que compõem a estrutura de uma barragem e sua fundação. Assim, para a análise dos dados, foram realizadas regressões lineares, assumindo a hipótese de que as poropressões monitoradas (variável dependente) são sensíveis às oscilações do nível do reservatório (variável independente).

Segundo Thá (2007), o coeficiente de correlação linear amostral ( $r$ ), expresso pela equação 25, consiste em uma aproximação do coeficiente de correlação linear de Pearson ( $\rho$ ), que indica o grau de dependência entre dois conjuntos de dados em um intervalo que varia

entre -1 a +1. Neste método, valores de  $r$  negativos indicam que há uma redução nos valores da variável dependente conforme os valores da variável independente aumentam, enquanto que valores de  $r$  positivos indicam que ambas as variáveis aumentam simultaneamente.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad \text{Equação 25}$$

Neste sentido, consideram-se que valores em módulo variando entre 0,90 a 1,0 indicam forte correlação, valores entre 0,70 a 0,89 indicam moderada correlação e valores abaixo de 0,70 indicam fraca correlação linear entre as variáveis. Já valor de  $r = 0$  indica ausência de correlação linear. No entanto, tendo em vista que  $r$  é uma estimativa de  $\rho$ , é necessário avaliar a hipótese nula ( $H_0$ ) de que  $\rho=0$ , aplicando um teste de significância estatística, conforme expresso pela equação 26:

$$t_0 = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad \text{Equação 26}$$

onde  $t_0$  segue uma distribuição  $t$  de *Student* com  $n-2$  graus de liberdade. O coeficiente  $r^2$  consiste no coeficiente de determinação, que indica o grau de proximidade dos dados em relação ao modelo de regressão linear e varia entre 0 a 100%. Dessa forma, considerando um nível de confiança de 99%, rejeita-se a hipótese nula  $H_0$  quando  $t > t_{0,99}$ .

Assim, para a análise estatística, os dados foram segmentados em três intervalos de observações, nos quais foi identificada uma mudança no padrão de comportamento dos piezômetros, sendo: (i) durante o enchimento do reservatório; (ii) janeiro de 2011 a dezembro de 2016 (estabilização das leituras); e (iii) janeiro de 2017 a dezembro de 2020 (leituras estabilizadas). O resultado dessa análise é apresentado na tabela 7, enquanto que a discussão dos resultados obtidos e interpretação do comportamento dos piezômetros estão reproduzidas na sequência nos próximos itens.

Tabela 7 – Correlação estatística entre o nível de água do reservatório com os piezômetros da ombreira direita em diferentes intervalos de observações

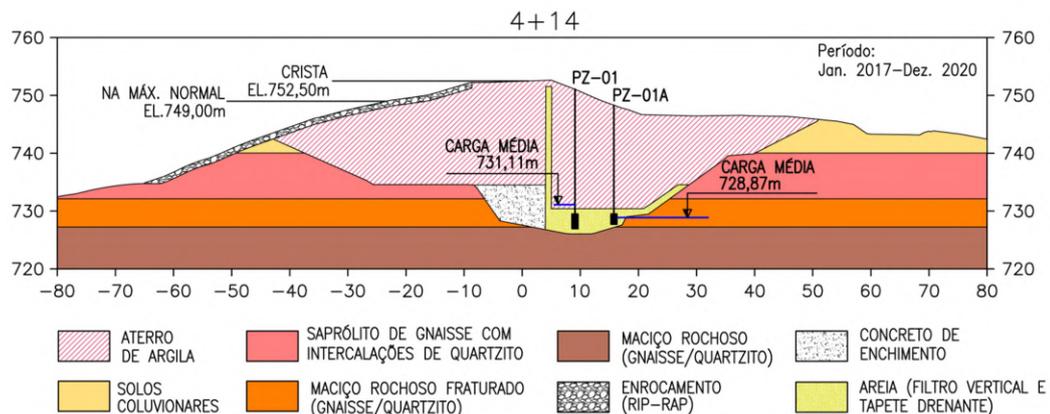
Instrumento	Durante Enchimento		Jan. 2011 - Dez. 2016		Jan. 2017 - Dez. 2020	
	<i>r</i>	<i>r</i> <sup>2</sup>	<i>r</i>	<i>r</i> <sup>2</sup>	<i>r</i>	<i>r</i> <sup>2</sup>
PZ-01	0,97	94,91%	0,48	23,43%	0,99	97,11%
PZ-01A	0,26	6,56%	-0,30	8,81%	0,49	23,54%
PZ-FD-05	-	-	-	-	0,97	93,50%
PZ-01B	0,68	45,68%	-0,44	19,48%	0,64	40,87%
PZ-02D	-	-	-	-	Ausência de Correlação Linear	
PZ-02	0,68	46,63%	0,53	27,69%	0,40	16,14%
PZ-02C	-	-	-	-	0,51	26,40%
PZ-03	0,34	11,63%	0,52	27,14%	0,78	60,96%
PZ-04	-0,24	5,99%	-0,41	16,68%	0,23	5,28%

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 5.2.1 Seção 4+14 - Maciço de Terra

A figura 38 mostra a seção transversal da estaca 4+14, referente ao maciço de terra próximo à interface de contato com o maciço em CCR do Bloco 02, onde estão instalados os piezômetros PZ-01 e PZ-01A. Nessa região, ocorrem diversas mudanças de classes geomecânicas do maciço de fundação, havendo a presença de saprólitos de gnaise alterado intercalados com quartzito e também maciço rochoso de gnaise com veios de quartzito pouco a medianamente alterado e muito fraturado.

Figura 38 – Piezômetros localizados na seção 4+14 – maciço de terra



Fonte: Elaborado pelo Autor

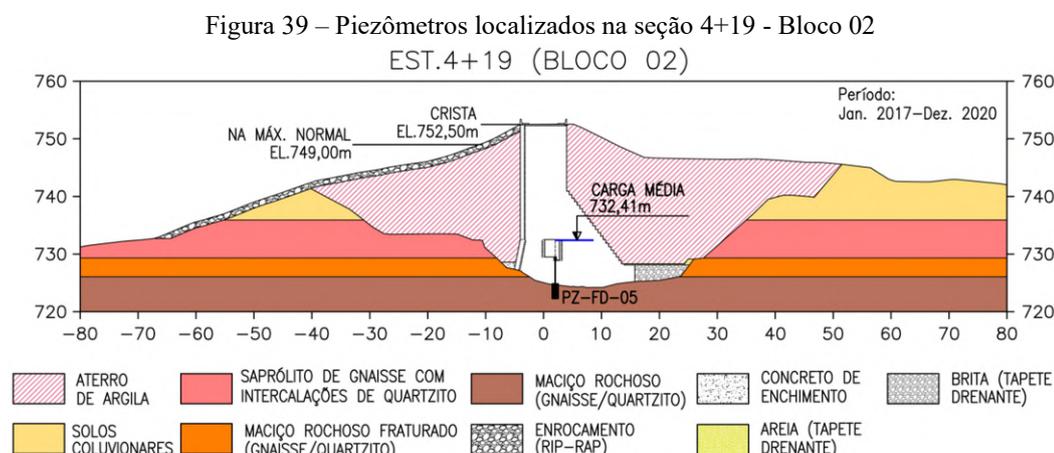
Os valores de propressões registradas pelo PZ-01, instalado no tapete drenante, mostram-se sensíveis às oscilações do nível do reservatório. Essa característica pode ser constatada no resultado da análise estatística, apresentado na tabela 7, que indica forte correlação entre essas

variáveis durante o enchimento do reservatório ( $r = 0,97$ ) e no intervalo compreendido entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 ( $r = 0,99$ ). No intervalo analisado entre janeiro de 2011 a dezembro de 2016, no qual é observado na figura 37 um claro decréscimo de pressões possivelmente associado ao processo de formação das redes de fluxo antes de estabilizarem, a correlação estatística é fraca ( $r = 0,48$ ). As cotas piezométricas máxima e mínima registradas no PZ-01 no período de operação normal são, respectivamente, 734,06 m ( $u = 57,14$  kPa) e 730,68 m ( $u = 23,99$  kPa), enquanto que a média registrada entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 é 731,11 ( $u = 28,20$  kPa).

No caso do PZ-01A instalado mais a jusante no tapete drenante, os valores de poropressões apresentam-se em equilíbrio e com pouca oscilação desde o início do enchimento do reservatório, com valores abaixo do PZ-01 indicando redução das poropressões ao longo da seção. Esse comportamento é evidenciado na análise estatística, cujo resultado indicou fraca correlação entre as variáveis em todos os períodos analisados. A cota piezométrica máxima registrada no PZ-01A durante o período de operação normal é 728,94 m ( $u = 3,14$  kPa), enquanto que a média registrada entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 é 728,87 m ( $u = 2,42$  kPa). Já a cota piezométrica mínima registrada é 728,13 m, abaixo da cota de instalação do instrumento (728,62 m), que corresponde ao ponto médio da ponteira filtrante, indicando que as poropressões são muito baixas neste local.

## 5.2.2 Seção 4+19 - Bloco 02

A figura 39 mostra a seção transversal da estaca 4+19, referente ao Bloco 02 do maciço em CCR na região do abraço com o maciço de terra, onde está instalado o piezômetro PZ-FD-05.

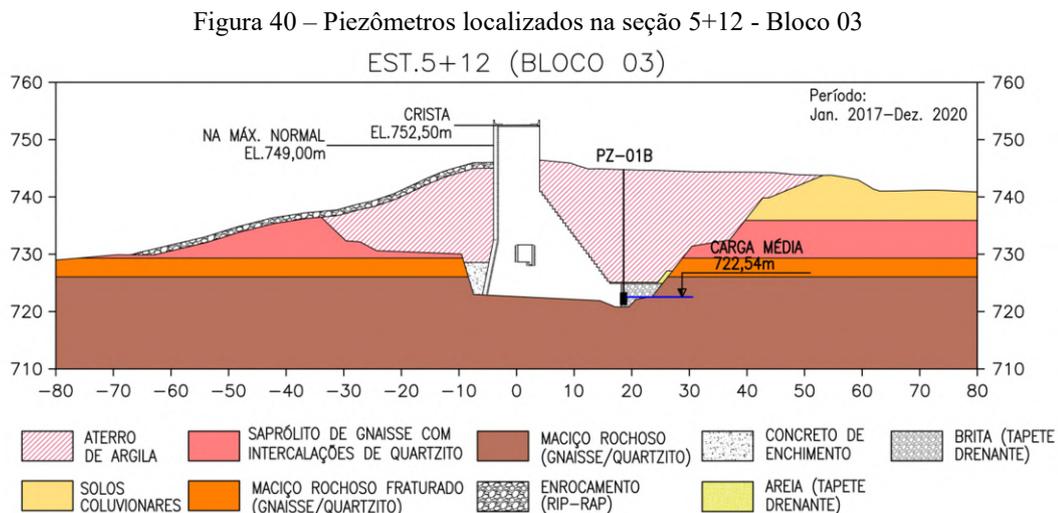


Fonte: Elaborado pelo Autor

O PZ-FD-05 foi instalado em um furo de drenagem existente na fundação do Bloco 02 em maio de 2018 para o monitoramento das subpressões na interface concreto-rocha. Os valores de subpressões registrados, desde então, mostram-se sensíveis às oscilações do nível do reservatório, com forte correlação estatística entre as variáveis analisadas ( $r = 0,97$ ) e padrão de comportamento similar ao PZ-01. Nessa região, a barragem está apoiada sobre maciço com intercalações de material em profundidade com grau de alteração variando desde moderadamente alterado até extremamente alterado e presença de veios de quartzito medianamente alterado e muito fraturado. As cotas piezométricas máxima e mínima registradas na série histórica analisada são, respectivamente, 732,76 m ( $u = 90,10$  kPa) e 731,86 m ( $u = 80,29$  kPa), enquanto que a média registrada é 732,41 ( $u = 86,76$  kPa).

### 5.2.3 Seção 5+12 – Bloco 03

A figura 40 mostra a seção transversal da estaca 5+12, referente ao Bloco 03 do maciço em CCR na região do abraço com o maciço de terra, onde está instalado o piezômetro PZ-01B.



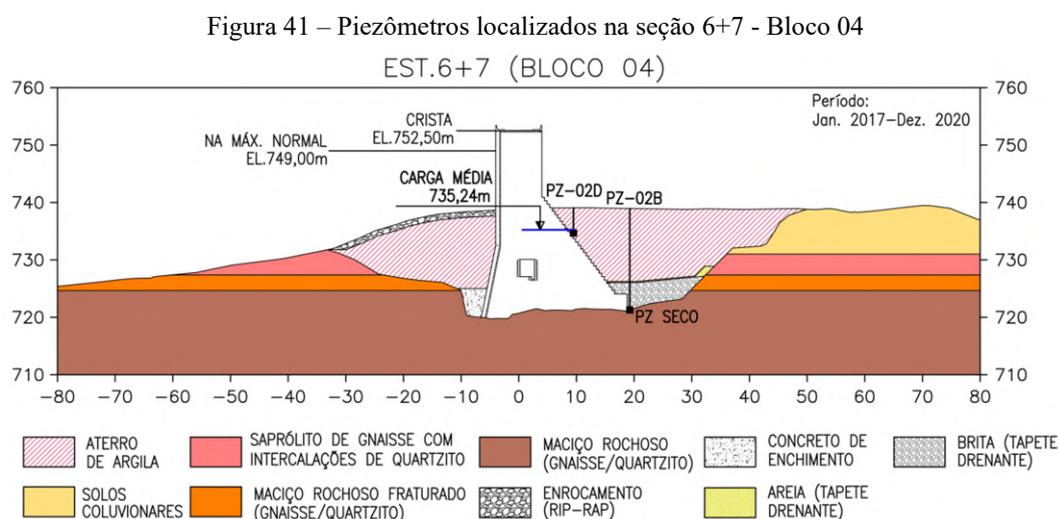
Fonte: Elaborado pelo Autor

O PZ-01B, instalado no tapete drenante, possui padrão de comportamento similar ao apresentado pelo PZ-01A, só que com valores de cotas piezométricas em patamares mais baixos. Isso ocorre, pois há um desnível da fundação onde a barragem está assente nesta região (ver figura 46 apresentada mais adiante). No entanto, os valores de porpressões sugerem que ocorre redução das pressões interceptadas pelo tapete drenante a jusante desde a região da estaca 4+14. Assim como o PZ-01A, o PZ-01B apresenta fraca correlação estatística com o nível do reservatório em todos os períodos analisados. A cota piezométrica máxima

registrada no PZ-01B durante o período de operação normal é 722,61 m ( $u = 3,73$  kPa), enquanto que a média registrada entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 é 722,54 m ( $u = 3,04$  kPa). Já a cota piezométrica mínima registrada é 721,99 m, abaixo da cota de instalação do instrumento (722,23 m), que corresponde ao ponto médio da ponteira filtrante e, assim como no PZ-01A, indica que as poropressões são muito baixas no local.

## 5.2.4 Seção 6+17 – Bloco 04

A figura 41 mostra a seção transversal da estaca 6+7, referente ao Bloco 04 do maciço em CCR na região do abraço com o maciço de terra, onde estão instalados os piezômetros PZ-02B e PZ-02D.



Fonte: Elaborado pelo Autor

O PZ-02B, instalado no tapete drenante, apresenta-se seco desde que foi instalado, indicando que a cota de estabilização das poropressões nessa região está abaixo da cota de instalação do instrumento (721,28 m). Já o PZ-02D, instalado em março de 2019 para o monitoramento da possibilidade de infiltrações pela interface entre o maciço de terra com o maciço em CCR, apresenta períodos em que está seco e outros com água, sendo a cota piezométrica máxima registrada igual a 736,81 m ( $u = 17,95$  kPa). No entanto, o resultado do teste de significância estatística indica que há ausência de correlação linear entre as poropressões monitoradas com o nível do reservatório. Neste sentido, levantou-se a hipótese de que houvesse influência das precipitações pluviométricas nessa região. Dessa forma, realizaram-se regressões lineares com valores de precipitação acumulada variando de 1 a 30 dias, de modo a identificar o intervalo em que o coeficiente  $r$  atinge o valor mais alto. O resultado obtido é apresentado na tabela 8,

no qual o tempo ótimo de precipitação pluviométrica acumulada ocorre com 10 dias, indicado por um  $r = 0,62$ .

