

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Segurança de barragens de concreto: auscultação por
instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca – RS**

Verlei Oliveira dos Santos

Porto Alegre
2018

VERLEI OLIVEIRA DOS SANTOS

**SEGURANÇA DE BARRAGENS DE CONCRETO:
AUSCULTAÇÃO POR INSTRUMENTAÇÃO DA BARRAGEM
DA UHE DONA FRANCISCA – RS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia na área de concentração em Geotecnia.

Orientador: Prof. PhD. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coorientador: Prof. PhD. Luiz Antônio Bressani

Porto Alegre
2018

CIP - Catalogação na Publicação

Dos Santos, Verlei Oliveira

Segurança de barragens de concreto: auscultação por instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca - RS / Verlei Oliveira Dos Santos. -- 2018.

295 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto Silva Filho.

Coorientador: Luiz Antônio Bressani.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Segurança de barragem. 2. Barragem de concreto. 3. UHE Dona Francisca. 4. Instrumentação hidrogeotécnica. 5. Auscultação por instrumentação. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto, orient. II. Bressani, Luiz Antônio, coorient. III. Título.

VERLEI OLIVEIRA DOS SANTOS

**SEGURANÇA DE BARRAGENS DE CONCRETO:
AUSCULTAÇÃO POR INSTRUMENTAÇÃO DA BARRAGEM
DA UHE DONA FRANCISCA – RS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre – RS, 05 de julho de 2018

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD. pela University of Leeds
Orientador

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College London
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Marcelo Giulian Marques (UFRGS)
Dr. pela Université Laval, Canadá

Prof. Osmar Gustavo Wöhl Coelho (UNISINOS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Glauber Candia Silveira (FEEVALE)
MSc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

*A minha família
Aos bons amigos*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por iluminar meus caminhos e me guiar da melhor forma possível nas escolhas faço ao longo de minha vida.

Aos meus pais, Valdir e Sonia, pelo amor, educação e incentivo. Ao meu irmão Marlon e minha cunhada Aline, meus avós *in memoriam* (Pedro, Maria e Walter), minha avó Olga e aos demais familiares que nunca duvidaram da minha capacidade e sempre me apoiaram.

O filósofo Confúcio certa vez disse que “para conhecermos os amigos é necessário passarmos pelo sucesso e pela desgraça. No sucesso, verificamos a quantidade e, na desgraça, a qualidade”. Neste sentido, agradeço aos meus amigos leais pelo apoio incondicional nesta jornada do mestrado, pelas festas, preocupações, cumplicidade, carinho nos momentos difíceis e pela nossa certeza de confiança mútua. Também agradeço por duas grandes amizades que surgiram como consequência deste mestrado: Lennon e Maurício, vocês são pessoas especiais às quais sempre serei grato pelas atitudes de coleguismo, parceria e pelas boas risadas, que tornaram mais leve esta difícil, porém, recompensadora jornada acadêmica.

Aos meus orientadores: Prof. Luiz Carlos, pelo seu apoio e compreensão; e especialmente ao Prof. Bressani, pelo rico conhecimento compartilhado, ensinamentos, paciência, dedicação e excelentes sugestões no decorrer desta dissertação.

Às empresas CEEE-GT e DFESA por me confiarem o acesso irrestrito a barragem da UHE Dona Francisca e todos seus documentos e banco de dados da instrumentação, fundamentais para que este trabalho atingisse seu objetivo. Meu agradecimento especial à Eng. Camila Smirdele (CEEE-GT) por oportunizar o tema deste trabalho, pela atenção constante, compartilhamento de conhecimento e toda a ajuda dedicada.

Aos professores da UFSM que acreditaram e incentivaram meu ingresso neste mestrado, através das cartas de recomendação: Daniel Alasia, Gelson Dal’Forno, e Rinaldo Pinheiro.

À UFRGS por possibilitar cursar esta pós-graduação em Engenharia Civil e disponibilizar um ensino gratuito e de qualidade através dos excelentes professores do PPGEC.

Por fim, agradeço a CAPES e ao CNPq pela bolsa de estudos e auxílio financeiro que possibilitou a dedicação integral ao programa de pós-graduação e às pesquisas realizadas.

*“We hold these truths to be self-evident, that all
men are created equal, that they are endowed
by their Creator with certain unalienable rights,
that among these are Life, Liberty and the
pursuit of Happiness.”*

US Declaration of Independence – July 1776.

RESUMO

DOS SANTOS, V.O. **Segurança de barragens de concreto:** auscultação por instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca – RS. 2018. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Este trabalho aborda a temática de segurança de barragens de gravidade e apresenta uma metodologia para análise por instrumentação colocada no maciço destas estruturas. Como estudo de caso, utilizou-se a barragem da Usina Hidrelétrica de Dona Francisca, construída no final do ano de 2000, no Rio Jacuí, na região central do Estado do Rio Grande do Sul, Brasil. Sua estrutura é de concreto compactado com rolo e possui cerca de 63 metros de altura máxima e 660 metros de comprimento. As condições geológico-geotécnicas da fundação da UHE Dona Francisca remetem às rochas da Formação Caturrita, constituídas principalmente por arenitos e níveis de siltito e argilito intercalados. Devido à preocupação com o comportamento deste tipo de fundação em relação à estabilidade das estruturas, a UHE Dona Francisca foi contemplada com um amplo plano de instrumentação, composto principalmente por medidores de vazão, piezômetros, pêndulos diretos, extensômetros e medidores triortogonais de junta. Esta dissertação apresenta e analisa os dados destes dispositivos. Os objetivos principais foram avaliar a evolução dos registros ao longo do tempo e frente às variações de carregamento e condições ambientais, além de comparar as leituras com as previsões de projeto e com os dados de instrumentação de outras barragens. Observou-se que a maioria da instrumentação é sensível à variação do nível do reservatório e, portanto, o mesmo foi tomado como referencial nas apresentações das leituras dos instrumentos. De um modo geral, a barragem esteve estável durante o período auscultado de 17 anos. As poropressões foram controladas satisfatoriamente pelo sistema de drenagem. Na maioria das vezes, os deslocamentos, as deformações na fundação e vazões foram superiores aos registros de outras barragens de maior porte. Entretanto, essas grandezas tenderam a reduzir ou se estabilizar ao longo dos anos. Atualmente, alguns instrumentos exigem atenção visto que suas leituras não estão estáveis ou não correspondem às previsões de comportamento estabelecidas durante a fase de projeto. A metodologia para análise adotada neste trabalho mostrou-se eficaz e permitiu a definição das tendências atuais de leituras de cada instrumento.

Palavras-chave: *segurança de barragem; auscultação de barragem de concreto; UHE Dona Francisca; análise por instrumentação.*

ABSTRACT

DOS SANTOS, V.O. **Safety of concrete dams:** auscultation by instrumentation of Dona Francisca HPP dam – Rio Grande do Sul State, Brazil. 2018. Dissertation (Master of Science in Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

This work deals with the safety of gravity dams and presents a methodology for analysis by instrumentation inserted in the massif of these structures. The Dona Francisca Hydroelectric dam was used as a case study. This dam was built in the end of 2000, on the Jacuí River, in the central region of the Rio Grande do Sul State, Southern Brazil. Its structure is made of rolled concrete and has approximately 63 meters of maximum height and 660 meters in length. The geological and geotechnical conditions of the Dona Francisca HPP foundation refer to the Caturrita Formation rocks, made up mainly of sandstones and intercalated levels of siltstone and claystone. Due to the concern about the behavior of this type of foundation in relation to the stability of the structures, the Dona Francisca HPP was contemplated with a broad instrumentation plan, composed mainly of flow meters, piezometers, direct pendulums, extensometers and triorthogonal meters. This dissertation presents and analyzes the data of these devices. The goals were to evaluate the evolution of these registers over time and in relation to loading variations and environmental conditions, moreover, compare the readings with the project forecasts and the instrumentation data from other dams. It was observed that most of the instrumentation is sensitive to variation of the reservoir level and, therefore, it was taken as reference in the presentations of the instruments readings. In general, the dam of the Dona Francisca HPP was stable during this auscultated period of 17 years. The pore water pressures were successfully controlled by the drainage system. Most of the time, the displacements, the deformations in the foundation and flows were higher to the records of other larger dams. However, these magnitudes have tended to decrease or stabilize over the years. Nowadays, some auscultation devices require attention because their readings are not stable or do not match the behavior predictions established during the design stage. The analysis methodology adopted in this study proved to be effective and allowed the definition of each instrument reading trends.

Key-words: *dam safety; auscultation of concrete dam; Dona Francisca HPP; analysis by instrumentation.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	JUSTIFICATIVAS	20
1.2	OBJETIVOS	24
1.3	LIMITAÇÕES	25
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1	MACIÇOS DAS BARRAGENS DE CONCRETO - GRAVIDADE	29
2.1.1	Características Gerais	30
2.1.2	Estudos para Projetos de Barragens	32
2.1.3	Barragem de Concreto-Gravidade de CCR	34
2.2	ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM BARRAGENS DE GRAVIDADE....	36
2.2.1	Segurança ao Deslizamento Devido ao Aumento da Subpressão	38
2.2.2	Segurança ao Tombamento	38
2.2.3	Segurança ao Deslizamento	39
2.3	ESTABILIDADE DAS FUNDAÇÕES EM ROCHAS	41
2.4	BARRAGENS ASSENTES SOBRE ROCHAS SEDIMENTARES.....	47
2.5	INTRODUÇÃO A MODELAGEM NUMÉRICA DE BARRAGENS	50
2.6	LEGISLAÇÃO BRASILEIRA DE SEGURANÇA DE BARRAGENS	53
2.7	INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS DE CONCRETO	56
3	UHE DONA FRANCISCA: CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS E MÉTODOS DE ESTUDO	64
3.1	HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO	64
3.2	GEOLOGIA E PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DA FUNDAÇÃO.....	70
3.2.1	Geologia Regional	70
3.2.2	Geologia Local	71