Tabela 8 – Correlação linear entre precipitação acumulada com as poropressões monitoradas no PZ-02D

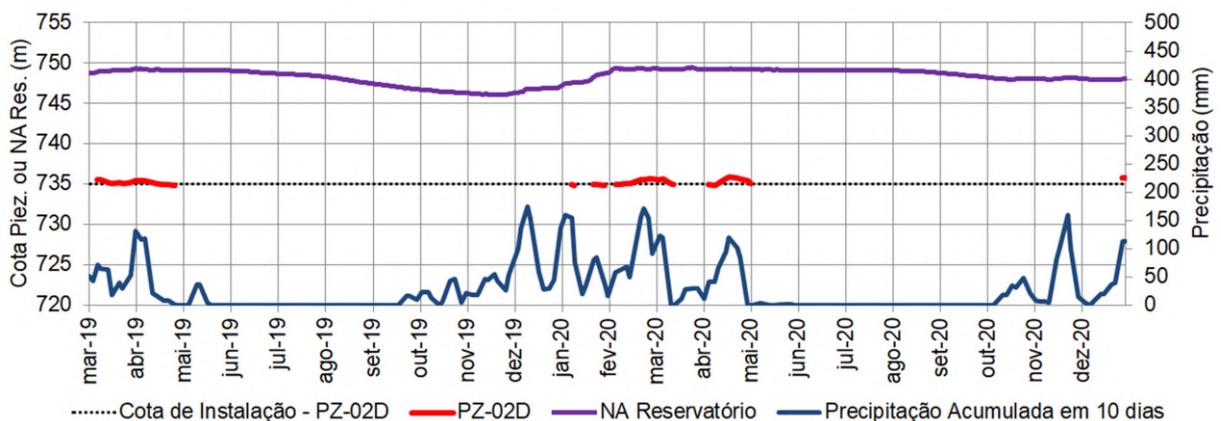
Tempo de Precipitação Acumulada	$r$	$r^2$
9 dias	0,58	33,76%
10 dias	0,62	38,08%
11 dias	0,57	32,31%

Fonte: Elaborado pelo Autor

Embora estatisticamente o valor de  $r$  indique fraca correlação entre precipitação pluviométrica acumulada em 10 dias com as poropressões medidas pelo PZ-02D segundo os critérios adotados neste trabalho, este resultado pode ser interpretado como um forte indício de que as chuvas possuem influência na presença de umidade intermitente nesta região, uma vez que na análise não foram considerados outros fatores, tais como taxa de evaporação, retenção e adsorção de água pelo solo e a sensibilidade do instrumento.

A figura 42 mostra um gráfico comparativo entre cotas piezométricas do PZ-02D, nível de água do reservatório e precipitação pluviométrica acumulada em 10 dias. Observa-se que os picos de precipitação acumulada ocorrem próximos ao período em que o PZ-02D acusa carga, enquanto que os períodos em que não há registro de chuva ou que há uma diminuição dos valores de precipitação, o PZ-02D permanece seco. Comparando com as oscilações do nível do reservatório, observa-se que mesmo o nível do reservatório se mantendo estável próximo da cota do nível máximo normal (749,00 m), o PZ-02D não acusa carga.

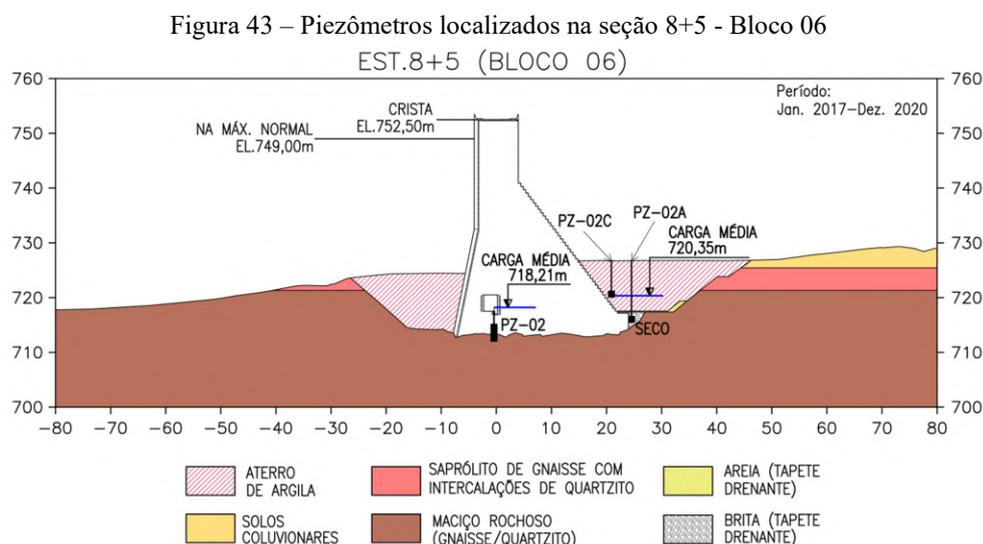
Figura 42 – Gráfico comparativo entre cota piezométrica do PZ-02D, nível de água do reservatório e precipitação pluviométrica acumulada em 10 dias



Fonte: Elaborado pelo Autor

### 5.2.5 Seção 8+5 – Bloco 06

A figura 43 mostra a seção transversal da estaca 8+5, referente ao Bloco 06 do maciço em CCR, onde estão instalados os piezômetros PZ-02, PZ-02A e PZ-02C.



Fonte: Elaborado pelo Autor

O PZ-02 está instalado na fundação do Bloco 06 em uma região de rocha pouco alterada com grau de fraturamento médio e presença de lentes de rocha pouco a muito alterada com grau de fraturamento classificado como médio até extremamente fraturado. Os ensaios de permeabilidade realizados em dezembro de 2016 indicam  $k_{in situ} = 2,25 \times 10^{-4}$  cm/s. Os valores de subpressões registradas mostram-se pouco sensíveis às oscilações do nível do reservatório, com exceção do período de enchimento do reservatório. Essa característica pode ser constatada no resultado da análise estatística, apresentado na tabela 7, que indica fraca correlação entre as variáveis em todos os intervalos analisados. Neste instrumento, os ensaios de permeabilidade realizados em dezembro de 2016 refletiram em uma redução de cerca de 1,30 m de coluna de água nas leituras, possivelmente devido a algum processo de desobstrução na região da ponteira filtrante. Após esse período, as leituras apresentam-se estáveis. As cotas piezométricas máxima e mínima registradas são, respectivamente, 726,18 m ( $u = 123,51$  kPa) e 715,04 m ( $u = 14,22$  kPa), enquanto que a média registrada entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 é 718,21 m ( $u = 45,34$  kPa).

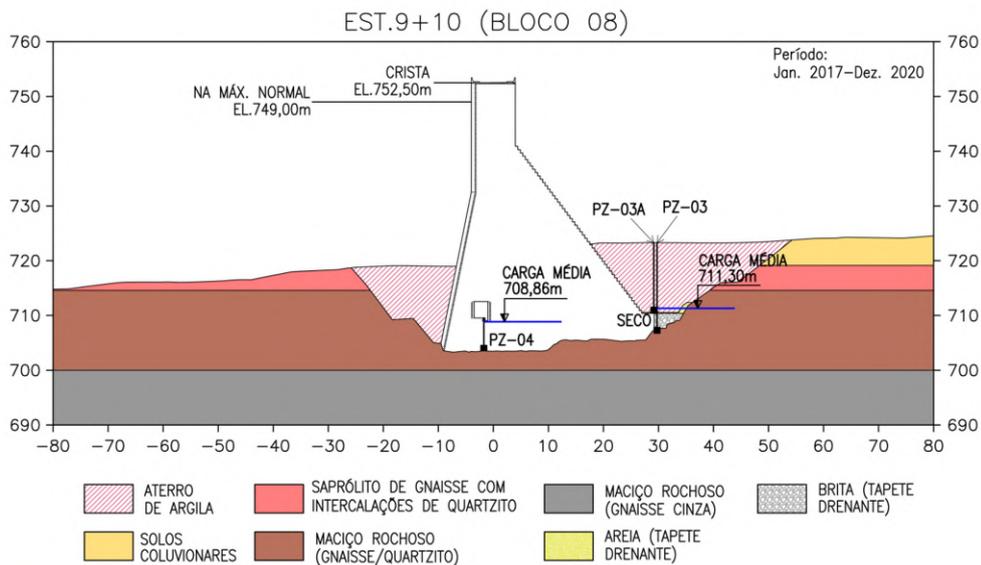
O PZ-02A, instalado no tapete drenante, apresenta-se seco desde que foi instalado, assim como o PZ-02B, indicando que a cota de estabilização das poropressões nessa região está abaixo da cota de instalação do instrumento (716,03 m). Já o PZ-02C, instalado em março de

2019 para o monitoramento da possibilidade de infiltrações pela interface entre o maciço de terra com o maciço em CCR, apresenta comportamento similar ao PZ-02D, no qual ocorrem períodos em que está seco e outros com água. Nas análises de regressão linear considerando o nível do reservatório como variável independente, o resultado indicou fraca correlação estatística ( $r = 0,51$ ). Já nas análises de regressão linear considerando precipitação pluviométrica acumulada variando de 1 a 30 dias, os testes de significância indicaram ausência de correlação linear. No entanto, a cota piezométrica máxima registrada é 720,48 m, abaixo da cota de instalação do instrumento (720,64 m). Possivelmente as leituras acusam a existência de água que fica retida no interior do tubo nos períodos de maior pluviosidade, não permitindo obter, portanto, resultados coerentes através desse tipo de método analítico empregado neste caso específico.

### 5.2.6 Seção 9+10 – Bloco 08

A figura 44 mostra a seção transversal da estaca 9+10, referente ao Bloco 08 do maciço em CCR, onde estão instalados os piezômetros PZ-04, PZ-03A e PZ-03.

Figura 44 – Piezômetros localizados na seção 9+10 - Bloco 08



Fonte: Elaborado pelo Autor

O PZ-04 está instalado na fundação do Bloco 08 em uma região de rocha sã coerente com grau de fraturamento classificado como ocasionalmente fraturado a pouco fraturado. Os valores de subpressões registradas mostram-se com sensibilidade muito baixa às oscilações do nível do reservatório. Essa característica pode ser constatada no resultado da análise

estatística, apresentado na tabela 7, que indica fraca correlação estatística entre as variáveis. De certa forma, esse comportamento pode ser decorrente da condutividade hidráulica muito baixa da fundação ( $k_{in situ} = 5,63 \times 10^{-7}$  cm/s) associada à eficiência do sistema de vedação e controle de percolação implantado na região. Na figura 37, notam-se picos de pressões no período entre abril de 2016 até fevereiro de 2017 que estão associados à mudança temporária do equipamento de leitura do instrumento, não sendo representativos do comportamento da fundação. As cotas piezométricas máxima e mínima registradas no período de operação normal desconsiderando as leituras afetadas são, respectivamente, 709,02 m ( $u = 48,56$  kPa) e 707,73 m ( $u = 35,90$  kPa), enquanto que a média registrada entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 é 708,86 ( $u = 46,97$  kPa).

No caso do PZ-03, instalado na fundação a jusante do Bloco 08, este apresenta-se levemente sensível às oscilações do nível do reservatório. Nas análises de regressão linear, o resultado indica correlação estatística moderada ( $r = 0,78$ ) entre as variáveis no intervalo entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020, enquanto que nos demais intervalos a correlação é fraca. As cotas piezométricas máxima e mínima registradas no período de operação normal são, respectivamente, 711,88 m ( $u = 44,90$  kPa) e 710,54 m ( $u = 31,75$  kPa), enquanto que a média registrada entre janeiro de 2017 a dezembro de 2020 é 711,30 ( $u = 39,28$  kPa), sendo compatível com a posição do nível freático observada na região durante a execução da obra. Já o PZ-03A, instalado no tapete drenante, apresenta-se seco desde que foi instalado, indicando eficiência do dispositivo na dissipação das poropressões provenientes da fundação.

### 5.3 VAZÕES DE DRENAGEM

As vazões dos drenos instalados na fundação dos blocos em CCR para o controle das subpressões são medidas individualmente através de métodos expeditos. No total, a barragem conta com 143 drenos instalados na fundação dos 22 blocos, com profundidades variando até 22 m. Nos blocos das extremidades, alguns desses drenos foram executados inclinados, com o propósito de interceptar o fluxo de água proveniente da fundação dos maciços de terra das ombreiras.

A tabela 9 apresenta o resumo das vazões totais e específicas médias registradas ao longo do período de operação normal divididas por blocos, enquanto que a figura 45 mostra um gráfico de barras comparando as vazões totais médias entre os blocos com os respectivos desvios padrão, os quais indicam o grau de dispersão dos dados na mesma unidade de medida.

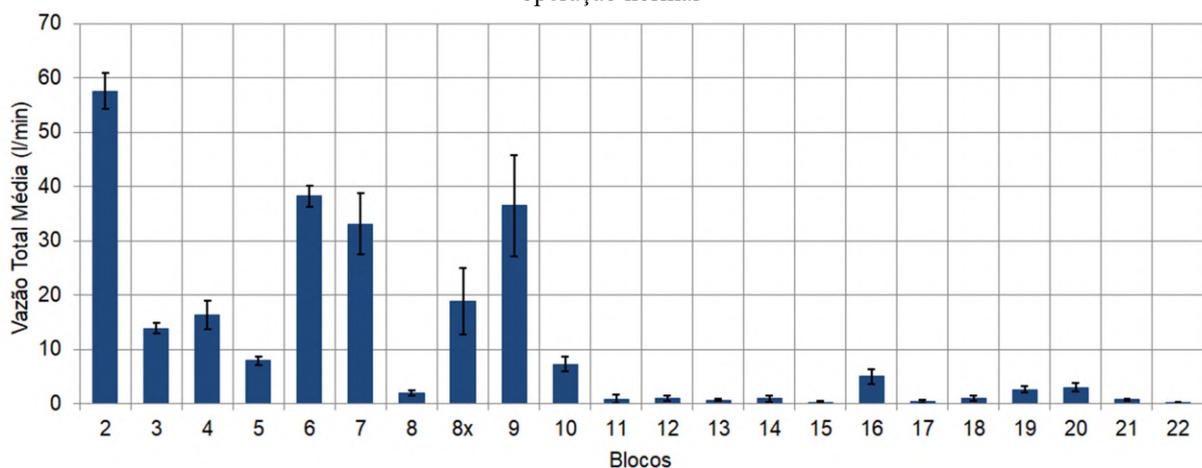
Tabela 9 – Resumo das vazões registradas ao longo do período de operação normal

Bloco	Vazão Total Média (l/min)	Desvio Padrão (l/min)	Comprimento do Bloco (m)	Vazão Específica Média (l/min/m)
2 <sup>(1)</sup>	57,56	3,31	13,51	4,26
3	13,86	0,92	16,00	0,87
4	16,37	2,62	16,00	1,02
5	7,90	0,82	16,00	0,49
6	38,16	2,01	16,00	2,39
7	33,11	5,59	9,65	3,43
8	1,92	0,52	16,35	0,12
8x	18,86	6,13	13,00	1,45
9	36,43	9,36	15,00	2,43
10	7,26	1,41	10,00	0,73
11	0,85	0,81	16,00	0,05
12	1,00	0,45	17,00	0,06
13	0,63	0,21	15,00	0,04
14	0,89	0,58	18,00	0,05
15	0,30	0,20	15,00	0,02
16	5,00	1,31	18,50	0,27
17	0,42	0,25	16,50	0,03
18	0,96	0,52	13,00	0,07
19	2,63	0,58	21,00	0,13
20	3,02	0,77	20,00	0,15
21	0,70	0,28	21,00	0,03
22	0,25	0,07	14,70	0,02

Nota: (1) Foram consideradas as vazões medidas após 28/11/2017 devido ao fechamento de um orifício próximo aos drenos que estava influenciando nas medições.

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 45 – Gráfico de vazão total média e desvios padrão por blocos registrados ao longo do período de operação normal

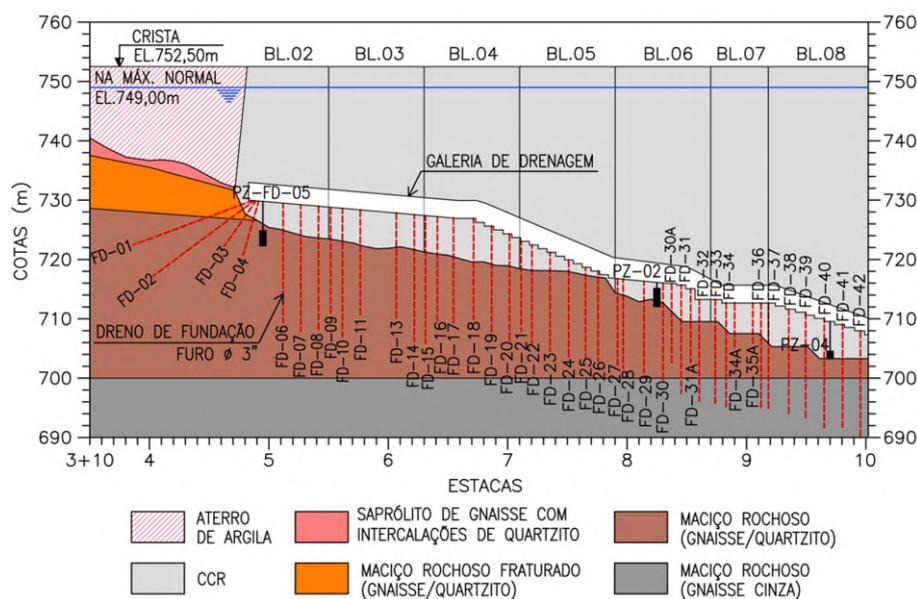


Fonte: Elaborado pelo Autor

Observa-se na figura 45 que a região da ombreira direita concentra a maior parte das vazões, enquanto que nas demais regiões as vazões são notadamente menores, com exceção dos

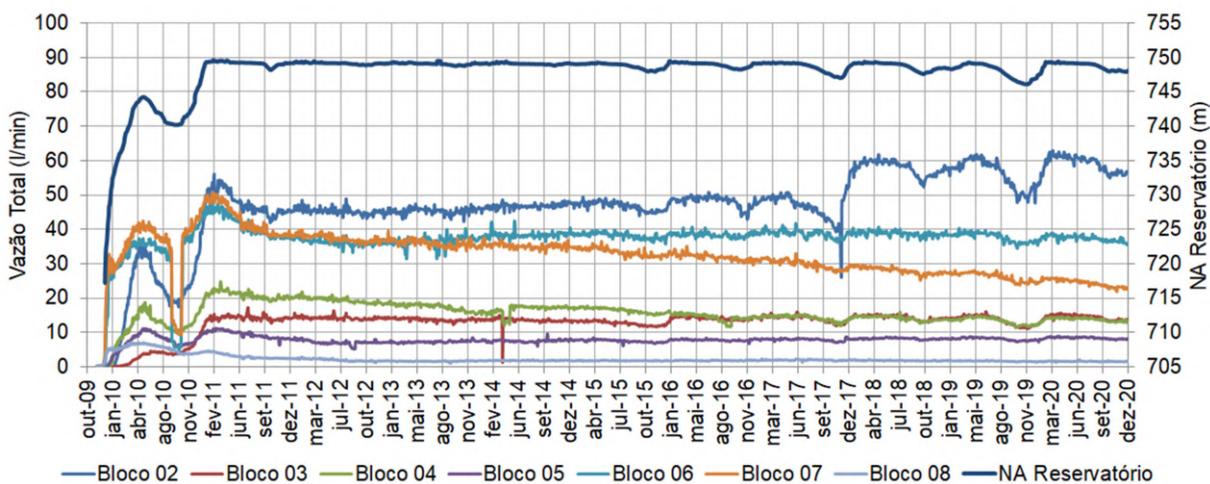
blocos 08x e 09 localizados na região central. No geral, as vazões variam desde gotejamentos nos drenos da região central e da ombreira esquerda, até vazões elevadas de cerca de 30 l/min provenientes do dreno FD-02 do Bloco 02, fazendo com que esse bloco apresente as vazões mais elevadas da barragem. A figura 46 mostra o perfil geológico com a indicação dos drenos de fundação na ombreira direita, enquanto que a figura 47 apresenta as séries históricas das vazões totais monitoradas.

Figura 46 – Perfil geológico com a indicação dos drenos de fundação na região da ombreira direita



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 47 – Séries históricas das vazões totais registradas nos drenos por blocos da região da ombreira direita



Fonte: Elaborado pelo Autor

No total, a região da ombreira direita conta com 43 drenos operacionais executados diretamente na fundação a partir de furos de sondagem com aproximadamente 3” de diâmetro. Observa-se na figura 47 que, em geral, as vazões monitoradas nos drenos respondem à variação de carga hidráulica produzida pelas oscilações do nível de água do reservatório, sendo um comportamento esperado para esse tipo de dispositivos em condições de fluxo confinado.

No caso do Bloco 02, localizado na região de transição com o maciço de terra da ombreira direita, há um aumento súbito das vazões observadas a partir de dezembro de 2017. No entanto, essa ocorrência não reflete uma mudança repentina no regime hidráulico da fundação, mas sim a reparação de um orifício localizado próximo ao dreno FD-01 com espuma expansiva, o que permitiu que as vazões pudessem ser medidas corretamente. A magnitude das vazões nesta região provavelmente seja decorrente das características hidrogeotécnicas do maciço rochoso de fundação, que apresenta intercalações de camadas variando em profundidade com diferentes graus de alteração e a presença de veios de quartzito muito fraturados que podem estar conectados à região do reservatório a montante, conforme mostra o mapa geológico apresentado na figura 18 (item 4.2).

Ainda na região do Bloco 02, existe uma preocupação em relação à possibilidade de erosão interna de materiais da fundação junto ao fluxo da drenagem. No entanto, o monitoramento dos sólidos realizado na barragem aponta valores muito baixos de sólidos suspensos, na ordem de 5 mg/l, indicando que não há indícios de que esse tipo de mecanismo esteja ocorrendo. Em síntese, os valores de vazão monitorados na fundação do Bloco 02 apresentam uma amplitude de variações cíclicas dentro de uma faixa ampla em resposta às oscilações do nível do reservatório. O mesmo padrão de comportamento ocorre com as vazões monitoradas no Bloco 06, mas com amplitude de variações visivelmente mais estreita.

Nos blocos 03, 05 e 08, cujas vazões são as mais baixas registradas na região da ombreira direita, as vazões apresentam tendência de estabilização com o tempo, com oscilações variando dentro de uma faixa estreita. Especificamente no Bloco 08, a magnitude das vazões é consideravelmente mais baixa provavelmente motivada pelas características hidrogeotécnicas do maciço rochoso de fundação, que é composto por rocha sã coerente com grau de fraturamento classificado como ocasionalmente fraturado a pouco fraturado. Já nos casos dos

blocos 04 e 07 ocorre uma tendência de diminuição das vazões, possivelmente associada com o processo natural de colmatação dos vazios da fundação e siltagem do reservatório.

## 6 ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE FLUXO

Para a investigação das condições de fluxo na região da ombreira direita, adotou-se o *software* PLAXIS LE da Bentley Systems, fundamentado no Método dos Elementos Finitos (MEF) para a resolução de equações diferenciais parciais hidrodinâmicas. Assim, para a solução de problemas envolvendo solos saturados e não saturados em condição de fluxo permanente e transiente, o PLAXIS LE utiliza uma equação diferencial parcial que representa a conservação de massa de um fluido obtida através da combinação de equações de leis de fluxo (leis de Darcy e de Fick) e equações constitutivas de variação de volume de água com a equação da continuidade de uma massa de água (BENTLEY SYSTEMS, 2020). Dessa forma, em análises de fluxo transiente no espaço bidimensional, a equação diferencial parcial utilizada é expressa conforme a equação 27:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_{wx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{vd} \frac{\partial u_w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_{wy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{vd} \frac{\partial u_w}{\partial y} \right] = -\gamma_w m_2^w \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Equação 27}$$

onde  $x$  e  $y$  denotam a direção no espaço bidimensional,  $k_w$  é a função de condutividade hidráulica,  $k_{vd}$  é a função de condutividade do vapor,  $h$  é a carga hidráulica,  $u_w$  é a poropressão de água,  $\gamma_w$  é o peso específico da água,  $t$  é o tempo e  $m_2^w$  é o coeficiente de retenção de água, sendo a derivada da curva característica conforme expresso pela equação 28:

$$m_2^w = \frac{d\theta_w}{d\Psi} \quad \text{Equação 28}$$

onde  $\theta_w$  é o teor de umidade volumétrico e  $\Psi$  é a sucção total. Para condições de fluxo permanente, a parcela da equação relacionada à retenção de água é nula. Logo, a equação pode ser reduzida conforme a equação 29:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_{wx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{vd} \frac{\partial u_w}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_{wy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{vd} \frac{\partial u_w}{\partial y} \right] = 0 \quad \text{Equação 29}$$

Já no caso de fluxo permanente considerando material saturado, a parcela da equação relacionada ao fluxo de vapor pode ser desprezada. Dessa forma, a equação pode ser reduzida conforme a equação 30:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_{wx} \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_{wy} \frac{\partial h}{\partial y} \right] = 0 \quad \text{Equação 30}$$

O PLAXIS LE também permite simular a ação de poços e drenos instalados em determinada feição através de condições de contorno específicas baseadas em uma equação diferencial adaptada com uma expressão relacionada à taxa de vazão de água injetada ou retirada do dispositivo ( $Q'$ ). Neste caso, a equação de fluxo nestes dispositivos no espaço bidimensional é expressa conforme a equação 31:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ k_{wx} \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_{wy} \frac{\partial h}{\partial y} \right] + Q' = -\gamma_w m_2^w \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Equação 31}$$

Para a validação das análises, adotou-se uma fase inicial com simulações de fluxo permanente e uma final com simulações de fluxo transiente, considerando malha triangular com comprimento máximo entre pontos nodais de 1,0 m. Para tanto, foi escolhido para as simulações os dados de calibração dos modelos e para as condições de contorno referentes à série histórica que abrange o intervalo entre 01 de janeiro de 2017 a 31 de dezembro de 2020, totalizando 1459 dias nas simulações de fluxo transiente. A escolha dessa série histórica ocorreu em virtude de ser o período em que observa-se uma tendência de estabilidade ao longo do tempo em relação ao comportamento das grandezas monitoradas.

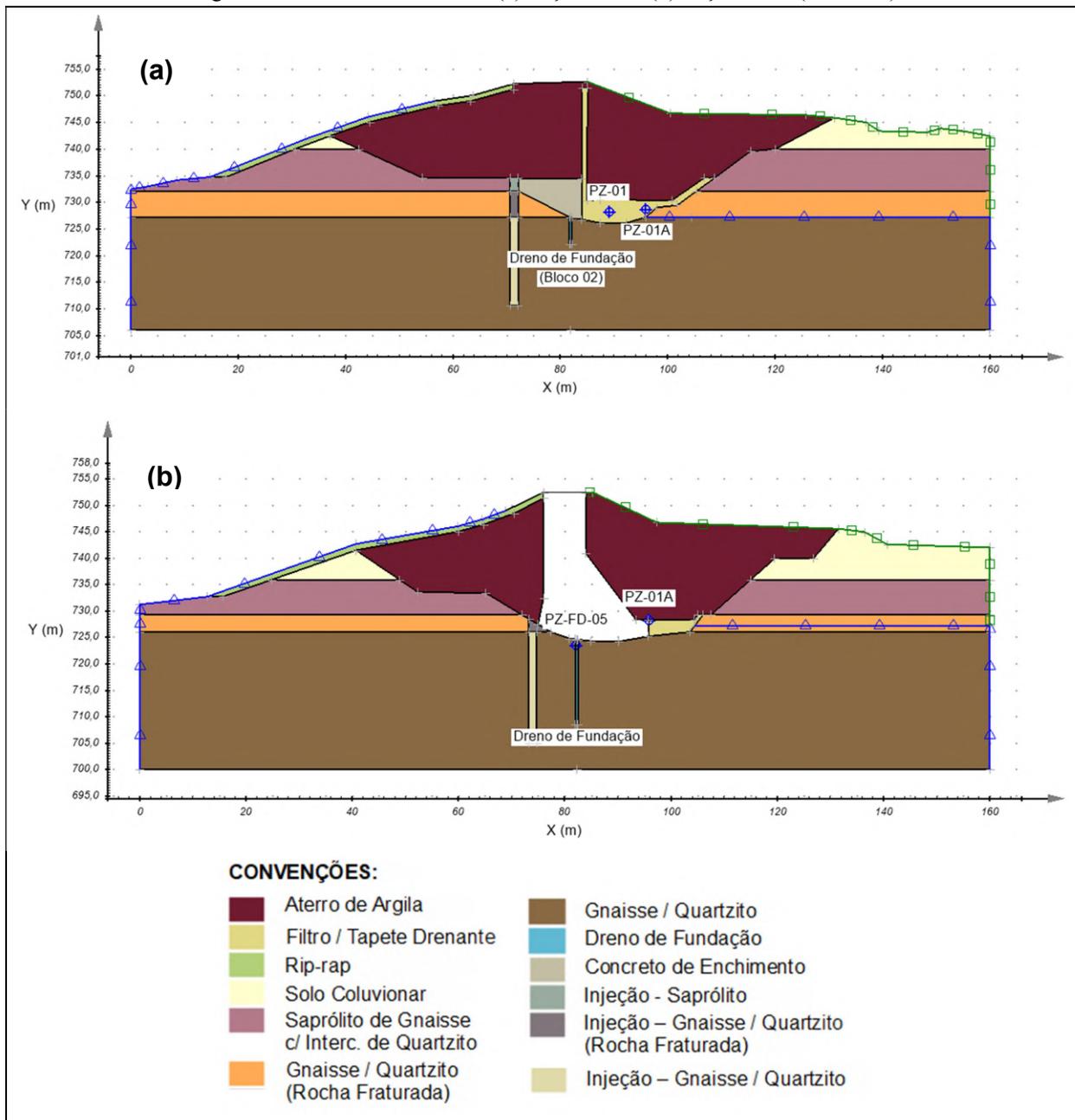
## 6.1 MODELOS DE ANÁLISE

Para a análise em questão, definiu-se para serem estudadas duas seções transversais instrumentadas localizadas próximas da região de interface entre o maciço de terra com o maciço em CCR onde são registradas as vazões mais elevadas da barragem, compreendendo as estacas 4+14 (seção do maciço de terra) e 4+19 (seção do maciço em CCR no Bloco 02). Neste contexto, a definição da geometria e da estratigrafia da fundação foi realizada com base em desenhos, levantamentos e mapeamentos apresentados nos documentos de “*as built*” fornecidos pela SANEAGO.

Em um modelo numérico, a simplificação da situação real sempre deve ser avaliada para se buscar resultados que permitam uma melhor interpretação dos fenômenos envolvidos. Neste sentido, foram definidas geometrias simplificadas para as camadas de cada material, com a finalidade de produzir transições suaves entre as diferentes regiões do modelo, de modo a evitar erros na geração da malha e produzir resultados mais consistentes. Assim, a figura 48a

apresenta o modelo de análise adotado para a Seção 4+14 referente ao maciço de terra, enquanto que a figura 48b apresenta o modelo de análise da Seção 4+19 referente ao Bloco 02.

Figura 48 – Modelos de análise: (a) Seção 4+14; (b) Seção 4+19 (Bloco 02)



Fonte: Elaborado pelo Autor

Para a modelagem do maciço rochoso de fundação, as diferentes camadas de materiais foram simplificadas como meios porosos isotrópicos saturados, tendo em vista a ausência de informações. Em relação à cortina de injeções, foram consideradas regiões de influência com

1,5 m de espessura e profundidades variando até a cota 710,72 m na Seção 4+14 e cota 705,00 m na Seção 4+19. A posição da cortina foi determinada com base em desenhos e planilhas consultadas nos documentos de “*as built*” com o resumo das injeções executadas. Em relação ao sistema de drenagem para controle das subpressões, foi considerada a influência dos drenos de fundação em ambas as seções através da inserção de uma região atuando como um meio poroso com condutividade hidráulica virtual alta.