3.2.3	Características Geomecânicas dos Materiais da Fundação	75
3.2.3.1	Siltito.....	76
3.2.3.2	Argilito.....	78
3.3	RESUMO DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE: FASE DE PROJETO ..	80
3.4	PROCEDIMENTOS DE MONITORAMENTO DA SEGURANÇA	90
3.4.1	Inspeções na UHE Dona Francisca	91
3.4.2	Instrumentação da Barragem da UHE Dona Francisca	93
3.5	RELATOS DE OCORRÊNCIAS ATÍPICAS.....	97
3.5.1	Aumento de Vazão e Carreamento de Partículas no Dreno 85P	97
3.5.2	Desligamento das Bombas 8 e 9 do Poço de Drenagem nº 2.....	98
3.6	METODOLOGIA DE PESQUISA.....	99
4	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA BARRAGEM E	
	DEFORMAÇÕES NA FUNDAÇÃO.....	102
4.1	DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE OS BLOCOS	102
4.1.1	Abertura de Junta (AJ).....	104
4.1.2	Deslocamento Horizontal Diferencial (DH).....	107
4.1.3	Recalque Diferencial (RD)	108
4.2	DEFORMAÇÕES DA FUNDAÇÃO	110
4.2.1	Região da Casa de Força (CF)	113
4.2.2	Região da Tomada D'água	114
4.2.3	Região da Ombreira Esquerda	115
4.2.4	Região do Vertedouro.....	117
4.2.5	Deformação Resultante e Translação na Base da Barragem.....	119
4.2.6	Deformações Elásticas x Lentas	121
4.3	DESLOCAMENTOS DE CRISTA	122
5	ANÁLISE DAS VAZÕES DE DRENAGEM E PIEZOMETRIA.....	128
5.1	VAZÕES DE DRENAGEM E INFILTRAÇÃO	128
5.2	PIEZOMETRIA	134

5.2.1	Piezometria da Região da Ombreira Direita.....	139
5.2.2	Piezometria da Região do Vertedouro	142
5.2.3	Piezometria da Região da Ombreira e da Margem Esquerda	146
5.2.4	Normalização dos Dados de Piezometria.....	148
5.3	CORRELAÇÃO ENTRE VAZÕES E SUBPRESSÕES	150
5.4	PIEZOMETRIA NOS ANOS DE 2016 E 2017.....	154
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	159
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	159
6.1.1	Deslocamentos Relativos entre Blocos	159
6.1.2	Deformações na Fundação da Barragem.....	162
6.1.3	Deslocamentos da Crista da Barragem.....	166
6.1.4	Vazões de Drenagem e Infiltração	167
6.1.5	Piezometria.....	171
6.2	CONCLUSÕES.....	173
6.3	SUGESTÕES PARA OUTROS ESTUDOS RELACIONADOS.....	175
	PRINCIPAIS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	176
	APÊNDICE A – Análise dos condicionantes ambientais que influenciam nos dados da instrumentação	181
	APÊNDICE B – Apresentação gráfica das leituras dos MTJs, EMs e PDs	195
	APÊNDICE C – Apresentação gráfica das leituras dos MVs e piezômetros	235
	ANEXO I – Planta baixa, perfil longitudinal e locais instrumentados da UHE Dona Francisca	277
	ANEXO II – Seções transversais instrumentadas	279
	ANEXO III – Matriz de risco e dano potencial da UHE Dona Francisca (ano de 2018)	289

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfil básico de uma barragem de concreto de gravidade	31
Figura 2 – Seção transversal típica de uma barragem de gravidade de CCR	35
Figura 3 – Parâmetros de deformabilidade	43
Figura 4 – Distribuição de carga imposta por uma barragem de gravidade	45
Figura 5 – Esquema dos processos de formação das rochas brandas	49
Figura 6 – Critérios para a definição da fronteira entre solos e rochas	49
Figura 7 – Tipos de comportamentos tensão-deformação	52
Figura 8 – Correlação entre tipos de instrumento e deterioração de barragens de concreto	59
Figura 9 – Relação entre acurácia e precisão	60
Figura 10 – Vista panorâmica da UHE Dona Francisca	65
Figura 11 – Mapa de localização da UHE Dona Francisca	65
Figura 12 – UHEs ao longo do curso do Rio Jacuí	67
Figura 13 – Arranjo geral da UHE Dona Francisca	68
Figura 14 – Esquema vertedouro UHE Dona Francisca.....	69
Figura 15 – Vista a partir da ombreira direita da UHE Dona Francisca	70
Figura 16 – Vista geral afloramento de rochas da Formação Caturrita a jusante da barragem	71
Figura 17 – Seção geológica fundação bloco B21 na região do vertedouro.....	74
Figura 18 – Detalhe acondicionamento das amostras em caixa de madeira.....	76
Figura 19 – Envoltória de resistência do siltito	78
Figura 20 – Envoltórias de resistência do argilito	79
Figura 21 – Croqui da seção tipo da região do vertedouro indicando os planos das análises	83
Figura 22 – Tensões verticais na estrutura de concreto.....	90
Figura 23 – Tensões horizontais na estrutura de concreto.....	90
Figura 24 – Roteiro para inspeção e identificação de patologias na UHE Dona Francisca	93
Figura 25 – Detalhe caixa coletora “MUX” e “Readout”.....	97
Figura 26 – Material que saiu de dentro do dreno 85P em ago/2010.....	98
Figura 27 – Dreno 85P antes da inserção do filtro (esquerda) e depois (direita).....	98
Figura 28 – MTJ instalado entre os blocos B3 e B4 da UHE Dona Francisca	103
Figura 29 – Cabeça do EM-S6-03 instalado no bloco B25 da UHE Dona Francisca	111
Figura 30 – Deslocamento “resultante” da base da barragem a partir da roseta de EMs	120
Figura 31 – Cálculo dos deslocamentos na base da barragem da UHE Dona Francisca	120

LISTA DE FIGURAS (continuação)

Figura 32 – Coordinômetro micrométrico da UHE Dona Francisca.....	122
Figura 33 – Leitura do instrumento PD no bloco B17	123
Figura 34 – Correlações periódicas entre temperatura e NR com DCs do B17 e B21.....	127
Figura 35 – Drenos de piso ao longo da galeria de drenagem	129
Figura 36 – Infiltrações no túnel em rocha na ombreira direita	130
Figura 37 – Seção do bloco B30 indicando a disposição dos 3 PCVs	136
Figura 38 – PTAs externos localizados na ombreira direita	136
Figura 39 – PTAs instalados no bloco B17	137
Figura 40 – CPRNs após 2016 nos PCVs da galeria de inspeção.....	150
Figura 41 – Registros dos PCVs da região da OD a partir de 2016	154
Figura 42 – Registros dos PCVs da região da bacia de dissipação a partir de 2016.....	156
Figura 43 – Registros das leituras dos PCVs da região do vertedouro a partir de 2016	156
Figura 44 – Registros das leituras dos PCVs da região da OE a partir de 2016	158

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação dos maciços das barragens quanto à rigidez e geometria	30
Quadro 2 – Características da instrumentação de auscultação	60
Quadro 3 – Combinações de carregamento da primeira análise de estabilidade	84
Quadro 4 – Combinações de carregamento da segunda análise de estabilidade	87
Quadro 5 – Cálculo FS na segunda análise de estabilidade.....	88
Quadro 6 – Classe da barragem da UHE Dona Francisca	91
Quadro 7 – Estatística hidrológica de vazão (histórico de vazão dos últimos 50 anos).....	92
Quadro 8 – Descrição geral dos instrumentos da barragem da UHE Dona Francisca	96
Quadro 9 – Interpretação das leituras de deslocamentos dos MTJs.....	104
Quadro 11 – Resumo dos casos estudados pelos modelos em MEF	123
Quadro 12 – Condições de obtenção de vazão e vazões de controle	131
Quadro 13 – Características principais dos piezômetros.....	138
Quadro 14 – Comparativo carga de subpressão projeto x observada.....	151
Quadro 15 – Comparativo com os deslocamentos diferenciais de outras barragens	162
Quadro 16 – Resumo final a partir da análise dos EMs	165
Quadro 17 – Comparativo com as deformações da fundação de outras barragens	166
Quadro 18 – Comparativo com os deslocamentos de crista de outras barragens	167
Quadro 19 – Comparativo com as vazões dos túneis de drenagem de outras barragens	170
Quadro 20 – Comparativo com as vazões específicas de outras barragens de concreto	170
Quadro 21 – Resumo do cenário atribuído aos trechos monitorados por cada MV.....	171
Quadro 22 – Comparativo entre as cotas piezométricas de projeto e leituras	172

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – FS mínimo para análises de estabilidade de barragens de concreto.....	38
Tabela 2 – Valores médios do módulo E e V para algumas rochas.....	44
Tabela 3 – Valores de coesão e ângulo de atrito para diversos tipos de rochas.....	46
Tabela 4 – Valores médios de resistência das principais rochas.....	46
Tabela 5 – Resultados dos primeiros ensaios em arenitos do local da UHE Dona Francisca	75
Tabela 6 – Índices físicos das amostras de siltito.....	77
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial do siltito.....	77
Tabela 8 – Índices físicos das amostras de argilito	78
Tabela 9 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial do argilito	79
Tabela 10 – Índices físicos e parâmetros geomecânicos médios dos siltitos e argilitos	82
Tabela 11 – Parâmetros geomecânicos adotados na primeira análise de estabilidade	82
Tabela 12 – Níveis de carregamento hidrostático e FSs parciais adotados em projeto.....	83
Tabela 13 – FSs mínimos obtidos na primeira análise de estabilidade: critérios da USBR.....	85
Tabela 14 – Parâmetros geomecânicos adotados na segunda análise de estabilidade	86
Tabela 15 – Parâmetros geomecânicos adotados na terceira análise de estabilidade	89
Tabela 16 – Deslocamentos diferenciais máximos de projeto.....	104
Tabela 17 – Deformações máximas previstas para os EMs: fundação mais rígida	112
Tabela 18 – Deformações máximas previstas para os EMs: fundação mais deformável.....	112
Tabela 19 – Resumo das deformações elásticas (δe) e totais (δt) observadas nos EMs	121
Tabela 20 – Deslocamentos horizontais teóricos da crista bloco B17	123
Tabela 21 – Deslocamentos horizontais teóricos da crista bloco B21	123
Tabela 22 – Resumo final a partir da auscultação dos MTJs.....	160
Tabela 23 – Comparativo vazões de controle de projeto e máximas observadas nos MV.....	169
Tabela 24 – Resumo vazões específicas dos MVs e específica total.....	169

LISTA DE SIGLAS

ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
AJ	Abertura de Junta
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CCC	Casos de Carregamento de Construção
CCE	Casos de Carregamento Excepcional
CCN	Casos de Carregamento Normal
CCR	Concreto Compactado com Rolo
CCV	Concreto Convencional ou massa
CDSA	<i>Canadian Dam Safety Association</i>
CEEE-GT	Companhia Estadual de geração e Transmissão de Energia Elétrica – RS
CF	Casa de Força
CI	Cota de Instalação
CIGB	Comissão Internacional de Grandes Barragens
CP	Cota Piezométrica
CPRN	Cota Piezométrica Relativa Normalizada
CP	Corpo de Prova
CSD	Coefficiente de Segurança ao Deslizamento (USACE)
DC	Deslocamento de Crista (sigla somente utilizada em alguns gráficos)
DH	Deslocamento Horizontal Diferencial/Relativo
El.	Elevação ou cota em relação ao nível do mar
EM	Extensômetro Múltiplo de Haste de Fibra de Vidro
FS	Coefficiente de Segurança
FST	Coefficiente de Segurança ao Tombamento
FSD	Coefficiente de Segurança ao Deslizamento
fsd	Coefficiente de Segurança Parcial
FSSs	Coefficiente de Segurança ao Deslizamento devido às Subpressões
HC e HL	Haste Curta e Haste Longa
HSSR	<i>Hard Soils and Soft Rocks</i>
IBAMA	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis

LISTA DE SIGLAS (continuação)

ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
IROT	Inspeção Rotineira
IREG	Inspeção Regular
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering</i>
LR	Leito do Rio
MD e ME	Margem Direita e Margem Esquerda
MEF	Método dos Elementos Finitos
MPI	Manual de Procedimento de Inspeção
MS	Marco Superficial
MTJ	Medidor Triortogonal de Junta
MV	Medidor de Vazão
NA	Nível d'Água
NR	Nível do Reservatório
OE e OD	Ombreira Esquerda e Ombreira Direita
PD	Pêndulo Direto
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
PCV	Piezômetro de Corda Vibrante
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança de Barragens
PTA	Piezômetro de Tubo Aberto
RD	Recalque Diferencial
TA	Tomada D'água
TE	Termômetro Embutido
TR	Tempo de Retorno
TS	Termômetro Superficial
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UHE	Usina Hidrelétrica
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ	Ângulo de atrito característico (graus)
A	Área (m ²)
ν	Coefficiente de Poisson
c	Coesão característica (kgf/cm ² ou MPa)
ϵ	Deformação
E_p	Empuxo passivo
S	Grau de saturação - (%)
e	Índice de vazios
K	Permeabilidade (cm/s)
δ	Peso específico dos grãos - (g/cm ³)
γ_n	Peso específico natural - (g/cm ³)
γ_{rocha}	Peso específico rocha - (tf/m ³)
γ_s	Peso específico seco - (g/cm ³)
η	Porosidade - (%)
$\sum E$	Somatório das forças horizontais atuantes (E - empuxo)
$\sum N$ ou P	Somatório das forças normais gravitacionais
$\sum U$	Somatório das forças de subpressão/poropressão
$\sum M_e$	Somatório dos momentos estabilizantes
$\sum M_t$	Somatório dos momentos de tombamento
T	Temperatura (°C)
t	Tempo
τ_r	Tensão de cisalhamento resistente (MPa)
τ	Tensão de cisalhamento atuante (MPa)
σ	Tensão normal (MPa)
ω	Teor de umidade (%)

1 INTRODUÇÃO

A palavra barragem provém, etimologicamente, da palavra francesa “*barrage*”, do século XII, que deriva das palavras “*barre*”, do francês, e “*barra*”, do latim vulgar, que significam "travessa, tranca de fechar porta". Em sua origem o termo barragem faz referência a um determinado dispositivo que obstrui ou impede a passagem de algo. Tecnicamente no ramo da engenharia, barragem pode ser definida como uma estrutura permanente constituída de uma barreira artificial com a capacidade de reter grandes quantidades de materiais em estado fluido para fins de armazenamento ou controle. Os principais materiais retidos são água, rejeitos ou detritos oriundos de alguma atividade humana.

As barragens podem variar em tamanho desde pequenos maciços de terra como os açudes, concebidos nas propriedades rurais para produção agrícola e pecuária, a enormes estruturas de concreto ou de aterro como, por exemplo, as barragens de usinas hidrelétricas ou para armazenamento de rejeitos de mineração. A disposição de uma barragem envolve, tipicamente, a união de duas margens através da inserção de alguma estrutura maciça e com permeabilidade controlada. Atualmente, os principais tipos de barragens existentes são as de aterro (terra, enrocamento e mista), concreto-gravidade, concreto-aliviada e de concreto em arco.

Desde o início da história da humanidade, as barragens ou represas têm sido fundamentais para o desenvolvimento das civilizações. A sua construção era, sobretudo, para atenuação do problema de escassez de água em períodos de estiagem, através do armazenamento hídrico durante os períodos de abundância. Armazenagem e controle de água estão entre as principais funções das barragens e, nestes casos, geralmente se destinam ao abastecimento doméstico e industrial, à irrigação, à navegação, à recreação, ao controle de sedimentação, ao controle de cheias e à produção de energia elétrica. Em nível mundial, algumas das represas mais antigas de que se tem conhecimento situavam-se no Egito, Oriente Médio e Índia. A partir da Revolução Industrial, houve um crescente aumento na demanda por barragens, incentivando o aperfeiçoamento dos materiais e métodos de projeto e concepção, surgindo então, as primeiras grandes estruturas.

De acordo com CBDB (2011), a mais antiga barragem que se tem notícia em território brasileiro foi construída onde hoje é área urbana do Recife – PE, possivelmente no final do Século XVI, antes mesmo da invasão holandesa. Conhecida presentemente como açude Apipucos, ela aparece em um mapa holandês de 1577. A barragem original foi alargada e reforçada para permitir a construção de uma via de acesso ao centro do Recife. Há referências também ao dique Afogados construído no rio Afogados (um braço do rio Capiberibe) por Harman Agenau pelo custo de 6000 florins holandeses¹ para acesso a um forte também na atual região urbana do Recife. O dique tinha três metros de altura e cerca de 2 km de extensão, tendo sido concluído em dezembro de 1644; em 1650 sofreu transbordamento por ocasião de uma grande cheia, tendo colapsado em vários pontos.

O Registro Mundial de Barragens, da *International Commission on Large Dams (ICOLD)*, considera como grande barragem aquela que possua altura superior a 15 metros (independentemente do volume de água armazenável em seu reservatório), ou também a que possua altura entre 10 e 15 metros, mas que tenha capacidade de armazenar mais de 3 milhões de metros cúbicos de água em seu reservatório. A altura de uma barragem é definida pela diferença de cota de sua crista até o ponto mais baixo da sua fundação.

Paralelamente ao desenvolvimento da engenharia de grandes barragens, surgiu a preocupação quanto à segurança destas obras. A experiência adquirida, através da observação do colapso de diversas barragens pelo mundo, demonstra que uma das maiores agressões a que o meio ambiente e a sociedade podem ser submetidos é oriunda do rompimento duma barragem. Na maioria dos casos de colapso registrados, os danos sociais, ambientais e econômicos foram significativos. As principais causas de colapso estão relacionadas às fundações. Sobretudo, no que diz respeito à avaliação correta das forças de subpressão e de percolação. Eventos hidrológicos extremos, terremotos, deslizamentos, erros de projeto e recalques não previstos também são fatores importantes no que tange ao tema segurança de barragens.

A instrumentação hidrogeotécnica de barragens consiste numa das ferramentas empregadas para a observação, detecção e caracterização de eventuais deteriorações ou anormalidades que constituem risco potencial às condições da segurança global do empreendimento. Ela possibilita fazer um processo de obtenção, registro e processamento sistemático dos dados obtidos a partir dos instrumentos de medida instalados em diferentes locais ao longo da

¹ Florim holandês pode ser considerada uma das primeiras moedas brasileiras tanto por conter o nome BRASIL impresso, quanto por terem sido fabricadas em solo brasileiro. Estas moedas eram confeccionadas em ouro e 6000 florins equivaleriam a cerca de 3850 g deste material.

estrutura. Quando da obtenção destes dados, deve-se analisá-los de maneira a compará-los com os valores limites definidos durante a fase de projeto. Este procedimento facilita a detecção imediata de possíveis anomalias. Assim, em condições adequadas, um programa de instrumentação eficiente tende a garantir acurácia, bem como, fornecer parâmetros relacionados à confiabilidade das leituras, à compatibilidade em relação às metodologias construtivas e premissas de projeto (FONSECA, 2003).

Neste contexto geral, o presente trabalho trata sobre avaliação da segurança de barragens através de um estudo de caso envolvendo uma estrutura de concreto. Para isto, foi escolhido o maciço da UHE Dona Francisca, do tipo gravidade, construída de Concreto Compactado com Rolo – CCR, destinada ao armazenamento de água para geração de energia elétrica, e cuja fundação é constituída essencialmente por rochas sedimentares brandas.

1.1 JUSTIFICATIVAS

A demanda por energia elétrica vem aumentando significativamente no mundo todo. O desenvolvimento tecnológico e econômico dos países e melhoria das condições de vida das pessoas depende da suficiência energética. No Brasil, uma vez que a água está entre os recursos naturais mais abundantes no país, a geração de energia elétrica está fortemente ligada ao aproveitamento deste potencial hídrico através da inserção de barragens em rios que possuam elevado volume de água e apresentem desníveis ao longo de seu curso.

A construção destas estruturas, para aproveitamento hidrelétrico, teve início na década de 60, em função do crescimento econômico e conseqüente aumento na demanda energética nacional. Segundo a Agência Nacional de Energia Elétrica² (ANEEL) as regiões Sul e Sudeste concentram a produção energética no Brasil, principalmente através do aproveitamento hidrelétrico. A análise da matriz de energia elétrica mostrou que o país possuía em operação, em abril de 2018, 220 Usinas Hidrelétricas (UHEs) e 429 Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs). Estas estruturas eram responsáveis por cerca de 63,51% da potência outorgada. Nesta mesma data, dos empreendimentos ainda em construção, tem-se 6 UHEs e 27 PCHs e, dos que ainda não tiveram a construção iniciada, tem-se 7 UHEs e 126 PCHs.

² Disponível em: < <http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/capacidadebrasil.cfm> >, Acesso em abril/2018.

Para implantação de uma usina hidrelétrica, o investimento inicial e os custos de manutenção são elevados; porém, o custo do combustível (água) é nulo. Ainda que seja uma fonte de energia renovável e não emita poluentes, a produção de energia hidrelétrica não está isenta de impactos ambientais e sociais. A inundação de áreas e formação do lago a montante da barragem gera diversos problemas como: realocação das populações ribeirinhas; destruição de extensas áreas de vegetação natural e matas ciliares; desmoronamento de margens; assoreamento do leito dos rios; prejuízos à fauna e à flora locais e alterações no regime hidráulico dos rios. Porém, uma preocupação ainda maior é quanto à segurança das barragens após a construção e início de operação. As experiências mundiais com os casos de colapso destas estruturas indicam que os impactos ambientais e sociais são imensuráveis e de difícil recuperação a curto prazo.