Para a calibração dos modelos, foram inseridos pontos para o cálculo das poropressões simuladas nos locais de instalação dos piezômetros, de modo a possibilitar a comparação direta com os dados históricos utilizados como referência após o processamento das análises para a validação das análises. Também foram utilizados valores de vazões obtidos nas simulações para a calibração dos modelos. Neste caso, utilizou-se a ferramenta *Flux Section*, que calcula as vazões simuladas em determinada feição da fundação, permitindo também a comparação com os valores de referência.

## 6.2 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

A determinação dos parâmetros dos materiais foi realizada com base nos resultados de ensaios apresentados por Angelim (2011) e resultados de ensaios consultados nos documentos disponibilizados pela SANEAGO. Neste sentido, para a escolha dos parâmetros de permeabilidade do solo argiloso utilizado no aterro, foram utilizados como referência os ensaios de laboratório de carga variável realizados com amostras indeformadas retiradas do maciço de terra da ombreira esquerda durante a execução da obra. Já para a determinação dos parâmetros de permeabilidade das demais camadas, foram utilizados como referência os ensaios de permeabilidade *in situ* realizados em dezembro de 2016 nos piezômetros instalados em diferentes feições da barragem. No caso dos locais tratados com injeções de calda de cimento, foram admitidos valores dos coeficientes de permeabilidade até 10 vezes inferiores do que os coeficientes das camadas tratadas. Assim, a tabela 10 apresenta, de forma simplificada, o intervalo de variação dos valores dos coeficientes de permeabilidade considerados nas interações realizadas para a validação das análises.

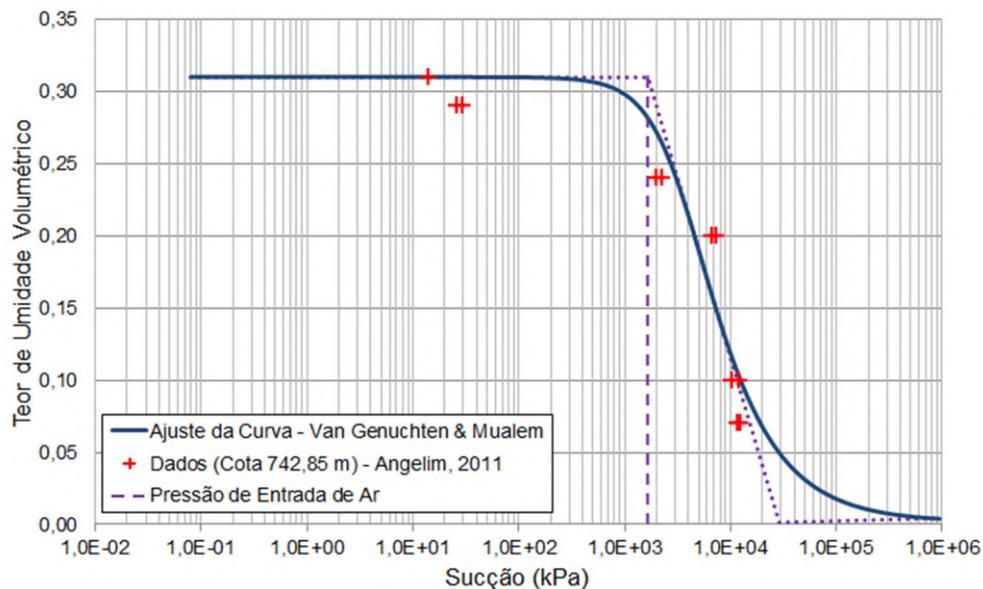
Tabela 10 – Intervalo de valores para coeficientes de permeabilidade considerados nas análises

Material	$k_v$ (cm/s)	$k_v/k_h$	Referência
Aterro de Argila (Maciço de Terra)	$4,90 \times 10^{-5} - 6,10 \times 10^{-8}$	0,02 – 7,9	Tabela 2
Filtro / Tapete Drenante	$> 10^{-3} - 5,63 \times 10^{-4}$	-	Tabela 4
Saprólito de Gnaiss c/ Interc. de Quartzito	$8,19 \times 10^{-4} - 6,44 \times 10^{-6}$	-	Tabela 4
Gnaiss / Quartzito	$1,02 \times 10^{-3} - 6,93 \times 10^{-8}$	-	Tabela 4 e Tabela 5
Enrocamento	$10^{-3}$	-	Cruz, 2004
Concreto	$10^{-9}$	-	Cruz, 2004

Fonte: Elaborado pelo Autor

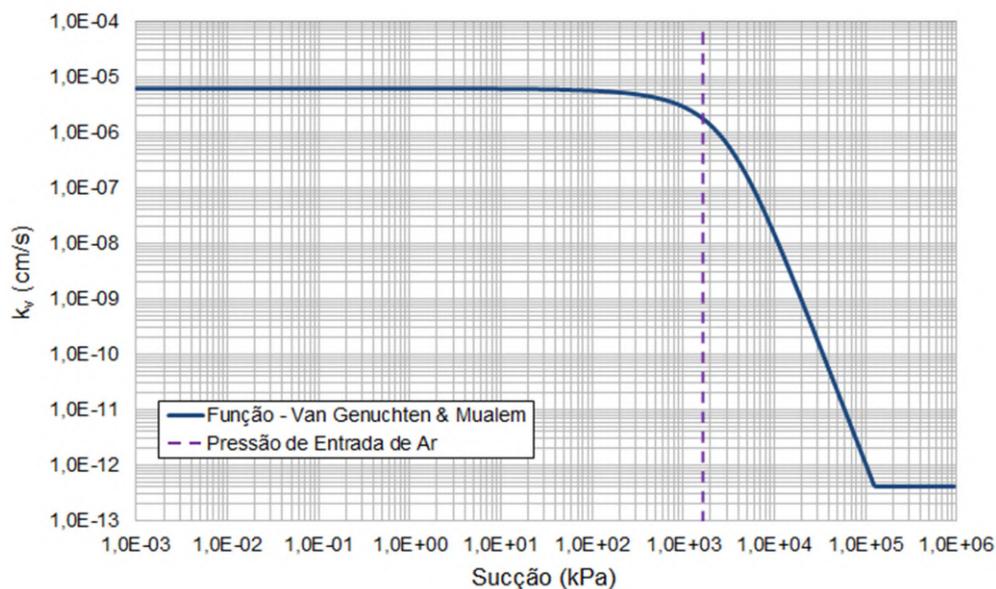
Para a estimativa da curva característica e da função de condutividade hidráulica de solos não saturados, foi adotado o modelo de ajuste de curva de Van Genuchten (1980) baseado no modelo de Mualem (1976). No caso do solo argiloso, foram utilizados os dados apresentados por Angelim (2011) referentes à amostra indeformada de solo retirada da ombreira esquerda na cota 742,85 m. Os resultados das curvas são mostrados nas figuras 49 e 50. Em relação aos demais materiais, desconsiderou-se a influência da sucção na permeabilidade.

Figura 49 – Curva característica do solo argiloso



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 50 – Função de condutividade hidráulica não saturada do solo argiloso



Fonte: Elaborado pelo Autor

### 6.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As principais condições de contorno adotadas nos modelos estão relacionadas com a variação de carga hidráulica total produzida pelo nível de água do reservatório a montante e a variação de carga hidráulica total relacionada ao nível de água a jusante da barragem após as poropressões terem sido dissipadas no tapete drenante.

Na fase de validação inicial (fluxo permanente), considerou-se como condição de contorno a montante uma carga hidráulica total constante de 749,00 m, sendo correspondente ao nível máximo normal da barragem. Já na região a jusante, a carga hidráulica foi estimada com base no melhor ajuste com as poropressões monitoradas no piezômetro PZ-01A.

Na fase de validação final (fluxo transiente), consideraram-se como condição de contorno a montante os dados da série histórica de variação do nível do reservatório ao longo de 1459 dias referente ao período analisado. No caso da condição de contorno a jusante, considerou-se a variação do nível de água ocorrendo com a mesma amplitude de variações das cargas registradas no PZ-01A.

Adicionalmente, foi introduzida no modelo da Seção 4+19 uma condição de contorno específica para reproduzir a vazão dos drenos instalados em condições de fluxo confinado na fundação do Bloco 02. Neste caso, a condição de contorno foi inserida na região definida

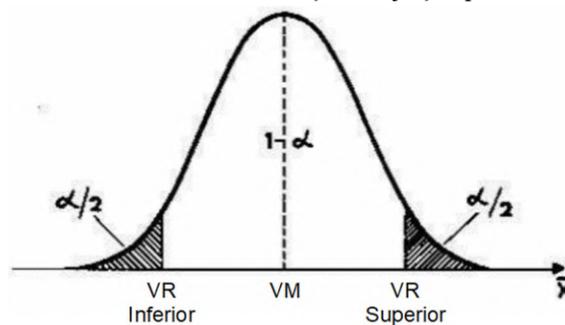
como “dreno de fundação”, com a atribuição de taxas de vazão ( $Q'$ ) visando à aproximação dos valores de subpressões e vazões utilizados como referência.

#### 6.4 PARÂMETROS PARA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

A calibração dos modelos foi realizada através de um processo iterativo de simulações variando os coeficientes de permeabilidade dos materiais, com a finalidade de obter uma aproximação dos valores simulados de poropressões e de vazões de drenagem com os valores de referência das séries históricas das grandezas medidas nos piezômetros e drenos de fundação do Bloco 02. Para tanto, foi adotada uma abordagem probabilística utilizando métodos estatísticos como critério de validação dessas análises.

No caso da validação inicial de fluxo permanente, considerou-se a dispersão dos dados das séries históricas de poropressões e de vazões de drenagem referentes aos períodos em que o nível do reservatório esteve na cota 749 m  $\pm$ 0,10 m, ou seja, próximo da carga hidráulica correspondente à condição de contorno a montante. Neste sentido, foi adotada uma adaptação do método descrito por Kuperman *et al.* (2005), admitindo que esses dados seguem uma distribuição normal, conforme mostrado na figura 51, na qual  $VM$  é o valor de referência médio, enquanto que  $VR$  consiste nos valores de referência limites associados a um determinado intervalo de confiança.

Figura 51 – Distribuição normal com intervalos de aceitação e rejeição para um determinado grau de confiança



Fonte: Modificado de Kuperman *et al.*, 2005

Assim, tendo em vista o número de graus de liberdade ( $n-1$ ) inferior a 120, considerou-se a distribuição de probabilidade estatística  $t$  de Student com intervalo de confiança de 95%. Dessa forma, os valores de referência limites inferior e superior para a validação inicial das análises foram obtidos através da equação 32:

$$VR = VM \pm t.DP \quad \text{Equação 32}$$

onde  $t$  é o valor tabelado relativo ao intervalo de confiança de 95% e  $DP$  é o desvio padrão amostral. Considerando a quantidade de graus de liberdade variando entre 40 a 50, tem-se  $t = 2,0$ . Assim, a tabela 11 apresenta os valores de referência definidos como critério de aceitação para a validação inicial das análises.

Tabela 11 – Parâmetros utilizados como referência na calibração dos modelos numéricos

Referência	Variável	DP	Valores de Referência p/ Calibração		
			Limite Inferior	Valor Médio	Limite Superior
PZ-01	Cota Piez. (m)	0,02	731,15	731,19	731,23
PZ-01A	Cota Piez. (m)	0,04	728,80	728,87	728,95
PZ-FD-05	Cota Piez. (m)	0,07	732,44	732,59	732,74
Drenos de Fundação Bloco 02	Vazão (l/min/m)	0,08	4,25	4,42	4,59

Fonte: Elaborado pelo Autor

Já no caso da validação final considerando fluxo transiente, foram realizadas análises de regressão linear com o propósito de verificar o grau de correlação entre as séries temporais das variáveis simuladas com as variáveis monitoradas. Para a verificação da qualidade do ajuste entre essas variáveis, foi calculado o Erro Absoluto Médio (MAE), que consiste no cálculo da média das diferenças entre os valores reais com os valores simulados, sendo expresso pela equação 33:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |Y_i - \hat{Y}_i| \quad \text{Equação 33}$$

onde  $n$  é o número de observações,  $Y_i$  é o valor real e  $\hat{Y}_i$  é o valor simulado. Destaca-se que para a definição dos valores de vazão de referência dos drenos de fundação do Bloco 02, considerou-se o período a partir de dezembro de 2017 em virtude do fechamento de um orifício na galeria de drenagem que estava influenciando nos valores medidos.

## 6.5 RESULTADOS

### 6.5.1 Coeficientes de Permeabilidade

Após diversas interações realizadas nas simulações, foi possível validar coeficientes de permeabilidade representativos da situação real através da aproximação dos valores simulados de poropressões e de vazões de drenagem com os valores de referência das séries históricas das grandezas monitoradas. Os coeficientes de permeabilidade calibrados nas análises estão apresentados na tabela 12.

Tabela 12 – Coeficientes de permeabilidade calibrados nas simulações

Material	Seção 4+14		Seção 4+19 (Bloco 02)	
	$k_v$ (cm/s)	$k_v/k_h$	$k_v$ (cm/s)	$k_v/k_h$
Aterro de Argila (Maciço de Terra)	$6,20 \times 10^{-6}$	0,4	$6,20 \times 10^{-6}$	0,4
Filtro / Tapete Drenante	$1,95 \times 10^{-3}$	1,0	$1,30 \times 10^{-2}$	1,0
Enrocamento (Rip-rap)	$5,00 \times 10^{-3}$	1,0	$5,00 \times 10^{-3}$	1,0
Solo Coluvionar	$1,10 \times 10^{-3}$	1,0	$1,10 \times 10^{-3}$	1,0
Saprólito de Gnaiss c/ Interc. de Quartzito	$8,19 \times 10^{-4}$	1,0	$8,19 \times 10^{-4}$	1,0
Gnaiss / Quartzito (Rocha Fraturada)	$2,00 \times 10^{-3}$	1,0	$2,00 \times 10^{-3}$	1,0
Gnaiss / Quartzito	$9,30 \times 10^{-4}$	1,0	$1,75 \times 10^{-3}$	1,0
Concreto de Enchimento	$1,00 \times 10^{-9}$	1,0	-	-
Injeção - Saprólito	$8,19 \times 10^{-4}$	1,0	$8,19 \times 10^{-4}$	1,0
Injeção – Gnaiss / Quartzito (Rocha Fraturada)	$2,00 \times 10^{-3}$	1,0	$2,00 \times 10^{-3}$	1,0
Injeção – Gnaiss / Quartzito	$9,30 \times 10^{-4}$	1,0	$1,75 \times 10^{-3}$	1,0
Dreno de Fundação (Condutividade Hidráulica Virtual)	$1,00 \times 10^4$	1,0	$1,00 \times 10^4$	1,0

Fonte: Elaborado pelo Autor

Nas simulações, foi possível obter coeficientes de permeabilidades compatíveis com os valores obtidos nos ensaios de campo e de laboratório. Em relação à condição de contorno específica para simulação dos drenos de fundação na Seção 4+19, a taxa de vazão ( $Q'$ ) que possibilitou resultados coerentes foi de  $-4,20$  l/min/m. Já em relação à carga hidráulica a jusante em ambas as seções analisadas, considerando o melhor ajuste com as poropressões monitoradas no PZ-01A foi possível estimar, após diversas interações, que o nível de água na região está localizado aproximadamente na cota  $720 \text{ m} \pm 0,04 \text{ m}$ .

No caso das camadas do maciço rochoso de fundação composto por gnaiss com veios de quartzito, as análises indicaram coeficientes de permeabilidade altos. Esse resultado se mostra coerente com as investigações realizadas na região, que indicam a ocorrência de intercalações

de camadas de materiais em profundidade variando em graus de alteração desde moderadamente até extremamente alterados. Nesta região, também existem intercalações de veios de quartzito medianamente alterados e muito fraturados. Segundo os registros, essas intercalações alcançam profundidades de aproximadamente 20 m antes de alcançar o topo de rocha são referente à sequência inferior de gnaiss cinza.

Neste contexto, um ponto notável é que não foi possível identificar nas simulações a redução da permeabilidade do maciço de fundação na região da cortina de injeções. Esse resultado corrobora com as suspeitas de baixa efetividade do tratamento, tendo em vista os altos consumos de calda de cimento nas injeções, que se mostraram até dez vezes superiores ao consumo especificado em projeto como parâmetro de controle de efetividade. Esse aspecto também pode ser entendido como um indício da existência de feições com graus de fraturamento acentuados nesta região da barragem.