Portanto, dada a importância das hidrelétricas para a produção energética no Brasil e a crescente demanda para tal, faz-se necessário uma constante verificação quanto à segurança das barragens existentes, no intuito de se compreender de maneira integral o comportamento delas, buscando-se prever os diversos cenários possíveis. Afinal, como qualquer obra de engenharia, as barragens exigem cuidado e manutenção contínua, a fim de assegurar que elas permaneçam em operação e capazes de desempenhar todas as finalidades de projeto, sem colocar em risco pessoas e propriedades a sua jusante.

A Lei Federal 12.334, publicada em 20 de setembro de 2010, trata da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) destinadas à acumulação de água para quaisquer usos. Seus objetivos principais são a garantia da observância de padrões de segurança de barragens de maneira a reduzir a possibilidade de acidente e suas consequências; regulamentação das ações de segurança a serem adotadas em todas as fases de vida útil da barragem; promoção do monitoramento e acompanhamento das ações de segurança empregadas pelos responsáveis por barragens; criação de condições para que se amplie o universo de controle de barragens pelo poder público, com base na fiscalização, orientação e correção das ações de segurança; coligação de informações que subsidiem o gerenciamento da segurança de barragens pelos governos; estabelecimento de conformidades de natureza técnica que permitam a avaliação da adequação aos parâmetros estabelecidos pelo poder público; e, por fim, fomentação da cultura de segurança de barragens e gestão de riscos.

A PNSB reforça a necessidade do cuidado com a manutenção das barragens e monitoramento contínuo destas. Sendo assim, um plano eficiente de monitoramento por instrumentação torna-

se um item básico e deve estar presente em todas estas estruturas. Pois desta forma, a organização e análise dos dados das leituras de instrumentação será capaz de fornecer informações sobre o desempenho da barragem ao longo de sua vida útil e auxiliar na previsão de comportamento em cenários futuros.

Esta previsão de comportamento refere-se, basicamente, à estimativa de desempenho das estruturas frente, por exemplo, às variações do Nível do Reservatório (NR), atividades sísmicas, alterações nos parâmetros dos materiais da fundação e problemas com a drenagem. Uma boa instrumentação tende a ser sensível a estas ocorrências ou eventos e, desta forma, ela pode fornecer informações essenciais sobre o que está acontecendo na barragem. Logo, é de suma importância que seja montado um banco de dados dos registros da instrumentação ao longo da vida útil de uma barragem para que, sempre que for necessário, se possa analisá-lo. Na medida em que se vai construindo um banco de dados das leituras dos instrumentos, torna-se possível a visualização da tendência de desempenho ou comportamento da estrutura a partir da repetição dos eventos supracitados. Os parâmetros básicos de controle da estrutura definidos em projeto (tais como níveis de tensões, deformações, deslocamentos, subpressões e vazões) também podem ser reajustados após a análise deste banco de dados.

De acordo com Gutstein (2003), as análises de estabilidade de barragens eram, e muitas vezes ainda são, realizadas tão somente com a utilização de formulações clássicas analíticas de verificações quanto à segurança ao tombamento, deslizamento e ao deslizamento devido ao aumento da subpressão na base da estrutura. A avaliação das tensões atuantes na fundação, incluindo a poropressão, também podem ser efetuadas de maneira simplificada. Entretanto, com o desenvolvimento da computação, os estudos a partir duma modelagem numérica (em elementos finitos, por exemplo) que considere a estrutura interagindo com seu entorno, têm se mostrado de importância fundamental principalmente na fase de projeto.

Após a execução da barragem, quando sua geometria ou os materiais da fundação não apresentam o comportamento previsto pelas soluções analíticas convencionais empregadas, a modelagem numérica utilizando o Método de Elementos Finitos (MEF) pode ser uma importante ferramenta para a complementação dos estudos. Uma modelagem numérica calibrada com as informações oriundas do banco de dados da instrumentação da barragem permite a obtenção de uma estimativa mais coerente do grau de segurança da estrutura e dos parâmetros de controle e limites. Através desta modelagem também é possível a verificação do comportamento da estrutura frente aos mais variados eventos que se queira simular. Sendo

assim, a utilização do modelo físico real da barragem para aferição de um modelo numérico tende a ser uma metodologia eficaz para avaliação das condições atuais e de desempenho futuro da estrutura. Na engenharia geotécnica este procedimento é tipicamente denominado de “retroanálise” da estabilidade. Os passos iniciais para o procedimento de “retroanálise” de estabilidade – que não será objeto de estudo nesta dissertação – são a organização e análise da consistência do banco de dados construído ao longo do tempo e a verificação das condições de segurança da barragem a partir de sua auscultação.

A auscultação é o conjunto de métodos de observação do comportamento de uma determinada obra de engenharia, com os objetivos principais de observar as condições de segurança, comprovar a validade das hipóteses e dos métodos de cálculo utilizados no projeto, verificar a necessidade da utilização de medidas corretivas e, também, fornecer subsídios para a elaboração de novos critérios de projeto quando durante o período construtivo. A partir deste conceito geral, nota-se a relevância do procedimento de auscultação dos maciços das barragens, visto que, são obras importantes e que normalmente geram grandes impactos sociais, ambientais e econômicos.

Desta forma, visando a aplicação de uma metodologia de auscultação em prol da verificação da segurança dos maciços das barragens, se fez necessário um estudo de caso real que dispusesse, principalmente, de um banco de dados completo. Devido à importância das barragens de hidrelétricas no contexto de produção energética do Brasil, esta dissertação contempla um estudo envolvendo a barragem de uma Usina Hidrelétrica (UHE). Para isto, escolheu-se a da UHE Dona Francisca, localizada no Rio Jacuí, nos municípios de Agudo e Nova Palma, na região central do Estado do Rio Grande do Sul, no Brasil e distante cerca de 275 km de Porto Alegre/RS. Este empreendimento foi implantado no ano de 2000 e as atividades de operação e manutenção estão sob responsabilidade da CEEE-GT (Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica – Rio Grande do Sul).

Essa estrutura será analisada como estudo de caso pelo fato de possuir um plano de instrumentação abrangente e apresentar diversas peculiaridades em termos de geometria geral (vertedouro tipo Creager), materiais de construção (corpo da barragem em Concreto Compactado com Rolo – CCR) e condicionantes geológico-geotécnicos de fundação (composta essencialmente por rochas sedimentares brandas). A auscultação por instrumentação desta barragem foi realizada a partir dos extensômetros, pêndulos diretos, medidores triortogonais de junta, piezômetros, medidores de vazão e outros de importância secundária.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é a organização e análise do banco de dados coletados da instrumentação da barragem de CCR da UHE Dona Francisca, ao longo de quase 17 anos de monitoramento, para que seja possível a verificação das condições atuais de segurança da estrutura e o comportamento da barragem frente às variações de carregamento ao longo do tempo, com o propósito final de fornecer parâmetros de controle para as leituras de cada instrumento a partir de uma metodologia de auscultação através da instrumentação.

Para se atingir este objetivo geral, 11 atividades específicas foram necessárias durante o desenvolvimento desta dissertação, ressaltando-se as seguintes:

- a) Revisão bibliográfica envolvendo barragens de gravidade, destacando os seguintes pontos: características, análise de estabilidade, segurança de barragens e instrumentação de barragens de concreto;
- b) Estudo da caracterização geológico-geotécnica da fundação da barragem da UHE Dona Francisca, a fim de compreender suas especificidades envolvendo principalmente a presença de camadas areníticas (rochas sedimentares brandas) entremeadas de pelitos (siltitos e argilitos) como estrutura de suporte para uma barragem do tipo gravidade, que é uma condição atípica na maioria das barragens de concreto que se têm conhecimento;
- c) Estudo do empreendimento e análise detalhada do projeto executivo e das alterações realizadas durante a execução da barragem da UHE Dona Francisca, de forma a se compreender a configuração final do “*as built*”;
- d) Visita técnica a UHE Dona Francisca (realizada em agosto de 2017);
- e) Organização e análise do banco de dados oriundos da instrumentação da barragem, visando à determinação de um possível referencial de comportamento para cada instrumento, a partir das condições de operação ao longo do tempo;
- f) Correlação entre as variações das leituras dos diferentes instrumentos com o Nível do Reservatório (NR), tomando-o parâmetro principal de referência;
- g) Verificação da existência de correlações entre as leituras dos instrumentos a partir de uma análise gráfica conjunta e estatística;

- h) Análise crítica da qualidade do banco de dados da instrumentação em termos de acurácia e precisão. Destaca-se, desde já, a existência de um processo falho de automação das leituras nos primeiros 3 anos de operação da estrutura;
- i) Comparação detalhada dos resultados da modelagem numérica efetuada durante a fase de projeto com os dados obtidos pela auscultação dos instrumentos instalados na barragem, a fim de se verificar se as premissas de projeto foram observadas durante o período de operação;
- j) Comparação, sempre que possível, dos dados de leituras da barragem da UHE Dona Francisca com os registros de outras barragens visando identificar se os comportamentos são semelhantes, mesmo que as estruturas sejam distintas entre si em termos de geometria e condicionantes geológico-geotécnicos das fundações. Salienta-se que não foi encontrada na bibliografia pesquisada alguma barragem com características semelhantes às da UHE Dona Francisca nos termos supracitados e cujos dados de instrumentação estivessem disponíveis para consulta e análise;
- k) Verificação do funcionamento satisfatório dos instrumentos e determinação dos cenários obtidos após a organização e análise minuciosa das leituras de cada dispositivo: normal, atenção ou alerta.

1.3 LIMITAÇÕES

A instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca pode ser considerada relativamente completa, principalmente, em termos de diversidade e quantidade de dispositivos instalados. Entretanto, o banco de dados deste empreendimento apresenta uma deficiência no sentido de que uma excelente instrumentação contempla o monitoramento contínuo das fases de construção, enchimento do reservatório e período de operação da barragem. Não houve o monitoramento durante a fase de construção da barragem e durante a fase de enchimento o controle foi superficial dado que estava sendo implantado um sistema de automação das leituras que se mostrou ineficiente. Este sistema se manteve nos primeiros anos de operação da estrutura e comprometeu a qualidade dos registros em termos de acurácia e precisão. Em 2003, o monitoramento foi substituído por leituras manuais que vêm se mostrando adequadas. Relata-se ainda, que houveram períodos em que os dispositivos que auxiliam nas leituras manuais estiveram avariados e, desta forma, elas acabaram não sendo efetuadas. Isto não foi algo que

ocorreu com frequência, porém, numa destas ocasiões em 2014, por exemplo, o equipamento de leitura digital, chamado “*Readout*”, danificou e, até que este dispositivo fosse consertado, a maioria da instrumentação permaneceu cerca de 1 ano sem ser monitorada, ocasionando uma lacuna importante no banco de dados deste período.