### 6.5.2 Simulações de Fluxo Permanente

Os resultados obtidos nas simulações de fluxo permanente realizadas para validação inicial das análises estão apresentados nas tabelas 13 e 14.

Tabela 13 – Resultado da validação inicial da análise na Seção 4+14 – simulação de fluxo permanente

Referência	Variável	Valores de Referência p/ Calibração			Valor de Simulação
		Limite Inferior	Média	Limite Superior	
PZ-01	Cota Piez. (m)	731,15	731,19	731,23	731,19
PZ-01A	Cota Piez. (m)	728,80	728,87	728,95	728,85
Vazão pela Fundação	Vazão (l/min/m)	4,25 <sup>(1)</sup>	4,42 <sup>(1)</sup>	4,59 <sup>(1)</sup>	4,45

Nota: (1) Valores estimados com base nas vazões dos drenos de fundação do Bloco 02.

Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 14 – Resultado da validação inicial da análise na Seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo permanente

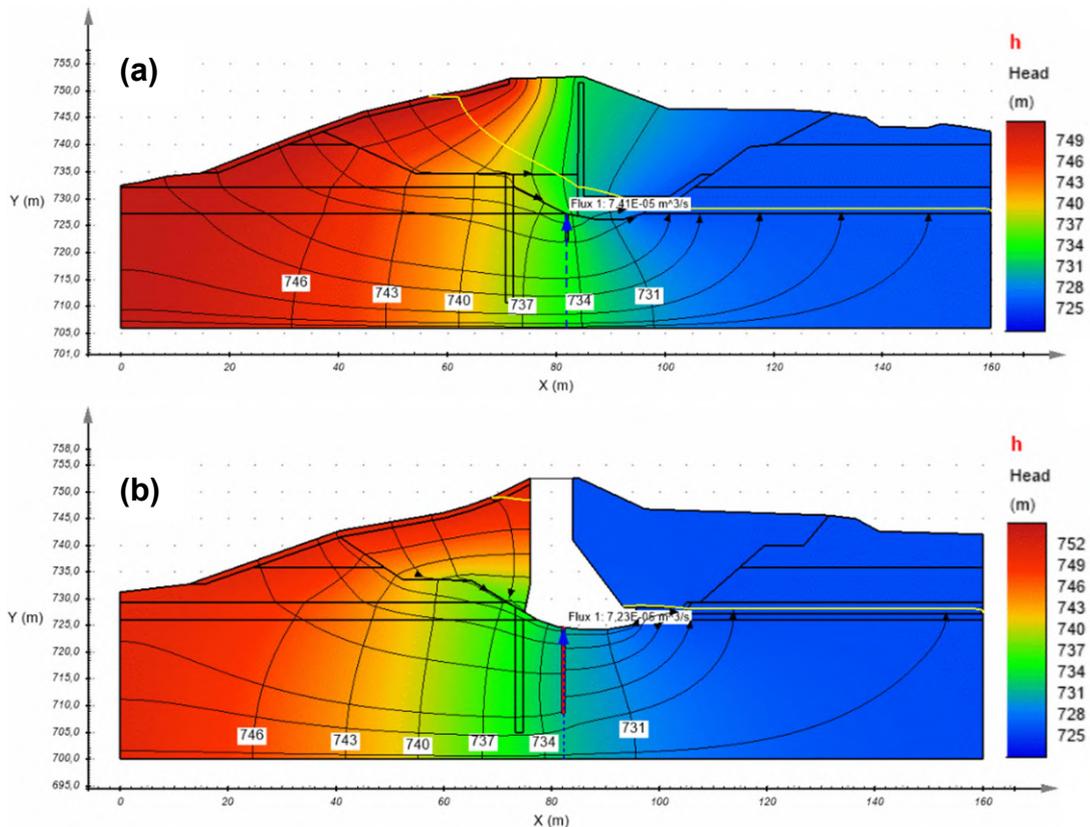
Referência	Variável	Valores de Referência p/ Calibração			Valor de Simulação
		Limite Inferior	Média	Limite Superior	
PZ-FD-05	Cota Piez. (m)	732,44	732,59	732,74	732,64
Tapete - Seção 4+19	Cota Piez. (m)	728,80 <sup>(1)</sup>	728,87 <sup>(1)</sup>	728,85 <sup>(1)</sup>	728,84
Drenos de Fundação Bloco 02	Vazão (l/min/m)	4,25	4,42	4,59	4,34

Nota: (1) Valores estimados com base no PZ-01A instalado próximo da região analisada.

Fonte: Elaborado pelo Autor

Observa-se nas tabelas 13 e 14 que foi possível obter valores de níveis piezométricos e de vazões de drenagem simuladas compatíveis com os valores utilizados como referência para a calibração, considerando um intervalo de confiança de 95%. A figura 52 apresenta os diagramas das redes de fluxo resultantes das simulações de fluxo permanente para as seções analisadas.

Figura 52 – Diagramas de redes de fluxo hidráulico obtidos nas simulações de fluxo permanente: (a) Seção 4+14; (b) Seção 4+19 (Bloco 02)



Fonte: Elaborado pelo Autor

De modo geral, os resultados das análises mostram que o fluxo hidráulico ocorre majoritariamente através da fundação, indicando que o comportamento hidrogeotécnico da barragem nesta região é comandado principalmente pelas fraturas e feições com maior condutividade hidráulica do maciço rochoso.

Na Seção 4+14 referente ao maciço de terra da ombreira direita (figura 52a), é possível verificar nas análises que ocorre uma redução importante de pressões na região do sistema de drenagem, confirmando a eficiência desses dispositivos no controle das poropressões. Também nota-se que, pela posição da linha freática, grande parte do maciço de terra permanece em condições não saturadas. Na interface da camada de concreto de enchimento com o maciço da fundação, nota-se uma maior concentração do fluxo resultante do grande contraste entre as permeabilidades dos materiais associado com a presença dos drenos de fundação do Bloco 02. Ainda na Seção 4+14, é possível verificar que o fluxo é conduzido de forma predominante para a saída do tapete drenante e da camada de rocha fraturada com maior permeabilidade a jusante, onde as poropressões são dissipadas até atingirem um equilíbrio.

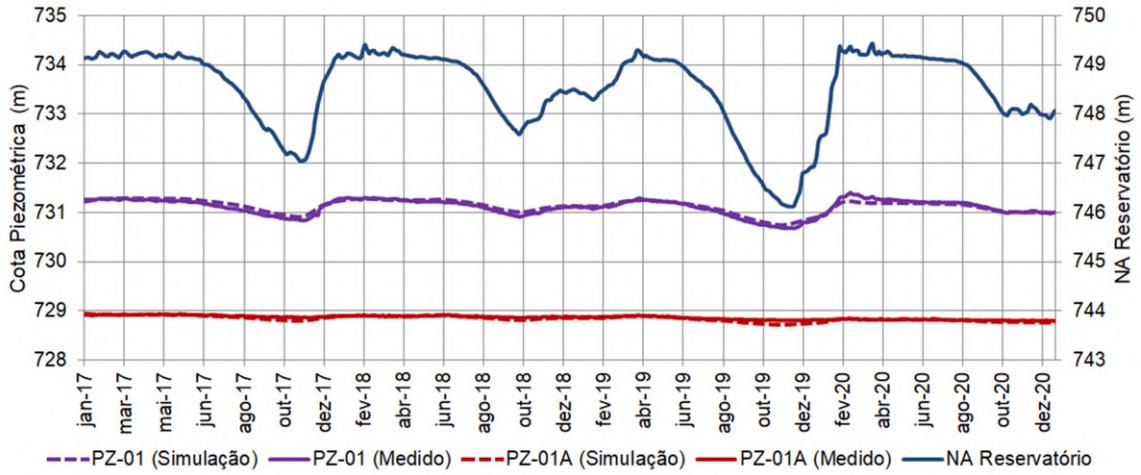
No caso da Seção 4+19 referente ao Bloco 02 (figura 52b), as distorções das linhas da rede de fluxo próximo à região dos drenos de fundação indicam que ocorre uma redução importante de pressões neste local, confirmando a eficiência desses dispositivos no controle das subpressões pela fundação. Assim como na Seção 4+14, também é possível verificar que o fluxo é conduzido de forma predominante para a saída do tapete drenante e da camada de rocha fraturada com maior permeabilidade a jusante. Contudo, as análises indicam que na região próxima do pé do maciço em CCR o tapete drenante opera com um pouco de carga.

### **6.5.3 Simulações de Fluxo Transiente**

Em relação às simulações de fluxo transiente, foi investigado o comportamento da barragem ao longo de 1459 dias para a validação final das análises. Os resultados numéricos foram reproduzidos a cada 30 dias e comparados com os dados das séries históricas das grandezas medidas nos piezômetros e drenos de fundação do Bloco 02, de modo a verificar o grau de correlação e a qualidade do ajuste entre as variáveis.

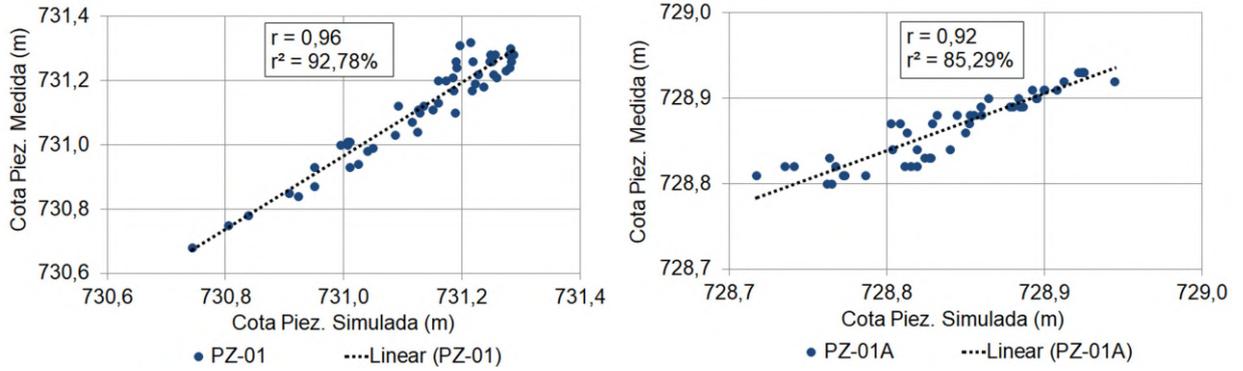
Neste sentido, os resultados obtidos nas simulações de fluxo transiente realizadas na Seção 4+14 são apresentados entre as figuras 53 a 56, enquanto que os resultados da correlação linear e do erro absoluto médio entre as variáveis são apresentados na tabela 15.

Figura 53 – Comparação entre cotas piezométricas medidas e simuladas na seção 4+14 – simulação de fluxo transiente



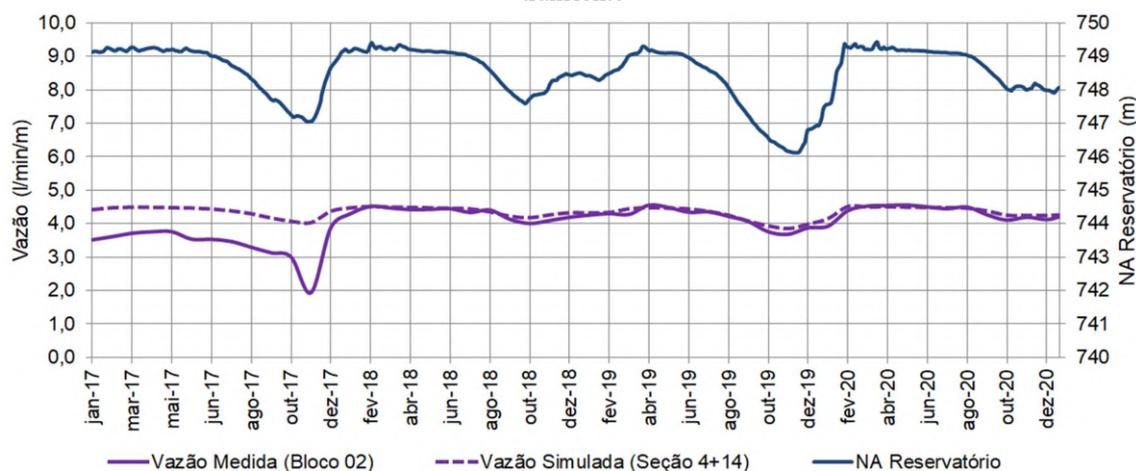
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 54 – Correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas – Seção 4+14



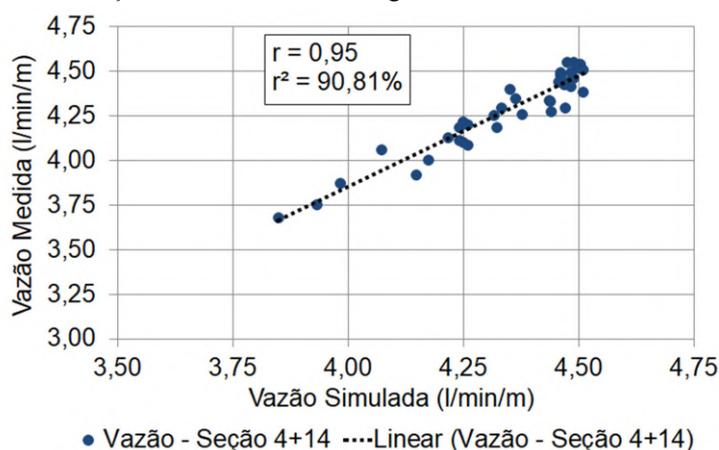
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 55 – Comparação entre vazões de drenagem medidas e simuladas na seção 4+14 – simulação de fluxo transiente



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 56 – Correlação entre vazões de drenagem medidas e simuladas – Seção 4+14



Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 15 – Resultados da Correlação Linear e do Erro Absoluto Médio (MAE) entre os valores medidos com os valores simulados nas análises de fluxo transiente – Seção 4+14

Referência	$r$	$r^2$	MAE
PZ-01	0,96	92,78%	0,04 m
PZ-01A	0,92	85,29%	0,03 m
Drenos de Fundação Bloco 02	0,95	90,81%	0,08 l/min/m

Fonte: Elaborado pelo Autor

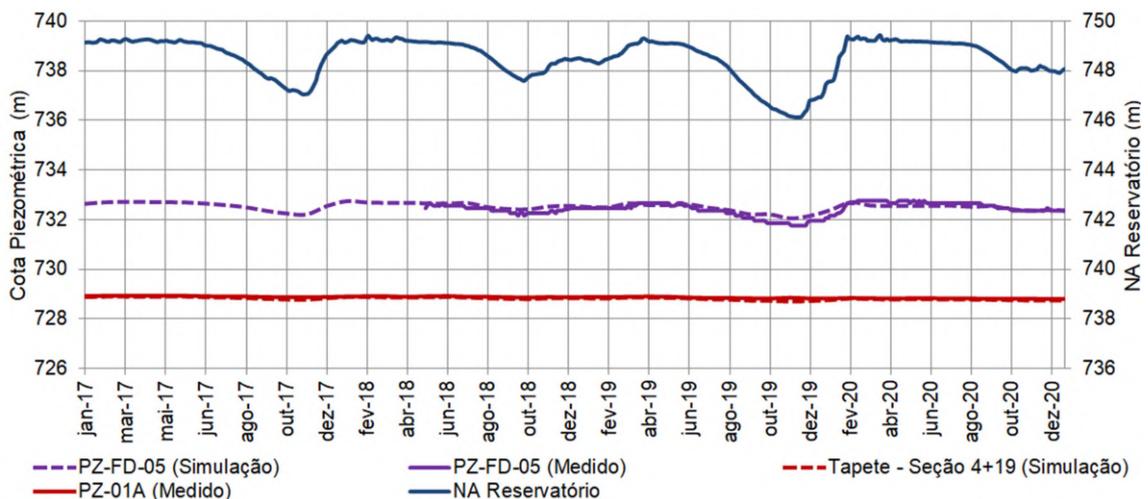
No caso da Seção 4+14, os resultados da análise de regressão linear indicam forte correlação entre as variáveis simuladas com as variáveis medidas dentro da série histórica analisada. Em relação aos piezômetros, a figura 53 mostra que as poropressões simuladas referentes ao PZ-

01 e o PZ-01A apresentam a mesma ordem de grandeza e seguem o mesmo padrão de comportamento que as porpressões medidas, resultando em erros absolutos médios muito baixos, indicando que os valores são compatíveis. No caso do PZ-01, nas análises foi possível verificar que o comportamento do instrumento possui forte influência do fluxo proveniente da fundação, que reflete em variações de pressões cíclicas ocorrendo em resposta às oscilações do nível do reservatório.

Em relação às vazões, nas análises de regressão linear desconsideraram-se os dados registrados no período anterior a dezembro de 2017 em virtude da influência da existência de um orifício na medição dos drenos. Neste sentido, a magnitude correta das vazões do período pode ser estimada com base nas vazões simuladas apresentadas na figura 55, na qual é possível notar a discrepância entre as faixas de valores. No geral, é possível verificar que as vazões simuladas apresentam a mesma ordem de grandeza e seguem o mesmo padrão de comportamento cíclico que as vazões medidas, com um erro absoluto médio muito baixo, indicando que os valores são compatíveis.

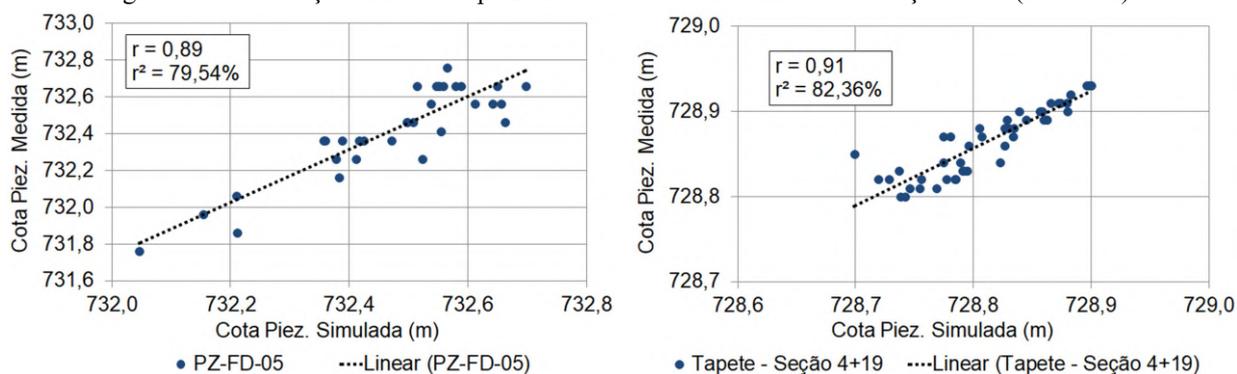
Nas figuras 57 a 60 são apresentados os resultados obtidos nas simulações de fluxo transiente realizadas na Seção 4+19 referente ao Bloco 02, enquanto que os resultados da correlação linear e do erro absoluto médio entre as variáveis são apresentados na tabela 16.

Figura 57 – Comparação entre cotas piezométricas medidas e simuladas na seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo transiente



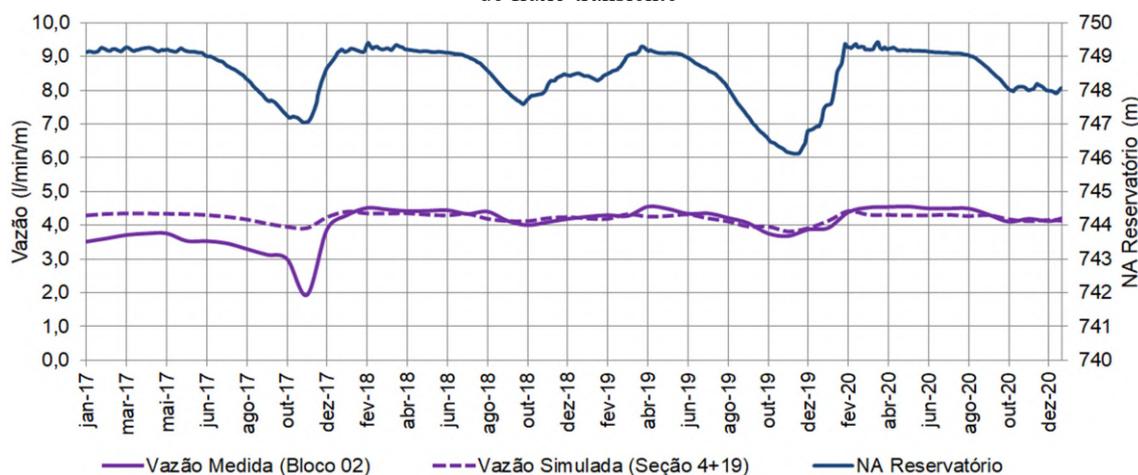
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 58 – Correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas – Seção 4+19 (Bloco 02)



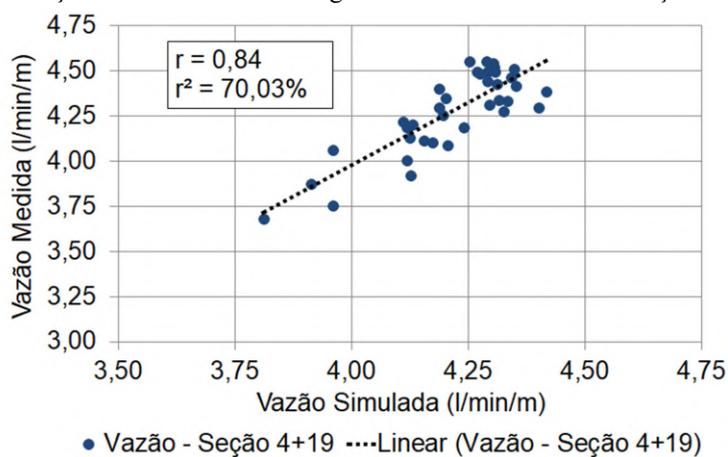
Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 59 – Comparação entre vazões de drenagem medidas e simuladas na seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo transiente



Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 60 – Correlação entre vazões de drenagem medidas e simuladas – Seção 4+19 (Bloco 02)



Fonte: Elaborado pelo Autor

Tabela 16 – Resultados da Correlação Linear e do Erro Absoluto Médio (MAE) entre os valores medidos com os valores simulados nas análises de fluxo transiente – Seção 4+19

Referência	$r$	$r^2$	MAE
PZ-FD-05	0,89	79,54%	0,11 m
PZ-01A	0,91	82,36%	0,05 m
Drenos de Fundação Bloco 02	0,84	70,03%	0,12 l/min/m

Fonte: Elaborado pelo Autor

Em relação à Seção 4+19 do Bloco 02, os resultados da análise estatística indicam correlação mediana entre as variáveis simuladas com as variáveis medidas dentro da série histórica analisada, com exceção das poropressões no tapete drenante estimadas com base no PZ-01A, as quais apresentam forte correlação. No entanto, os erros absolutos médios obtidos entre as variáveis são muito baixos. Neste sentido, argumenta-se ainda que, tendo em vista as simplificações adotadas na composição das camadas de fundação do modelo, pode-se considerar os valores simulados como compatíveis com as observações de campo. Em relação aos piezômetros, a figura 57 mostra que as subpressões simuladas referentes ao PZ-FD-05 apresentam a mesma ordem de grandeza e seguem o mesmo padrão de comportamento cíclico que as pressões medidas. Neste sentido, é possível estimar a magnitude das subpressões desenvolvidas na interface da barragem com a fundação no período anterior à instalação do piezômetro (maio de 2018), com base nas simulações.

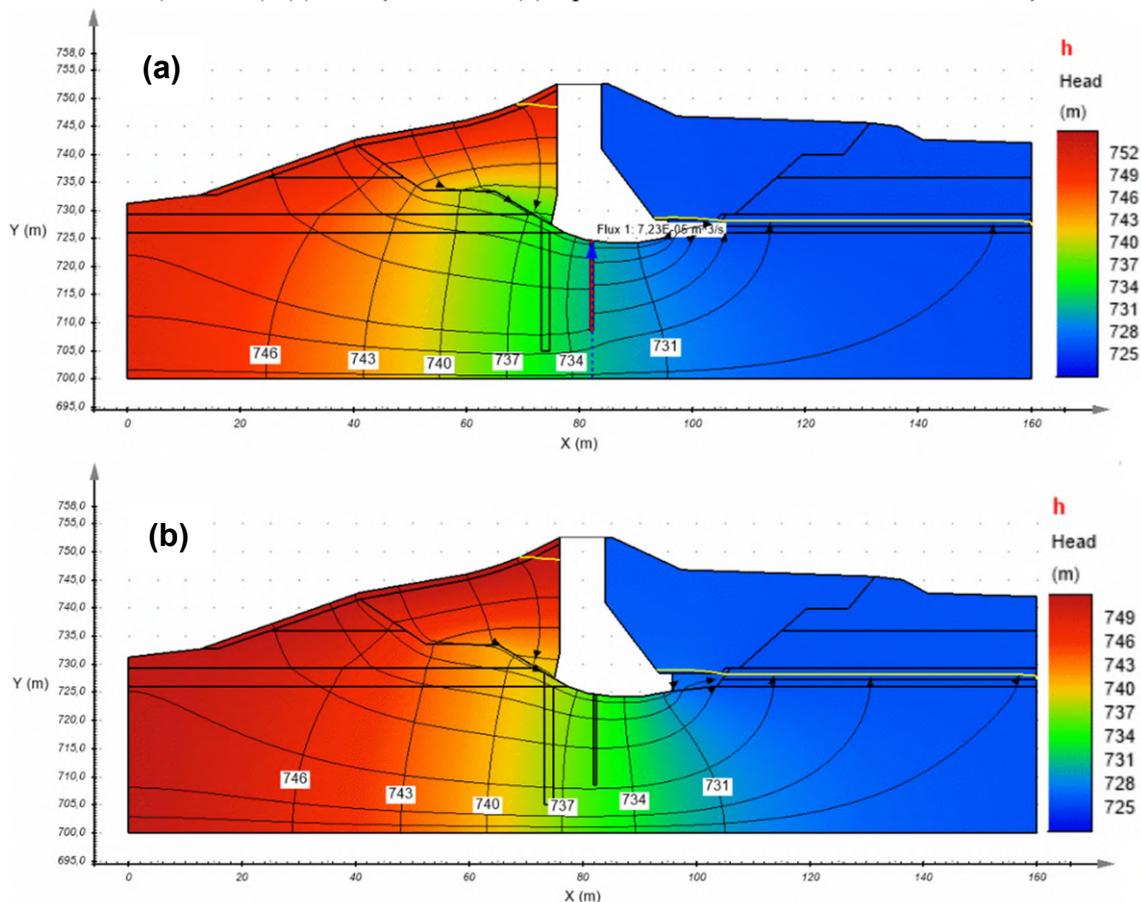
Em relação às vazões, a exemplo da análise realizada na Seção 4+14, também é possível verificar a discrepância entre os valores medidos e os simulados no período anterior ao fechamento do orifício em dezembro de 2017. Da mesma forma, é possível verificar também que as vazões simuladas apresentam a mesma ordem de grandeza e seguem o mesmo padrão de comportamento que as vazões medidas.

#### 6.5.4 Verificação da Hipótese de Ineficiência dos Drenos de Fundação

Adicionalmente, foram realizadas simulações considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação no Bloco 02, com a finalidade de verificar os impactos causados em um eventual processo de colmatação desses dispositivos em uma região com altas vazões, tendo em vista os indícios da presença de ferro-bactérias (ocre) que produzem resíduos responsáveis por esse tipo de ocorrência.

Assim, a figura 61 apresenta os diagramas das redes de fluxo obtidos nas simulações de fluxo permanente, enquanto que a tabela 17 apresenta os resultados dos incrementos de pressões simuladas no PZ-FD-05 e na região do tapete drenante. Já a figura 62 apresenta um gráfico comparativo entre os níveis piezométricos medidos e os simulados em condição de fluxo transiente.

Figura 61 – Diagramas de redes de fluxo hidráulico obtidos nas simulações de fluxo permanente na Seção 4+19 (Bloco 02): (a) condição normal; (b) hipótese de ineficiência dos drenos de fundação



Fonte: Elaborado pelo Autor

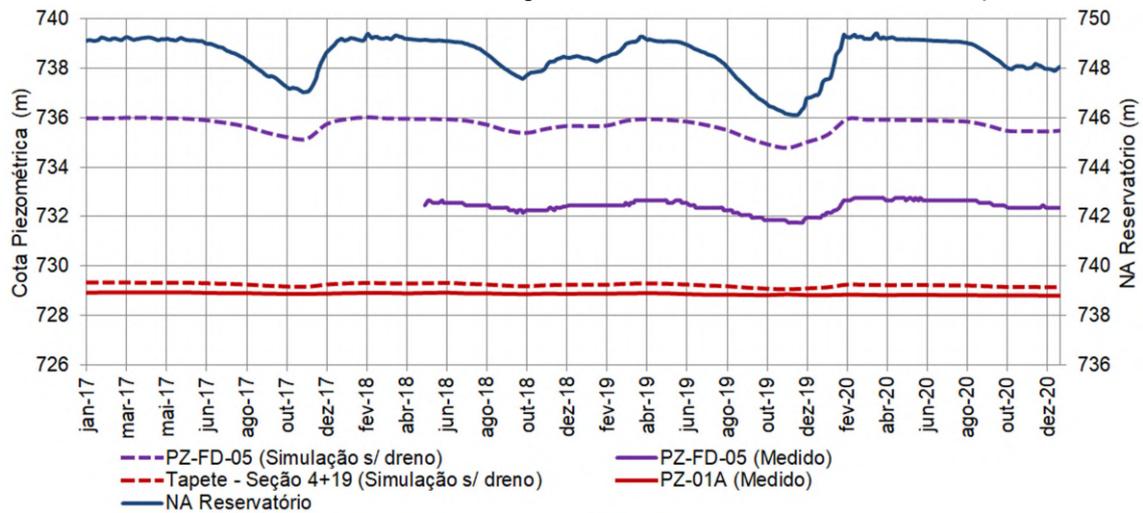
Tabela 17 – Resultado da análise considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação na Seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo permanente

Referência	Valores Medidos		Valores Simulados	
	Cota Piez. Média (m)	Pressão Piez. Média (kPa)	Cota Piez. (m)	Pressão Piez. (kPa)
PZ-FD-05	732,59	88,46	735,87	120,66
Tapete - Seção 4+19	728,87 <sup>(1)</sup>	2,45	729,26	6,28

Nota: (1) Valor estimado com base no PZ-01A instalado próximo da região analisada.

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 62 – Comparação entre cotas piezométricas medidas e simuladas na seção 4+19 (Bloco 02) – simulação de fluxo transiente considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação



Fonte: Elaborado pelo Autor

Observa-se nos diagramas das redes de fluxo que na figura 61b as linhas equipotenciais que se desenvolvem pela fundação apresentam um maior espaçamento, indicando perdas de cargas mais suaves do que na condição normal apresentada na figura 61a. Neste sentido, a tabela 17 indica que a ausência hipotética de um dispositivo de alívio de pressões na fundação do Bloco 02 produz incrementos de subpressões na região do PZ-FD-05 de aproximadamente 36%, refletindo em um erro absoluto médio de 3,21 m em termos de cota piezométrica. No caso da região do tapete drenante, o incremento de poropressões é de 156%. Entretanto, tendo em vista a magnitude baixa das poropressões nessa região, os valores não são tão perceptíveis graficamente, conforme pode-se observar na figura 62, refletindo em um erro absoluto médio em termos de cota piezométrica de 0,36 m.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo a investigação do comportamento hidrogeotécnico da ombreira direita da barragem do Ribeirão João Leite, que consiste em uma estrutura mista formada por um maciço de gravidade em CCR e fechamento junto às ombreiras em maciço de terra com solo argiloso, assente sobre maciço rochoso de gnaiss com veios de quartzito. Para tanto, foram realizadas análises com base na interpretação de dados das séries históricas do monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem associados com simulações numéricas de fluxo permanente e transiente bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos utilizando parâmetros calibrados.