Desta forma, esses fatores mencionados podem ser considerados como os principais limitantes durante o desenvolvimento desta dissertação, exigindo um cuidado especial quando da atividade de auscultação nestes períodos cujas leituras foram comprometidas. De uma maneira geral, tais dados foram considerados de importância secundária neste trabalho.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No presente capítulo justifica-se a importância das barragens no contexto da produção energética do Brasil, assim como a motivação e justificativa pela escolha do tema deste trabalho e a relevância do mesmo para a avaliação de segurança de barragens. Também são apresentados os objetivos da pesquisa, as limitações principais observadas e uma sintetização dos conteúdos de cada capítulo.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica visando fundamentar genericamente a temática de segurança de barragens de concreto e a análise da instrumentação hidrogeotécnica da barragem da UHE Dona Francisca.

No Capítulo 3 são descritos os materiais e a metodologia de pesquisa desta dissertação. Os materiais se referem à barragem de CCR da UHE Dona Francisca, que será analisada como estudo de caso pelo fato de possuir um bom plano de instrumentação, um amplo banco de dados e apresentar especificidades em relação aos condicionantes geológico-geotécnicos de sua fundação. No primeiro item deste capítulo é apresentada a UHE Dona Francisca. O segundo trata sobre os aspectos geológico-geotécnicos e os materiais de fundação da barragem. No terceiro item são apresentadas resumidamente as análises de estabilidade realizadas durante a fase de projeto da UHE Dona Francisca. O quarto item trata sobre os procedimentos de segurança da barragem, onde se explana de uma maneira geral a instrumentação de auscultação existente na barragem e as inspeções realizadas. No quinto item relatam-se 2 eventos atípicos importantes que foram verificados na barragem da UHE Dona Francisca em determinadas épocas. Estes eventos influenciaram principalmente nas leituras dos medidores de vazão e piezômetros. No sexto e último item deste capítulo é apresentada a metodologia de pesquisa

utilizada para o desenvolvimento desta dissertação, onde são relatados os procedimentos adotados na análise da instrumentação da barragem de CCR da UHE Dona Francisca.

No capítulo 4 é realizada a análise da instrumentação que monitora os deslocamentos da estrutura e as deformações na fundação visando interpretar o comportamento da barragem da UHE Dona Francisca frente às diversas mudanças de carregamento causadas principalmente pela oscilação do nível do reservatório (NR) e variação térmica sazonal. O APÊNDICE³ B é um complemento deste capítulo pelo fato de que nele são apresentados graficamente os dados obtidos a partir das leituras dos instrumentos Pêndulos Diretos, Extensômetros Múltiplo e Medidores Triortogonais de Junta.

No Capítulo 5 é realizada a análise da instrumentação que monitora os medidores de vazão e piezômetros existentes na estrutura da UHE Dona Francisca. O APÊNDICE C é um complemento deste capítulo pelo fato de que nele são apresentados graficamente os dados de tais instrumentos. Paralelamente a apresentação e análise destes registros, é realizada indiretamente uma avaliação das condições de fluxo na fundação da barragem e verificam-se as tendências de comportamento frente às diversas mudanças de carregamento causadas principalmente pela oscilação do nível do reservatório. Também é realizada uma análise em termos de poropressão/subpressão⁴ visando avaliar a eficiência do sistema de drenagem.

No Capítulo 6 apresentam-se as considerações finais e conclusões desta dissertação tratando de forma individual cada instrumento auscultado, determinando seus parâmetros de controle baseados no histórico da instrumentação e descrevendo o estado geral da estrutura a partir da análise da instrumentação realizada nos capítulos anteriores. Sugerem-se, ao final deste capítulo, os trabalhos que ainda podem ser desenvolvidos considerando o banco de dados relativamente completo e diversificado que se dispõe para esta barragem em estudo.

As referências bibliográficas citadas ao longo do trabalho podem ser verificadas após o último capítulo desta dissertação.

O APÊNDICE A trata sobre os condicionantes ambientais que interferem e/ou refletem nas leituras dos instrumentos. São apresentados graficamente os registros referentes à temperatura

³ A apresentação destes gráficos dentro de um apêndice visou preservar uma escala visual em que se possam analisar os dados com maior facilidade (gráficos em folha A4 estilo “paisagem”) de maneira que não ocupasse grande parte do espaço da dissertação destinado às análises redigidas.

⁴ Silveira (2003) recomenda que em barragens de concreto assentes sobre maciços rochosos, se utilize o termo subpressão em detrimento de “poropressão” na base da estrutura.

ambiental na região da UHE Dona Francisca a fim de se verificar, através da correlação com as temperaturas do concreto da barragem (superfície dos paramentos e internamente), a maneira como as variações térmicas sazonais interferem na temperatura do maciço da estrutura. Apresentam-se ainda, os registros dos níveis do reservatório (NR) a montante e jusante ao longo de quase 17 anos de monitoramento no intuito observar suas tendências sazonais de oscilação.

No ANEXO I, são apresentadas em folha A3 estendida a Planta Baixa e o Perfil Longitudinal da barragem de CRR da UHE Dona Francisca assim como, indicadas as localizações individuais da instrumentação hidrogeotécnica.

No ANEXO II são apresentadas as seções transversais instrumentadas da barragem indicando a posição dos instrumentos existentes em cada uma delas.

Finalmente, no ANEXO III é apresentada a Matriz de Risco e Dano Potencial da barragem da UHE Dona Francisca, referente ao ano de 2018.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta revisão bibliográfica é realizada uma abordagem geral procurando-se descrever as principais características de uma barragem do tipo gravidade construída em concreto compactado com rolo, os métodos analíticos consagrados para análise de sua estabilidade, as peculiaridades envolvendo barragens assentes sobre rochas brandas e uma breve reflexão sobre conceitos e a importância da modelagem numérica na definição de parâmetros de controle de uma instrumentação. O item 2.5 trata sobre segurança de barragens no contexto da legislação brasileira. No item 2.6 são abordados os conceitos sobre instrumentação aplicada a barragens de concreto.

2.1 MACIÇOS DAS BARRAGENS DE CONCRETO - GRAVIDADE

Os objetivos para construção de uma barragem variam, e os principais se resumem em:

- a) Aproveitamento hidrelétrico;
- b) Regularização das vazões do curso d'água;
- c) Abastecimento doméstico e industrial;
- d) Irrigação;
- e) Controle de inundações.

Esses objetivos poderão ser explorados individualmente ou em conjunto. Se por exemplo, uma barragem é implantada com a finalidade imediata de abastecimento doméstico e industrial, outras atividades ditas secundárias poderão ser também desenvolvidas correlatamente.

Nas primeiras barragens implantadas, os materiais mais utilizados na construção eram rochas, solo, alvenaria e madeira. Com o advento do concreto, este passou a ser um material bastante empregado em barragens devido às suas características de durabilidade, facilidade de produção, disponibilidade e principalmente adaptação a formas. Apesar disso, fatores como topografia, geologia, regime hidráulico e hidrológico, condições de operação hidráulica, métodos construtivos, impactos ambientais, entre outros, devem ser avaliados para a definição tanto da

geometria da estrutura quanto do tipo de material que será utilizado na construção de uma barragem. O Quadro 1 apresenta um resumo sobre a classificação dos maciços das barragens em função da rigidez e geometria da estrutura.

Quadro 1 – Classificação dos maciços das barragens quanto à rigidez e geometria

Rigidez	Material de Construção	Forma/Geometria
Rígida	- Concreto; - Alvenaria;	- Gravidade; - Gravidade Aliviada; - Arco; - Arco-Gravidade; - Contrafortes;
Não rígida	- Terra; - Terra e enrocamento; - Enrocamento com face de concreto;	- Tipicamente seção trapezoidal;

Fonte: adaptado de POSSAN⁵ (ano não informado), “Curso de Segurança de Barragens”.

Os maciços das barragens podem ser classificados em diferentes tipos, de acordo com o seu objetivo, seu projeto hidráulico, geometria e os tipos de materiais empregados na sua construção. Os materiais de construção utilizados definem a rigidez da estrutura. Os maciços de material aglomerado possuem estrutura rígida e são construídas de concreto (simples, armado, protendido ou rolado) ou alvenaria. Já as barragens de material “solto” possuem sua estrutura “não rígida” e são compostas de terra e/ou enrocamento. A barragem da UHE Dona Francisca foi construída de concreto compactado com rolo (CCR) e, portanto, ela é considerada do tipo gravidade e possui sua estrutura rígida.

2.1.1 Características Gerais

O USACE (1995) define as barragens de gravidade como estruturas sólidas, normalmente construídas de concreto, que mantém a sua estabilidade contra as cargas a que está sujeita pela sua forma, massa e resistência do material constituinte. As barragens de concreto são aquelas construídas essencialmente com materiais granulares naturais (areia) ou produzidos artificialmente (britas), aos quais se adicionam aglomerantes (cimento, pozolanas, etc.) e aditivos químicos (incorporadores de ar, retardador de pega, etc.). Os romanos foram os primeiros a usar concreto em suas barragens de gravidade. O registro da primeira barragem com este tipo de material remete a uma estrutura na *Ponte di San Mauro* (Subiaco, Lazio, Itália) construída por volta de 60 d.C.. Em suas ruínas foram encontradas evidências de que

⁵ POSSAN, E. **Curso Segurança de Barragens**. Módulo I–Barragens: Aspectos Legais, Técnicos e Sócio-ambientais. UNESP. Unidade 10: Barragens de Concreto. p. 1-62. (201-) Disp. em: <https://capacitacao.ead.unesp.br/conhecerh/bitstream/ana/110/4/Unidade_10-modulo1.pdf>. Acesso: 16/04/2018.

uma grande laje de concreto teria sido utilizada como núcleo e a camada externa constituída de alvenaria. Esta barragem foi construída pelo imperador Nero (54 - 68 d.C.) para fins recreativos e paisagísticos⁶.

De maneira geral, as barragens de concreto tipo gravidade tendem a ser de maior custo quando comparadas com as de terra e/ou enrocamento. Porém, em alguns casos, a altura do maciço da barragem, o comprimento do eixo longitudinal ou a disponibilidade de material para construção, são fatores que podem inverter esta premissa. O maciço da barragem de concreto é o tipo mais resistente, de menor custo de manutenção, indicado para vales largos e que pode ser sobrejacente a maioria dos locais que possuem uma fundação rochosa, dada a grande tensão decorrente da estrutura. Porém, sua altura é limitada pela resistência do maciço rochoso da fundação. Segundo Costa (2012), quando a fundação é constituída de material de aluvião incoerente, a altura das barragens tem sido limitada a 20 m. No caso da fundação ser de rocha sã, porém situada a uma considerável profundidade da superfície do terreno, pode ser mais adequado e econômico construir-se uma barragem de terra, visto que, esta não necessita repousar sobre fundação em rocha. Assim, evita-se uma grande quantidade de escavações.