Assim, através das análises foi possível concluir que, no geral, existe uma tendência de estabilização com o tempo das pressões e vazões de drenagem monitoradas, indicando comportamento dentro do esperado para este tipo de estrutura. Na região do maciço de terra próxima do contato com o maciço em CCR, as análises mostram que as poropressões desenvolvidas possuem influência significativa do fluxo proveniente da fundação. Esse comportamento indica que o comportamento hidrogeotécnico da barragem nessa região é comandado, principalmente, pelas fraturas e feições com maior condutividade hidráulica do maciço rochoso, resultando em variações cíclicas de poropressões na região do tapete drenante próxima ao filtro vertical em resposta às oscilações do nível do reservatório ( $u_{\text{médio}} = 28,20$  kPa), seguido de redução ao longo da seção a jusante ( $u_{\text{médio}} = 2,4$  kPa).

O mesmo padrão de comportamento cíclico é observado para as subpressões desenvolvidas na fundação do Bloco 02, com valores médios de 86,76 kPa. Nessa região são observadas as vazões mais elevadas da barragem ( $Q_{\text{médio}} = 57,56$  l/min), com amplitude de variações cíclicas ocorrendo dentro de uma faixa ampla, também em resposta às oscilações do nível do reservatório. Possivelmente esse comportamento tenha relação com a presença de veios de quartzito medianamente alterados e muito fraturados, que se interconectam desde o talude natural a montante na região do reservatório até a fundação da barragem.

Na fundação dos Blocos 02 e 03, ocorrem feições intercaladas de materiais variando em graus de alteração desde moderadamente alterado até extremamente alterado, alcançando

profundidades de até 20 m. Essas condicionantes geram preocupações quanto à possibilidade de carreamento de materiais suscetíveis à erosão junto ao fluxo de percolação. Contudo, o monitoramento dos sólidos realizado nesta região aponta valores muito baixos de sólidos suspensos na drenagem (5 mg/l), indicando que não há indícios de que esse tipo de mecanismo esteja ocorrendo na fundação desses blocos.

No caso do Bloco 06, as subpressões pela fundação mostram-se pouco sensíveis às oscilações do nível do reservatório ( $u_{\text{médio}} = 45,34$  kPa), enquanto que as vazões respondem às oscilações do nível do reservatório, mas com amplitude de variações visivelmente mais estreita do que ocorre no Bloco 02 ( $Q_{\text{médio}} = 38,16$  l/min). No Bloco 08, a magnitude das vazões é consideravelmente mais baixa ( $Q_{\text{médio}} = 1,92$  l/min), com valores de subpressões médias de 46,97 kPa. Esse comportamento provavelmente seja resultante das características hidrogeotécnicas do maciço rochoso nessa região, que é composto por rocha sã coerente com grau de fraturamento classificado como ocasionalmente fraturado a pouco fraturado, com condutividade hidráulica muito baixa ( $k_{in\ situ} = 5,63 \times 10^{-7}$  cm/s). Nos casos dos Blocos 04 e 07 ocorre uma tendência de diminuição das vazões ao longo do tempo, possivelmente associada com o processo natural de colmatção dos vazios da fundação e siltagem do reservatório.

Os piezômetros instalados no aterro para o monitoramento da possibilidade de infiltrações pela interface entre o maciço de terra com o maciço em CCR a jusante dos Blocos 04 e 06 apresentam períodos em que estão secos e outros com água. Neste sentido, em relação ao Bloco 04, as análises estatísticas de regressão correlacionando precipitação acumulada em 10 dias com poropressões sugerem que as infiltrações de água da chuva possuem influência na presença de umidade intermitente observada no talude e no interior da galeria de drenagem nessa região. Já no caso do Bloco 06, os testes de significância estatística indicaram ausência de correlação linear entre as variáveis analisadas. No entanto, existem indicativos de que, neste caso, possivelmente as leituras acusem a existência de água que fica retida no interior do tubo nos períodos de maior pluviosidade sem que ocorram variações de nível, o que impossibilita a aplicação desse tipo de método analítico.

A jusante da barragem, as poropressões apresentam-se em equilíbrio, com valores baixos e com pouca oscilação desde o início do enchimento do reservatório, confirmando a eficiência dos dispositivos de controle das pressões. No caso dos Blocos 04, 06 e 08, os piezômetros instalados no tapete drenante a jusante do maciço em CCR estão secos desde que foram

instalados. Dessa forma, pode-se concluir que a cota de estabilização das poropressões nestas regiões está abaixo da cota de instalação dos instrumentos.

Em relação às simulações numéricas de fluxo hidráulico bidimensional, após diversas interações foi possível validar, a partir do recurso de calibração, coeficientes de permeabilidades representativos da situação real para duas seções na região de contato entre o maciço de terra com o maciço em CCR através da aproximação dos valores simulados de poropressões e vazões de drenagem com os valores de referência das séries históricas, confirmando o potencial desse tipo de abordagem de análise.

Neste sentido, nas simulações de fluxo permanente, conclui-se que foi possível obter valores de poropressões e de vazões simuladas compatíveis com os valores utilizados como referência, considerando um intervalo de confiança de 95%. No caso das simulações de fluxo transiente na Seção 4+14 (maciço de terra), os resultados da análise de regressão indicaram forte correlação linear entre as variáveis simuladas com as variáveis de referência, com erros absolutos médios muito baixos, confirmando que os valores são compatíveis. Já no caso das simulações na Seção 4+19 (Bloco 02), os resultados da análise estatística indicam correlação linear mediana entre as variáveis simuladas e as variáveis de referência. No entanto, tendo em vista as simplificações adotadas no modelo e os valores obtidos de erros absolutos médios muito baixos, pode-se considerar os valores simulados como compatíveis com as observações de campo.

Assim, os resultados das simulações numéricas confirmam que o maciço de fundação na região analisada apresenta coeficientes de permeabilidade altos, corroborando com as investigações realizadas na obra que apontam para a presença de intercalações de camadas de materiais variando em graus de alteração e de fraturamento desde médios até altos. Nas simulações, não foi possível identificar a redução da permeabilidade do maciço de fundação produzida pelo tratamento executado com cortina de injeções, indicando que nesta região a eficiência da cortina é imperceptível, o que pode explicar a magnitude das vazões. Esse resultado corrobora com os registros de consumo de calda de cimento durante a execução das injeções na transição do maciço de terra com o maciço em CCR, que se mostraram em alguns locais até dez vezes superiores ao consumo especificado como parâmetro de controle de efetividade, apontando que existem feições na fundação com graus de fraturamento acentuados.

Dessa forma, os resultados das simulações numéricas confirmam que o comportamento hidrogeotécnico da barragem na região da ombreira direita é comandado, principalmente, pelas fraturas e feições com maior condutividade hidráulica do maciço rochoso da fundação. Com base nos diagramas é possível confirmar também que o fluxo proveniente da fundação possui influência significativa nas poropressões medidas nos piezômetros PZ-01 e PZ-01A instalados no tapete drenante. Assim, em ambas as seções analisadas verifica-se que esse fluxo é conduzido de forma predominante para a saída do tapete drenante em direção à camada de rocha fraturada com maior permeabilidade a jusante, onde as poropressões são reduzidas até atingirem um equilíbrio.

Nas simulações numéricas, foi possível concluir que o sistema de drenagem desempenha papel fundamental no controle das pressões na barragem estudada. Esse fato pôde ser confirmado através de simulações de fluxo permanente e transiente considerando a hipótese de ineficiência dos drenos de fundação no alívio das subpressões, nas quais observou-se incrementos de pressões de aproximadamente 36% na fundação do Bloco 02, com erro absoluto médio de 3,21 m, e de 156% no tapete drenante a jusante, com erro absoluto médio de 0,36 m. De modo prático, essa condição pode ocorrer em virtude da colmatação dos drenos causada por processos físicos, químicos ou biológicos. No caso da barragem estudada, existem indícios da ação de ferrobactérias (Ocre), as quais são conhecidas na literatura por produzirem resíduos responsáveis pela colmatação de dispositivos de drenagem. Neste sentido, procedimentos de limpeza regulares dos dispositivos de drenagem são fundamentais para evitar que esse tipo de problema ocorra.

Por fim, no que se refere aos procedimentos de monitoramento, foi possível concluir neste estudo de caso que os registros documentados referentes a defeitos, manutenções, mudança de equipamentos de leitura e outros tipos de intervenções nos instrumentos e dispositivos de drenagem foram fundamentais para a correta análise dos dados e interpretação dos fenômenos associados, uma vez que foi possível dissociar os ruídos das leituras. Da mesma forma, o acesso à documentação de “*as built*” foi importante para a identificação de aspectos geológicos da fundação que influenciam no padrão de fluxo apresentado pela barragem. Em relação às simulações numéricas, os dados das séries históricas de monitoramento piezométrico e de vazões de drenagem, bem como a existência de resultados de ensaios de campo e de laboratório, foram fundamentais para alcançar resultados das análises mais confiáveis e representativos da situação real da barragem.

No entanto, embora tenha sido possível validar modelos representativos do comportamento hidrogeotécnico da barragem através de simulações numéricas de fluxo bidimensional, não foi investigada a influência do efeito geométrico tridimensional nos padrões de fluxo na região de contato entre o maciço em CCR com o maciço de terra. Da mesma forma, também não foram avaliados os dados dos instrumentos de monitoramento dos deslocamentos da estrutura e deformações da fundação. Neste contexto, sugerem-se os seguintes temas de trabalho para pesquisas futuras:

- Simulações numéricas de fluxo tridimensional na região da ombreira direita, com a finalidade de investigar a influência do efeito tridimensional nos padrões de fluxo na região;
- Análises dos deslocamentos da estrutura e deformações da fundação com base em dados de instrumentação hidrogeotécnica associadas com análises numéricas do comportamento de tensão-deformação, com a finalidade de investigar a resposta da barragem diante de variações de carregamentos ao longo do tempo;
- Análises numéricas acopladas de fluxo transiente, tensão-deformação e estabilidade das ombreiras considerando diferentes cenários, com a finalidade de investigar o comportamento hidrogeotécnico da barragem resultante da variação de carregamentos e verificar a segurança do talude de montante em um eventual processo de rebaixamento rápido do reservatório;
- Estudo sobre a geoquímica de águas subterrâneas do maciço rochoso de fundação da barragem, com a finalidade de investigação dos processos hidrogeológicos que dão origem aos compostos identificados na água que aflora dos drenos de fundação na galeria de drenagem e os possíveis impactos no desempenho do sistema de drenagem ao longo do tempo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA CÂMARA DE NOTÍCIAS. **Mil dias de Brumadinho: Deputados Cobram Justiça e Homenageiam Vítimas e Bombeiros**. Disponível em:

<<https://www.camara.leg.br/noticias/822612-mil-dias-de-brumadinho-deputados-cobram-justica-e-homenageiam-vitimas-e-bombeiros>>. Acesso em: 5 de dezembro de 2021.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Diretrizes para a Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens**. Brasília: ANA, 2016a. v. 7.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação de Emergência - PAE**. Brasília: ANA, 2016b. v. 4.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Resolução nº 236, de 30 de Janeiro de 2017**. Brasília, 2017. Disponível em: <<https://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2017/236-2017.pdf>>. Acesso em: 25 de dezembro de 2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Plano Nacional de Segurança Hídrica**. Brasília: ANA, 2019.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Relatório de Segurança de Barragens 2020**. Brasília: ANA, 2021.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL). **Resolução Normativa nº 696, de 15 de Dezembro de 2015**. Brasília, 2015. Disponível em: <<http://www2.aneel.gov.br/cedoc/ren2015696.pdf>>. Acesso em: 25 de dezembro de 2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO (ANM). **Portaria nº 70.389, de 17 de Maio de 2017**. Brasília, 2017. Disponível em: <<https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/dnpm/documentos/portaria-dnpm-n-70389-de-17-de-maio-de-2017-seguranca-de-barragens/view>>. Acesso em: 27 de dezembro de 2020.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **Monitoring Dam Performance: Instrumentation and Measurements**. Reston: ASCE, 2018.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION (AWWA). **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 23rd. ed. Washington, DC: American Public

Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation, 2017.

ANGELIM, R. R. **Desempenho de Ensaios Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos**. 2011. 291 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Brasília, DF.

BARBOSA, N. P.; MENDONÇA, N. P.; SANTOS, C. A. G.; LIRA, B. B. **Acidente da Barragem de Camará**. Ministério Público Federal, João Pessoa, 2004.

BENTLEY SYSTEMS. **PLAXIS LE Groundwater: Theory Manual**. Delft, 2020.

BERTRAM, G. E. An Experimental Investigation of Protective Filters. *In: Soil Mechanics Series 7*. Cambridge, Massachusetts: Harvard University, 1940.

BRAND, E. W.; PREMCHITT, J. Shape factors of cylindrical piezometers in uniform soil.  **Géotechnique**, v. 30, n. 4, p. 369–384, 1980.

BRASIL. **Lei nº 12.334, de 20 de Setembro de 2010**. Brasília, 2010. Disponível em: <<https://www2.camara.leg.br/legin/fed/lei/2010/lei-12334-20-setembro-2010-608607-publicacaooriginal-129691-pl.html>>. Acesso em: 25 de dezembro de 2020.

BRASIL. **Lei nº 14.066, de 30 de Setembro de 2020**. Brasília, 2020. Disponível em: <<https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982>>. Acesso em: 27 de dezembro de 2020.

BRESSANI, L. A. Instrumentação em Obras Geotécnicas - Taludes e Escavações. *In: COBRAE - CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. Anais...*São Paulo: ABMS, 2009.

CALDEIRA, L. Internal Erosion in Dams: Studies and Rehabilitation. **International Journal of Civil Engineering**, v. 17, p. 457–471, 2019.

CALDEIRA, L. M. M. S. **Análises de Riscos em Geotecnia - Aplicação a Barragens de Aterro**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 2008.

CARDIA, R. J. R. Auditoria em Segurança e Controle de Barragens. *In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE PEQUENAS E MÉDIAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS*.

**Anais...**Belo Horizonte: 2008.

CASAGRANDE, A. Seepage Through Dams. **Journal of the New England Water Works Association**, v. 51, n. 2, p. 131–172, 1937.

CASAGRANDE, A. Control of seepage through foundations and abutments of dams. **Géotechnique**, v. 11, n. 3, p. 161–182, 1961.

CHAPUIS, R. P. Shape Factors for Permeability Tests in Boreholes and Piezometers. **Ground Water**, v. 27, n. 5, p. 647–654, 1989.

CHAPUIS, R. P. Overdamped slug test in monitoring wells: Review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 5, p. 697–719, 1998.

COLLISCHONN, W. **Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina-RS**. 1997. 192 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

COMMETRO ENGENHARIA. **Relatório de Inspeção dos Instrumentos de Auscultação**. Chapecó, 2015.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). **Resolução nº 143, de 10 de Julho de 2012**. Brasília, 2012. Disponível em: <<https://cnrh.mdr.gov.br/resolucoes/1922-resolucao-n-143-de-10-de-julho-de-2012/file>>. Acesso em: 25 de dezembro de 2020

CONSÓRCIO BARRAGEM JOÃO LEITE. **Ensaio de Infiltração em Piezômetros de Tubo Aberto no Maciço e Galeria da Barragem de Terra na Barragem Ribeirão João Leite em Goiânia – GO em Agosto / 09 – Revisão 1**. Goiânia, 2009a.

CONSÓRCIO BARRAGEM JOÃO LEITE. **Resultado dos Novos Ensaio de Infiltração e Leituras nos Piezômetros de Tubo Aberto no Maciço e Galeria da Barragem de Terra na Barragem Ribeirão João Leite em Goiânia – GO em Novembro e Dezembro / 09 – Rev . 01**. Goiânia, 2009b.

CONSÓRCIO MAGNA-HOLLUS. **Relatório de Ensaio de Permeabilidade em Piezômetros - Revisão Dezembro 2016**. Goiânia, 2016.

CONTRERAS, I. A.; GROSSER, A. T.; VER STRATE, R. H. The Use of the Fully-grouted Method for Piezometer Installation. **Geotechnical News**, v. 26, n. 2, p. 30–37 e 40, 2008.

COSTA, W. D. **Geologia de Barragens**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CRUZ, P. T. DA. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto**. 2<sup>a</sup> ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

CRUZ, P. T. DA; MATERÓN, B.; FREITAS JR, M. S. Flow of Water Through Dams and Foundations. *In*: 2nd INTERNATIONAL DAM WORLD CONFERENCE. **Anais...**Lisboa: 2015.

DACHLER, R. **Grundwasserströmung**. Vienna: Julius Springer, 1936.

DARCY, H. **Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon**. Paris, 1856.