De acordo com Gusmão Filho (2006), as barragens de gravidade, têm seção levemente trapezoidal (FIGURA 1) e seu eixo longitudinal pode ser uma linha reta ou ter uma pequena curva em direção a montante (dependendo das condições topográficas). Os maciços de barragens deste tipo podem também apresentar um trecho rebaixado, que é a região do vertedouro (do tipo Creager no caso da barragem da UHE Dona Francisca).

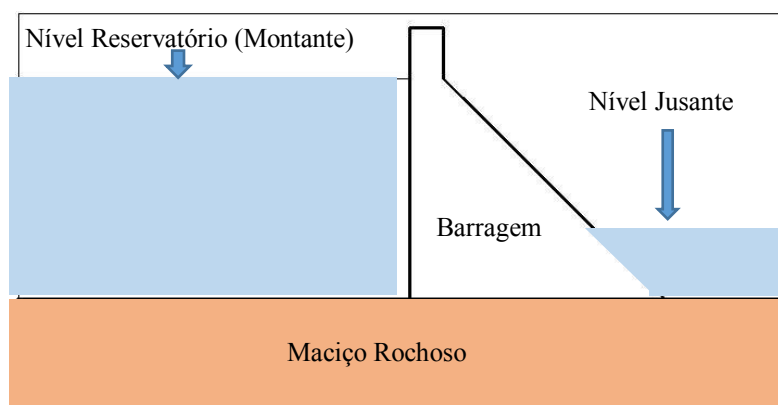


Figura 1 – Perfil básico de uma barragem de concreto de gravidade

⁶ Pesquisado em: <https://watershed.ucdavis.edu/shed/lund/dams/Dam_History_Page/History.htm>, acesso 10/07/18; e <https://en.wikipedia.org/wiki/Subiaco_Dams>, acesso em 10/07/2018.

Segundo Araújo (2009), os maciços das barragens do tipo gravidade se mostram adequadas para vales com fundações e ombreiras em rocha ou material resistente e pouco fraturado, que tenha disponibilidade de pedreiras e areia, e terreno com cobertura de solo de pouca espessura de modo a não encarecer a obra com os serviços de remoção da mesma. Entretanto, em médios e grandes empreendimentos esta última condição pode não ter grande relevância, admitindo-se maiores profundidades de remoções de solos. A decisão de construir uma barragem de concreto-gravidade deve ser tomada após uma análise meticulosa das condições da fundação, disponibilidade de materiais e equipamentos apropriados para sua construção.

2.1.2 Estudos para Projetos de Barragens

O projeto de uma barragem é algo extremamente complexo, tanto pelas dimensões da obra a ser executada quanto pela sua importância e risco. Por este motivo, muito antes de se iniciar a fase de projeto executivo, são necessários diversos estudos da área, solos e bacia a ser represada. A implantação de uma barragem em determinado curso d'água engloba uma sequência natural de estudos através do envolvimento de diferentes turmas de profissionais especializadas que seguem, na medida do possível, um roteiro de estudos e atividades tipicamente associado ao descrito a seguir:

- a) Estudos topográficos ou topografia de campo: têm a função de subsidiar a elaboração das plantas topográficas. São levantadas as características geográficas e topográficas do curso d'água, definidas as seções mais adequadas para o projeto e calculadas as áreas de inundação e desapropriação. O método mais moderno para a obtenção de mapas topográficos é o uso da aerofotogrametria, com o levantamento de mapas por meio de fotografias aéreas e de pontos de controle altimétrico de campo. A partir dos estudos topográficos, principalmente por aerofotogrametria, se define o ponto a ser represado optando-se, na maioria das vezes, pela escolha da garganta mais estreita;
- b) Estudos hidrológicos: visam o conhecimento das características do regime das águas da bacia escolhida e das variáveis hidrológicas como as vazões máximas, médias e mínimas nas seções fluviais dos cursos de água (levantamento realizado através de leituras diárias). Moliterno (1995) indica que os principais dados hidrológicos a serem determinados envolvem pluviometria, evaporação, infiltração, medição de vazão, descargas máximas e mínimas e cálculo da vazão milenar. Na prática as variáveis hidrológicas mais relevantes utilizadas no

dimensionamento de barragens são a vazão de cheia máxima provável, vazão milenar (ou decamilenar, dependendo do caso) e o volume de armazenamento necessário para regularização de uma determinada vazão, em uma região hidrográfica. O registro de vazões máximas é de extrema importância para o projeto da estrutura de contenção e o cálculo da vazão milenar para o dimensionamento dos vertedouros e corpo da barragem. Segundo consta no manual “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas”, Eletrobras (2003), para barragens de altura maior que 30 metros, em que o caso de ruptura ponha em risco vidas humanas, a estrutura deve ser dimensionada para cheia máxima, calculada através de equações estatísticas. Este documento também cita que no projeto de uma barragem devem ser consideradas as cheias máximas prováveis, cheias de dadas recorrências e cheia de projeto da barragem;

- c) Estudos geológico-geotécnicos - segundo Marangon (2004), os trabalhos de geologia, realizados numa área onde se pretende implantar uma barragem, se apoiam no desenvolvimento de itens fundamentais: mapeamento geológico da área, estudo da rocha de fundação e estudo dos materiais de construção. Para o esclarecimento desses três itens, é normal a separação dos trabalhos geológicos em duas etapas distintas: trabalhos preliminares e de detalhe. No primeiro caso, os trabalhos são de caráter apenas estimativo, uma vez que a geologia da área, o tipo da rocha de fundação e os materiais de construção disponíveis são determinados com a finalidade de reconhecimento apenas. Os dados colhidos nos trabalhos preliminares, e no caso dos mesmos serem favoráveis para a localização de uma barragem, irão servir apenas de base para os trabalhos de detalhe que devem, no mínimo, esclarecer a situação das águas subterrâneas do terreno, a influência da carga do barramento e da água acumulada no terreno, a permeabilidade, resistência e demais características da rocha junto à represa e por fim indicar os perigos de possíveis escorregamentos nas regiões montanhosas. De acordo com Moliterno (1995), os estudos geológico-geotécnicos são feitos após os levantamentos topográficos e fotogeológicos. Nos estudos de campo são feitas sondagens de percussão e rotativas, classificação de material, ensaios de perda d'água, pesquisas de anomalias geológicas, entre outros. Estes ensaios classificam se o solo e a geologia da área são adequados para um projeto de barragem;

- d) Planejamento - nesta fase, as informações obtidas nos itens anteriores pelo levantamento topográfico, pela hidrologia e pelo mapeamento geológico-geotécnico (mapa dos tipos de rochas e solos existentes na área, tipo da rocha de fundação, estudo dos materiais de construção, etc.), irão permitir aos projetistas do setor de planejamento escolher a melhor estrutura de barramento. Nesta etapa, as questões econômicas têm enorme influência nesta escolha do tipo de barragem.

2.1.3 Barragem de Concreto-Gravidade de CCR

As barragens com maciço de concreto-gravidade podem ser construídas com concreto convencional, concreto ciclópico ou então pela técnica do concreto compactado com rolo (CCR). No geral, nos maciços de barragens de gravidade o concreto convencional está mal aproveitado porque as solicitações são muito menores que a resistência do concreto. Em termos da estrutura em si, apenas o volume, peso e geometria da barragem de concreto são suficientes para garantir a estabilidade.

Magela (2015) relata que a primeira utilização de CCR, envolvendo barragens, foi feita pela primeira vez em 1960-1961, na construção do núcleo de uma ensecadeira com 65,0 m de altura, da barragem de Shihmen, em Formosa, Taiwan. Foi empregado o mesmo agregado produzido continuamente para uso no concreto convencional, com diâmetro máximo de 76 mm. O CCR foi feito na usina usada para produção do concreto convencional e a mistura utilizou 107 kg/m³ de cimento. O material foi transportado por caminhões basculantes e espalhado por tratores em camadas de 30 cm. A compactação do material na umidade ótima (proctor modificado) foi feita pelo trânsito de caminhões e por tratores D-8. O termo “*rollcrete*” foi adotado nesta ocasião por Lowe (1962).

A execução do maciço de barragens de CCR aplica os processos executivos utilizados rotineiramente em obras de terra, durante as fases de colocação (com espalhamento) e compactação, os quais são descritos por Marques Filho (2005), como:

- a) Transporte - executado por caminhões basculantes ou utilização de correias transportadoras;
- b) Espalhamento - utilizando tratores de esteiras cujas lâminas colocam o concreto na posição final e acertam a espessura para compactação;
- c) Compactação - utilizando rolos compactadores vibratórios. As formas das faces

de montante e jusante são temporariamente fixas e manuseadas por empilhadeiras ou guindaste leves;

- d) Execução dos paramentos de montante e jusante em concreto convencional (elemento com permeabilidade controlada).

O CCR deve ser entendido como um método construtivo que proporciona elevada capacidade de produção e de construção, reduzindo prazos em relação ao concreto convencional e, conseqüentemente, gerando redução de custos. Trata-se de uma mistura de concreto com reduzido fator água/cimento, produzida em centrais de mistura contínua, transportada e lançada por caminhões geralmente basculantes, espalhada por tratores de esteiras e adensada por rolos compactadores em camadas da ordem de 30 cm.

Na Figura 2 é apresentada uma seção transversal típica com maciço de CCR, com destaque para as camadas de concretagem.

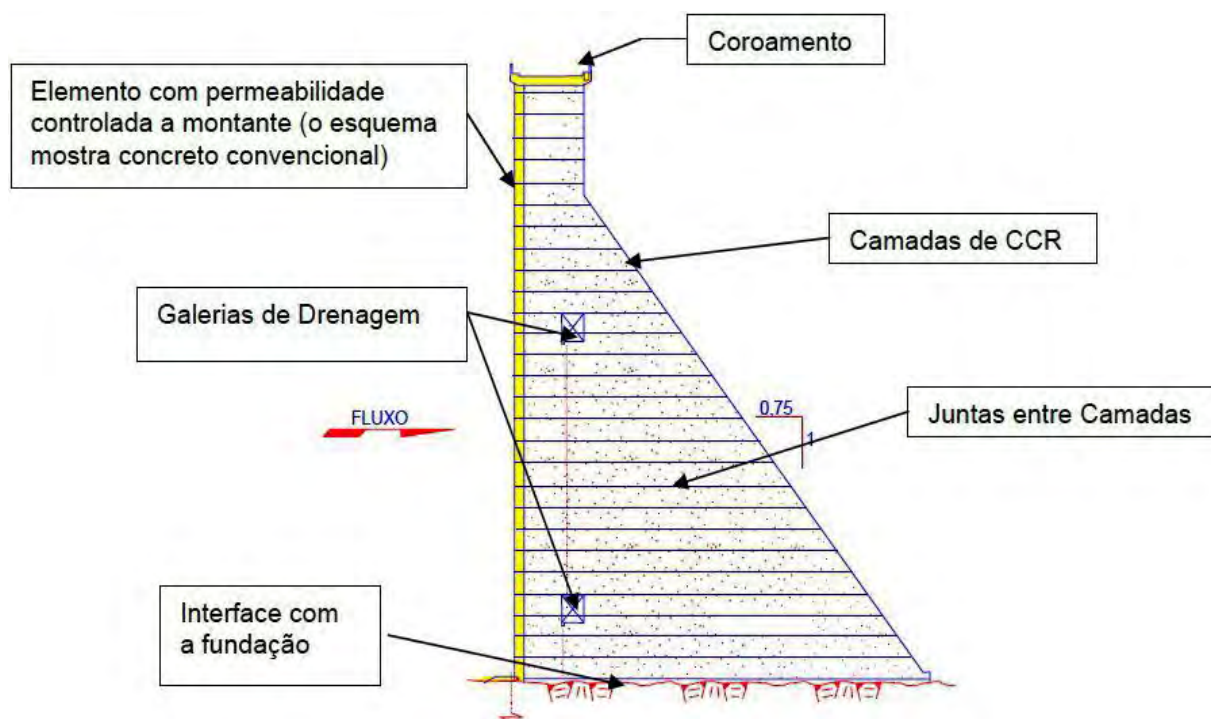


Figura 2 – Seção transversal típica de uma barragem de gravidade de CCR (Fonte: MARQUES FILHO, 2005)

Face à mecanização do processo de lançamento e compactação do concreto, uma das maiores vantagens do CCR é a redução e otimização do custo e do tempo de construção. É uma técnica construtiva já consagrada, com credibilidade no meio técnico e que apresenta as seguintes vantagens: processo construtivo moderno, com características de industrialização da

construção; produtividade superior à de outros processos construtivos devido ao uso de equipamentos de grande produção, semelhantes aos que se empregam em barragens de terra e enrocamento; redução do uso de formas; redução e otimização da mão de obra; melhoria das condições de trabalho, uma vez que os processos são mecanizados; redução do custo devido ao baixo consumo de cimento; redução do custo devido à velocidade construtiva que possibilita a aceleração do cronograma; menor probabilidade de fissuras de origem térmica devido à menor interferência das condições climáticas no lançamento e ao menor consumo de cimento; e possibilidade de aproveitamento de novos materiais.

Dentre as desvantagens do CCR destacam-se: grandes volumes necessitam de um controle criterioso, principalmente em relação ao calor gerado pela hidratação; a dosagem do CCR não é simples e é difícil de ser avaliada em laboratório; camadas mal feitas podem manifestar graves patologias e o reparo poderá ser uma tarefa difícil e bastante onerosa, dependendo do local da camada; os custos de transporte, no caso de ausência de agregados próximos a obra; a necessidade de disponibilidade considerável de equipamentos de fabricação, espalhamento e compactação; e a utilização de grandes volumes de água em regiões com baixo índice pluviométrico.

Kuperman e Cifu (2006) alertam que dada a variedade de materiais e dosagem de concretos empregados, condições ambientais diversas, métodos de produção da mistura de concreto e tipos de equipamentos de compactação, e recomendável que sejam executados maciços experimentais antes do início das concretagens de quaisquer obras de CCR.

2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE EM BARRAGENS DE GRAVIDADE

De acordo com o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 2001): “A análise de segurança global de uma barragem deve ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos e englobará a análise de estabilidade no contato concreto-rocha, análise de estabilidade em planos inferiores ao da fundação, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais”. A análise de estabilidade da estrutura é feita considerando-a como um conjunto monolítico, podendo desse modo ser assimilada a um corpo rígido.

Gutstein (2003) cita que para atender à segurança global da estrutura e aos critérios de tensões admissíveis, em projetos de barragens de gravidade, utiliza-se um processo iterativo envolvendo a elaboração de arranjo preliminar da estrutura seguida de estudos de estabilidade e análise de tensões. Se a estrutura não atende aos critérios de segurança, então o arranjo é modificado e analisado novamente; caso os critérios de segurança estejam sendo atendidos com folga, um novo estudo poderá ser feito para otimização do projeto. E segue-se iterativamente este processo até que uma seção ótima (segura e econômica) seja encontrada.

Os casos de carregamentos a considerar nos estudos de estabilidade e respectivos cálculos dos esforços internos e tensões atuantes são:

- a) Caso de Carregamento Normal (CCN): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção normal da obra, em condições hidrológicas normais. Se refere ao NR normal a montante e NR normal e/ou mínimo a jusante;
- b) Caso de Carregamento Excepcional (CCE): Corresponde a quaisquer ações de cargas eventuais com baixa probabilidade de ocorrência, tais como, condições hidrológicas excepcionais, falha no sistema de drenagem, manobra de caráter excepcional, efeito sísmico, etc;
- c) Casos de Carregamento de Construção (CCC): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a construção da obra, apenas durante períodos curtos em relação à sua vida útil e em boas condições de controle. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, a carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes e quaisquer outras condições semelhantes.

O USBR (1976) adota uma subdivisão do caso excepcional citado acima: caso excepcional (*unusual*) e limite (*extreme*), onde no primeiro são analisados os níveis d'água máximos de projeto e demais ações conjuntas e no segundo a combinação de uma cheia normal de projeto e demais ações correspondentes, com os efeitos do pior sismo possível. Em geral, cada critério de projeto define suas combinações, adaptadas à região em que o projeto se insere, a fim de que todas as ações e hipóteses de operação da barragem estejam previstas.

Segundo CBDB (2001), para barragens e demais estruturas de gravidade a análise de estabilidade pode ser feita considerando a estrutura como um conjunto monolítico, ou seja, um corpo rígido, devendo ser verificadas as condições de estabilidade global quanto ao tombamento, deslizamento e deslizamento devido ao aumento da subpressão na base da estrutura, para todos os casos de carregamento e planos potenciais de ruptura, conforme descrito a seguir. Também, e não menos importante, faz-se necessário verificar a estabilidade das fundações em rochas frente às cargas impostas pela obra.

2.2.1 Segurança ao Deslizamento Devido ao Aumento da Subpressão

Em casos em que haja uma imersão significativa, a barragem deve resistir aos esforços provenientes das pressões da água vindas das supressões evitando que a estrutura seja “empurrada” para cima e deslize. A verificação da segurança ao deslizamento da barragem devido à elevação das subpressões na base da estrutura consiste na relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão, sendo dado pela equação 1:

$$FSSs = \frac{\sum N}{\sum U} \quad (1)$$

onde:

FSSs: Coeficiente de segurança à elevação das subpressões na base da estrutura;

$\sum N$: Somatório das forças gravitacionais;

$\sum U$: Somatório das forças de subpressão;

Gutstein (2003) cita que, normalmente, o efeito do atrito entre as faces laterais dos blocos é desprezado. Os coeficientes de segurança ao deslizamento devido ao aumento da subpressão na base da estrutura devem atender aos mínimos previstos na Tabela 1.

Tabela 1 – FS mínimo para análises de estabilidade de barragens de concreto

Casos de carregamento	CCN	CCE	CCC
FSSs (Subpressões)	1,3	1,1	1,2
FST (Tombamento)	1,5	1,2	1,3
fsdc (Deslizamento)	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	2,0 (2,5)
Fsdφ (Deslizamento)	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

Fonte: adaptado de CBDB (2001).

2.2.2 Segurança ao Tombamento

As tendências de tombamento de barragens de gravidade não são tão investigadas como as feitas para o deslizamento; em princípio somente quando há um levantamento incipiente da extremidade à montante da base ou nas juntas de concretagem que esta verificação é feita (CDSA, 1995). O fator de segurança ao tombamento consiste na relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação, sendo dado pela Equação (2):

$$\text{FST} = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (2)$$

onde:

FST: Coeficiente de segurança ao tombamento;

$\sum M_e$: Somatório dos momentos estabilizantes;

$\sum M_t$: Somatório dos momentos de tombamento;

Gutstein (2003) comenta que deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. Na estrutura cuja base tem dimensão igual ou superior à sua altura, dispensa-se a análise de estabilidade ao tombamento. Os coeficientes de segurança ao tombamento obtidos devem ser superiores aos da Tabela 1.

2.2.3 Segurança ao Deslizamento

Segundo Borges (2016), um fator de segurança ao deslizamento é requerido de modo que haja uma margem de segurança entre os carregamentos que possam causar instabilidade e as resistências dos materiais ao longo dos potenciais planos de falhas que possam preveni-la. Considera-se que a segurança ao deslizamento em planos de contato concreto-rocha está verificada se atender a Equação (3), (GUTSTEIN, 2003):

$$\text{FSD, tot} = \frac{R}{\sum E} = \frac{\left(\frac{\sum N, \text{efet} \cdot \tan \phi}{f_{sd} \phi} + \frac{c \cdot A}{f_{sd} c} \right)}{\sum E} \geq 1,0 \quad (3)$$

onde:

FSD,tot: Coeficiente de segurança ao deslizamento total;

R: Somatório das forças horizontais resistentes;

$\sum E$: Somatório das forças horizontais atuantes;

$\Sigma N, \text{efet}$: Somatório das forças normais efetivas à superfície de escorregamento em análise;

ϕ : Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

c : Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

A : Área efetiva (comprimida) de contato da estrutura no plano em análise;

$\text{fsd } \phi$ e $\text{fsd } c$: Coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente;

A Equação (3) corresponde à citada por Jansen (1988) para o método *shear-friction*. Segundo ele, este método permite também a consideração de planos de análise inclinados, bem como de descontinuidades. Gutstein (2003) recomenda ainda que os valores característicos sejam definidos para cada caso particular e de forma adequada para cada estrutura a ser analisada, conforme investigações geológicas. Os valores dos coeficientes de segurança parciais a adotar estão apresentados na Tabela 1 e variam conforme as combinações de carregamentos. Nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou de parâmetros muito variáveis, é recomendável adotar os valores entre parênteses. O coeficiente de segurança total (FSD_{tot}) deve ser maior do que 1,0, uma vez que considera-se a existência dos coeficientes parciais de segurança do atrito ($\text{fsd}\phi$) e da coesão ($\text{fsd}c$).