DAVIES, M. P.; MARTIN, T. E.; LIGHTHALL, P. Mine Tailings Dams: When Things go Wrong. *In*: TAILINGS DAMS 2000. Association of State Dam Safety Officials, U.S. Committee on Large Dams. **Anais...**Las Vegas: 2000.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. 1st. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1988.

DUNNICLIFF, J. Discussion of "The Use of the Fully-grouted Method for Piezometer Installation. **Geotechnical News**, v. 26, n. 2, p. 38–39, 2008.

DUNNICLIFF, J. Types of Geotechnical Instrumentation and Their Usage. *In*: BURLAND, J.; CHAPMAN, T.; SKINNER, H.; BROWN, M. (Eds.). **ICE Manual of Geotechnical Engineering Volume 2: Geotechnical Design, Construction and Verification**. London: ICE Publishing, 2012. p. 1379–1404.

DUNNICLIFF, J.; MARR, W. A.; STANDING, J. Principles of Geotechnical Monitoring. *In*: BURLAND, J.; CHAPMAN, T.; SKINNER, H.; BROWN, M. (Eds.). **ICE Manual of Geotechnical Engineering Volume 2: Geotechnical Design, Construction and Verification**. London: ICE Publishing, 2012. p. 1363–1377.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE). **Balanco Energético Nacional - Relatório Síntese 2021, Ano Base 2020**. Rio de Janeiro, 2021.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). **Federal Guidelines for Dam Safety**. Washington, DC: FEMA, 2004.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). **Filters for Embankment Dams - Best Practices for Design and Construction**. Washington, DC: FEMA, 2011.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). **Selecting Analytic Tools for Concrete Dams Addressing Key Events Along Potential Failure Mode Paths**. Washington, DC: FEMA, 2014.

FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION (FERC). Gravity Dams. In: **Draft Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydroelectric Projects**. Washington, DC: FERC, 2016.

FELL, R.; MACGREGOR, P.; STAPLEDON, D.; BELL, G.; FOSTER, M. **Geotechnical Engineering of Dams**. 2nd. ed. Leiden: CRC Press/Balkema, 2014.

FICK, A. Ueber Diffusion. **Annalen Der Physik Und Chemie**, v. 170, n. 1, p. 59–86, 1855.

FOSTER, M.; FELL, R.; SPANNAGLE, M. A Method for Assessing the Relative Likelihood of Failure of Embankment Dams by Piping. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 5, p. 1025–1061, 2000a.

FOSTER, M.; FELL, R.; SPANNAGLE, M. The Statistics of Embankment Dam Failures and Accidents. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 5, p. 1000–1024, 2000b.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. **Pesquisa: Desempenho de Ensaios In-Situ em Aterros Compactados em Barragem de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos e Previsão de Comportamento**. Goiânia, 2007.

FUSARO, T. C. **Estabelecimento Estatístico de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau**. 2007. 174 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

HARR, M. E. **Groundwater and Seepage**. 2nd. ed. New York: Dover Publications, Inc., 1990.

HASPARYK, N. P.; KUPERMAN, S. C. Deterioração do Concreto por Reações Expansivas. *In: XXXII - SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS - SNGB. Anais...* Salvador: CBDB, 2019.

HOFFMANS, G.; VAN RIJN, L. Hydraulic Approach for Predicting Piping in Dikes. **Journal of Hydraulic Research**, v. 56, n. 2, p. 268–281, 2018.

HVORSLEV, M. J. **Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations**. Vicksburg, EUA: U.S. Army Corps of Engineers (USACE), 1951.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Embankment Dams Granular Filters and Drains: Review and Recommendations**. Bulletin 95. Paris: CIGB/ICOLD, 1994.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Rehabilitation of Dams and Appurtenant Works: State of the Art and Case Histories**. Bulletin 119. Paris: CIGB/ICOLD, 2000a.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Automated Dam Monitoring Systems: Guidelines and Case Histories**. Bulletin 118. Paris: CIGB/ICOLD, 2000b.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Constitution Statuts**. Paris: CIGB/ICOLD, 2011a.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Improving Tailings Dam Safety: Critical Aspects of Management, Design, Operation and Closure**. Bulletin 139. Paris: CIGB/ICOLD, 2011b.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Small Dams: Design, Surveillance and Rehabilitation**. Bulletin 157. Paris: CIGB/ICOLD, 2016.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Internal Erosion of Existing Dams: Levees and Dikes, and their Foundations**. Bulletin 164. Paris:

CIGB/ICOLD, 2017.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Statistical Analysis of Dam Failures**. Bulletin 188. Paris: CIGB/ICOLD, 2019.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **World Register of Dams: General Synthesis**. 2020. Disponível em: <[https://www.icold-cigb.org/GB/world\\_register/general\\_synthesis.asp](https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp)>. Acesso em: 14 de janeiro de 2021.

KANJI, M. A. **Parecer Técnico Sobre as Causas da Ruptura da Barragem Camará**. Ministério Público da Paraíba, João Pessoa, 2004. Disponível em: <<http://www.prpb.mpf.mp.br/news/1docs/Camara/>>. Acesso em: 18 de abril de 2018.

KUPERMAN, S. C.; MORETTI, M. R.; CIFU, S.; CELESTINO, T. B.; RE, G.; ZOELLNER, K.; PINFARI, J. C.; ROSSETTO, S. L. G.; CARNEIRO, E. F.; REIGADA, R. P. Criteria to Establish Limit Values of Instrumentation Readings for Old Embankment and Concrete Dams. **The Journal of Dam Safety**, v. 3, n. 2, p. 18–26, 2005.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and Properties of Natural Soils and Soft Rocks. *In*: TAN, T. S.; PHOON, K. K.; HIGHT, T. W.; LEROUÉIL, S. (Eds.). **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**. Lisse: A. A. Balkema, 2003. p. 29–254.

LUGEON, M. **Barrages et Géologie**. Lausanne: Rouge et Cie, 1933.

MCKENNA, G. T. Grouted-in Installation of Piezometers in Boreholes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 32, n. 2, p. 355–363, 1995.

MELLO, V. F. B. Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams. **Géotechnique**, v. 27, n. 3, p. 279–355, 1977.

MIKKELSEN, P. E. Cement-Bentonite Grout Backfill for Borehole Instruments. **Geotechnical News**, v. 20, n. 4, p. 38–42, 2002.

MIKKELSEN, P. E.; GREEN, E. G. Piezometers in Fully Grouted Bore-holes. *In*: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOMECHANICS. **Proceedings...Oslo**: 2003.

MILLIGAN, V. Some Uncertainties in Embankment Dam Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 9, p. 785–797, 2003.

MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conduc. **Water Resources Research**, v. 12, n. 3, p. 513–522, 1976.

NIETIEDT, J.; BARBOZA, D. U.; HEBMULLER, A. L.; CARRIJO, I. B. Estudo Sobre a Possibilidade de Ocorrência de Carreamento de Solos pela Fundação da Barragem do Ribeirão João Leite. *In: XXXII - SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS - SNGB. Anais...* Salvador: CBDB, 2019.

OLIVEIRA, A. M. S. **Estudo Percolação d'Água em Maciços Rochosos para o Projeto de Grandes Barragens**. 1981. 197 f. Dissertação (Mestrado em Geociências) - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

PALU, M. C.; JULIEN, P. Y. Review of Tailings Dam Failures in Brazil. *In: XXIII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. Anais...* Foz do Iguaçu: 2019.

PENMAN, A. D. M. A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers. *In: CONFERENCE ON PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS. Proceedings...* London: 1960.

PEREIRA, L. F. **Segurança de Barragens no Brasil: Um Breve Comparativo com a Legislação Internacional e Análise da Influência da Cobertura de Solo de APPs sobre Manchas de Inundação (Estudo de Caso da PCH Pedra Furada, Ribeirão - PE)**. 2019. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira, SP.

PERERA, D.; SMAKHTIN, V.; WILLIAMS, S.; NORTH, T.; CURRY, A. **Ageing Water Storage Infrastructure: An Emerging Global Risk**. Hamilton, Canada: United Nations University Institute for Water, Environment and Health (UNU-INWEH), 2021.

PERSECHINI, M. I. M.; FREITAS, P.; NYS, E.; NUNES, C. M. **Segurança de Barragens: Engenharia a Serviço da Sociedade**. Washington, DC: World Bank Group, 2015.

POWRIE, W. **Soil Mechanics: Concepts and Applications**. 3rd. ed. London: CRC Press, 2014.

RICHARDS, L. A. Capillary Conduction of Liquids Through Porous Mediums. **Journal of Applied Physics**, v. 1, n. 5, p. 318–333, 1931.

SADOWSKI, G. R. **Geologia das Ombreiras da Barragem de João Leite - Relatório de 20 de Fevereiro de 2006**. São Paulo, 2006a.

SADOWSKI, G. R. **Geologia das Ombreiras da Barragem de João Leite - Relatório de 13 de Setembro de 2006**. São Paulo, 2006b.

SANDERSON, D. J. Rock Behaviour. *In*: BURLAND, J.; CHAPMAN, T.; SKINNER, H.; BROWN, M. (Eds.). **ICE manual of geotechnical engineering volume 1: geotechnical design, construction and verification**. London: ICE Publishing, 2012. p. 195–206.

SANEAMENTO DE GOIÁS S.A. (SANEAGO). **Anexo B - Relatório Periódico 11: Aspectos Geotécnicos e Visita dos Consultores Especialistas em Barragens**. Goiânia: Consórcio Magna-Holus / SANEAGO, 2018.

SANEAMENTO DE GOIÁS S.A. (SANEAGO). **Plano de Segurança da Barragem do Ribeirão João Leite: Volume 01 - Informações Gerais**. Goiânia: Consórcio Magna-Holus / SANEAGO, 2019a.

SANEAMENTO DE GOIÁS S.A. (SANEAGO). **Plano de Segurança da Barragem do Ribeirão João Leite: Volume 03 - Planos e Procedimentos**. Goiânia: Consórcio Magna-Holus / SANEAGO, 2019b.

SANEAMENTO DE GOIÁS S.A. (SANEAGO). **Relatório Trimestral de instrumentação de Auscultação da barragem do Ribeirão João Leite - Período Out/2018 a Dez/2018**. Goiânia: Consórcio Magna-Holus / SANEAGO, 2019c.

SANEAMENTO DE GOIÁS S.A. (SANEAGO). **Relatório de Inspeção de Segurança Regular da Barragem do Ribeirão João Leite - 02**. Goiânia: Consórcio Magna-Holus / SANEAGO, 2020.

SANEAMENTO DE GOIÁS S.A. (SANEAGO). **Relatório Bimestral de Instrumentação de Auscultação da barragem do Ribeirão João Leite - Período: Dezembro/2020 a Janeiro/2021**. Goiânia: Consórcio Magna-Holus / SANEAGO, 2021.

SANTOS, V. O. **Segurança de Barragens de Concreto: Auscultação por Instrumentação da Barragem UHE Dona Francisca - RS**. 2018. 295 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P.; TALBOT, J. R. Basic properties of sand and gravel filters. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 6, p. 684–700, 1984.

SILVEIRA, J. F. A.; SOUZA, R. B.; OLIVEIRA, T. C.; LOPES, A. M. A Automação da Instrumentação da UHE de Xingó e os Custos Envolvidos. *In: XXI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Anais...*Rio de Janeiro: CBDB, 1994.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SILVEIRA, J. F. A.; MANTESE, A. C.; MELEGARI, L. F. P. Experiência na Operação de Limpeza de Drenos de Fundação em Três Barragens em CCR. *In: XXXI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Anais...*Belo Horizonte: CBDB, 2017.

SISGEO. **Datasheet: Piezo-resistive Piezometers**. Disponível em:

<[https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/P235S\\_EN\\_03\\_piezo\\_resistive\\_piezometers.pdf](https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/P235S_EN_03_piezo_resistive_piezometers.pdf)>. Acesso em: 25 de fevereiro de 2021a.

SISGEO. **Datasheet: Vibrating Wire Piezometers**. Disponível em:

<[https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/VW\\_PIEZO\\_EN\\_05\\_vibrating\\_wire\\_piezometer.pdf](https://www.sisgeo.com/uploads/schede/schede/VW_PIEZO_EN_05_vibrating_wire_piezometer.pdf)>. Acesso em: 25 de fevereiro de 2021b.

SMIDERLE, C. S. D. **Segurança de Barragens: Análise de Instrumentação da Barragem de Itaúba**. 2014. 172 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

TEIXEIRA-DIAS, F.; PINHO-DA-CRUZ, J.; VALENTE, R. A. F.; SOUZA, R. J. A. **Método dos Elementos Finitos: Técnicas de Simulação Numérica em Engenharia**. Lisboa: ETEP - Edições Técnicas e Profissionais, 2010.

TERZAGHI, K. Der Grundbruch an Stauwerken and seine Verhiltung (Piping in Dams and Its Prevention). **Die Wasserkraft**, v. 17, n. 24, p. 445–449, 1922.

TERZAGHI, K. **Soil Physical Basis of Mechanics of Earth Structures**. Vienna: Franz

Deuticke, 1926.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3rd. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996.

THÁ, P. C. **Estudo das Condições de Fluxo pela Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu**. 2007. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

TSCHIEDEL, A. F.; TASSINARI, L. C. S.; FAN, F. M.; PAIVA, R. C. D. Barragens e Rompimentos: Compilação Histórica Nacional e Internacional. *In: XXIII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. Anais...*Foz do Iguaçu: 2019a.

TSCHIEDEL, A. F.; TASSINARI, L. C. S.; FONTOURA, J. R.; MIERES, L. S.; ZAGO, L. H. G.; FAN, F. M. A Barragem Rompeu, e Agora? Impactos Imediatos e de Curto Prazo a Jusante e a Montante de uma Barragem de Abastecimento Urbano de Água. *In: 5º SIMPÓSIO SOBRE SISTEMAS SUSTENTÁVEIS. Anais...*Porto Alegre: 2019b.

UNITED NATIONS EDUCATIONAL SCIENTIFIC AND CULTURAL ORGANIZATION (UNESCO). **Water Security and the Sustainable Development Goals (Series 1)**. Paris: UNESCO Publishing, 2019.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Design, Construction, and Maintenance of Relief Wells**. Washington, DC: USACE, 1992.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Design and Construction of Levees**. Washington, DC: USACE, 2000.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Design of Gravity Dams**. Denver: USBR, 1976.

VALENZUELA, L. **Tailings Dams and Hydraulic Fills - The 2015 Casagrande Lecture**. *In: SFRISO, A. O.; MANZANAL, D.; ROCCA, R. J. (Eds.). Geotechnical Synergy in Buenos Aires 2015: Invited Lectures of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and the 8th South American Congress on Rock Mechanics. Anais...*Buenos Aires: IOS Press, 2015.

- VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892–898, 1980.
- VAUGHAN, P. R. A Note on Sealing Piezometers in Boreholes. **Géotechnique**, v. 19, n. 3, p. 405–413, 1969.
- WEAVER, K. D.; BRUCE, D. A. **Dam Foundation Grouting**. Reston: ASCE, 2007.
- WILSON, S. D.; MIKKELSEN, P. E. Field Instrumentation. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Eds.). **Special Report 176: Landslides: Analysis and Control**. Washington, DC: TRB, National Research Council, 1978. p. 112–138.
- WISHART, M. J.; UEDA, S.; PISANIELLO, J. D.; TINGEY-HOLYOAK, J. L.; LYON, K. N. GARCÍA, E. B. **Laying the Foundations: A Global Analysis of Regulatory Frameworks for the Safety of Dams and Downstream Communities**. 1st. ed. Washington, DC: World Bank Group, 2020.
- WITHERSPOON, P. A.; WANG, J. S. Y.; IWAI, K.; GALE, J. E. Validity of Cubic Law for Fluid Flow in a Deformable Rock Fracture. **Water Resources Research**, v. 16, n. 6, p. 1016–1024, 1980.
- ZHANG, L. **Improvement of the Reliability of Field Permeability Tests**. 2018. 178 f. Thesis (Philosophiae Doctor) - École Polytechnique de Montréal, Montréal, CA.
- ZHANG, L.; CHAPUIS, R. P.; MAREFAT, V. Numerical values of shape factors for field permeability tests in unconfined aquifers. **Acta Geotechnica**, v. 15, n. 5, p. 1243–1257, 2019.