O coeficiente de segurança ao deslizamento também pode ser calculado separadamente, ou seja, para a parcela de segurança devida ao atrito (FSD, ϕ), através da Equação (4), e devida à coesão (FSD, c), através da Equação (5).

$$\text{FSD}, \phi = \frac{\frac{\Sigma N, \text{efet} \cdot \tan \phi}{\text{fsd } \phi}}{\Sigma E} \quad (4)$$

$$\text{FSD}, c = \frac{\frac{c \cdot A}{\text{fsd } c}}{\Sigma E} \quad (5)$$

Gutstein (2003) comenta que para a análise ao deslizamento de descontinuidades, ou seja, de planos potenciais de ruptura situados abaixo da base da barragem (na fundação), pode ser utilizado na contribuição de forças resistentes o empuxo passivo devido à rocha a jusante da barragem. Este empuxo pode ser considerado como redutor das forças horizontais atuantes conforme (6), ou ainda como força resistente conforme (7):

$$\text{FSD, tot} = \frac{R}{\sum E - E_p} = \frac{\left(\frac{\sum N, \text{efet} \cdot \tan \phi}{f_{sd} \phi} + \frac{c \cdot A}{f_{sd} c} \right)}{\sum E - E_p} \geq 1,0 \quad (6)$$

$$\text{FSD, tot} = \frac{R + R_p}{\sum E} = \frac{\left(\frac{\sum N, \text{efet} \cdot \tan \phi}{f_{sd} \phi} + \frac{c \cdot A}{f_{sd} c} \right) + E_p}{\sum E} \geq 1,0 \quad (7)$$

Onde E_p corresponde ao empuxo passivo da rocha a jusante.

Jansen (1988) acrescenta ainda que em 1981, o *U.S. Corps of Engineers* substituiu o método *shear-friction* pelo coeficiente de segurança abaixo (8), baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, conhecido como Método do Equilíbrio Limite.

$$\text{CSD} = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{c + (\sigma_z - U) \cdot \text{tg} \phi}{\tau} \quad (8)$$

onde:

CSD: Coeficiente de segurança ao deslizamento (USACE)

τ_r , τ : Tensão de cisalhamento resistente e atuante respectivamente na superfície de escorregamento;

$\sigma_z - U$: Tensão normal (vertical) efetiva atuante na superfície de escorregamento (de compressão apenas);

c e ϕ : Coesão e ângulo de atrito da superfície de escorregamento em análise;

Sendo que CSD deve ser no mínimo igual a 2,0 para combinação de carregamento CCN e 1,3 para CCE (USACE, 1995). Jansen (1988) apresenta comparações entre os métodos de equilíbrio limite e *shear-friction* para planos inclinados e para planos múltiplos de ruptura. Para o caso de fundação rígida e superfície de escorregamento horizontal, o uso da expressão (8) seria equivalente ao da (3), usando-se um coeficiente global CSD. Entretanto, mesmo para superfície horizontal as expressões serão diferentes para casos de maciços deformáveis (se o cálculo das tensões considerar a deformabilidade da fundação).

2.3 ESTABILIDADE DAS FUNDAÇÕES EM ROCHAS

Embora o efeito da deformação de um maciço rochoso seja o mesmo verificado para o solo, ou seja, resulta em recalque para a obra que lhe está assentada, no caso de maciços rochosos, os recalques são, em geral, pouco significativos. Porém, dada a elevada rigidez do concreto, pequenos recalques diferenciais poderão provocar trincas de modo que, em casos extremos, poderá ocorrer grandes prejuízos à estrutura (COSTA, 2012).

A Figura 3 apresenta os parâmetros de deformabilidade das rochas se referindo aos conceitos de curvas de deformação, influência das descontinuidades, coeficientes de Poisson e deformação lenta ou *creep*. Nos maciços rochosos, a deformabilidade é influenciada por quatro fatores importantes: constituição mineralógica, grau de alteração, planos de descontinuidade e relação entre a direção de aplicação de carga e a direção da descontinuidade. O parâmetro que define a resistência à deformação das rochas é o módulo de deformabilidade (E), medido numa curva tensão-deformação construída a partir de ensaios *in situ* ou de laboratório. Nesses ensaios, o maciço rochoso é carregado e descarregado três vezes, devendo E ser medido nos dois últimos carregamentos, pois o primeiro carregamento é afetado pelo fechamento das descontinuidades abertas (FIGURA 3a). A influência das descontinuidades sobre E varia com a relação entre a direção de aplicação da carga e a direção deste plano (FIGURA 3b). O módulo E será maior quando a carga for aplicada na mesma direção da descontinuidade e menor quando aplicada perpendicularmente a ela.

Na Tabela 2 são apresentados valores médios de E para rochas em estado são. Esses valores vão progressivamente diminuindo à medida que as rochas ou minerais vão se alterando quimicamente, sendo extremamente baixos quando o solo representa o estágio final dessa alteração. Uma característica elástica da rocha que influi no valor de E é o Coeficiente de Poisson (ν), definido conforme indicado na Figura 3c, e cujos valores médios das principais rochas acham-se indicados na Tabela 2. Outra influência significativa pode ser observada na Tabela 2, quando se comparam rochas quase homogêneas, como o granito, com rochas orientadas, como o micaxisto, em que a foliação resultante da xistosidade é muito pronunciada. Essa foliação representa planos de descontinuidade que reduzem bastante o valor de E, por tenderem a se fechar quando o maciço rochoso é carregado pela obra.

No que se refere ao tempo de aplicação de carga na deformação dos maciços rochosos, embora essa influência seja bem menos significativa que a registrada para os solos argilosos, pode ser problemática em função da rigidez das obras de concreto que concentram cargas sobre tais rochas. A deformação lenta, ou fluência, que ocorre nos maciços com a aplicação de uma carga

constante pode ser dividida em três fases, conforme se observa na Figura 3d. No instante t_0 , de aplicação da carga, tem-se a deformação ϵ_0 , correspondente à relação σ/E . Numa primeira fase de fluência, ocorre o *creep* primário, em que as deformações são um pouco mais acentuadas no início, suavizando ao final. Na segunda fase, denominada *creep* secundário, as deformações são aproximadamente constantes com o tempo, resultando em uma reta a relação deformação x tensão.

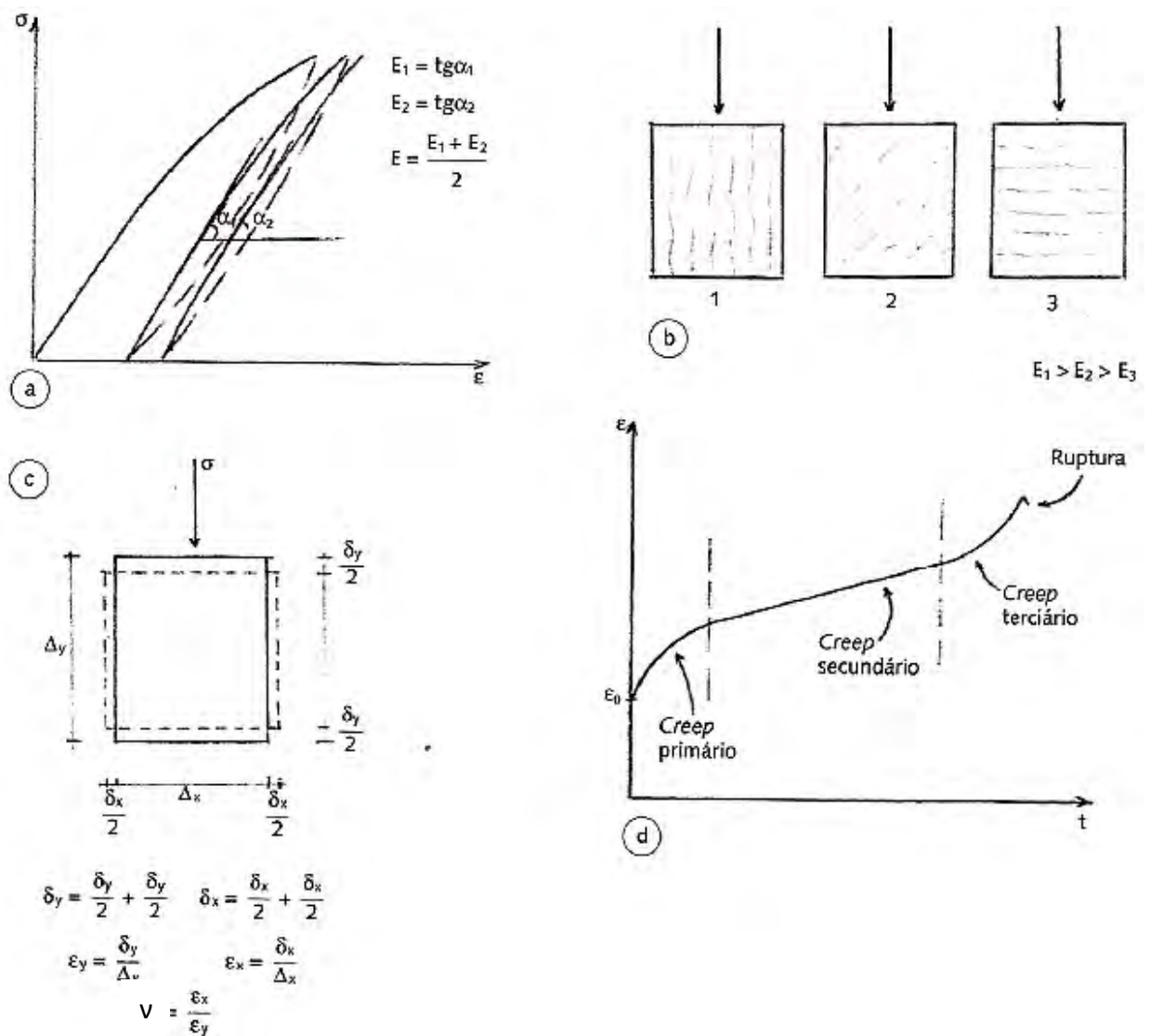


Figura 3 – Parâmetros de deformabilidade: (a) curvas de deformação; (b) influência das discontinuidades; (c) Coeficiente de Poisson; (d) *creep* (Fonte: COSTA, 2012)

Na última fase, quando a resistência básica da rocha começa a ser vencida, ocorre o *creep* terciário, com um aumento nas deformações até atingir a ruptura. Salienta-se que essa condição não ocorre de forma frequente e apenas é problemática nas situações em que E é muito baixo

ou quando o fator de segurança em relação a estabilidade é inferior a 1,2. Desta forma, a ruptura de uma fundação depende essencialmente de duas condicionantes: aplicação das cargas impostas e resistência do material da fundação (adaptado de COSTA, 2012).

Tabela 2 – Valores médios do módulo E e V para algumas rochas

Grupo de Rochas	Rocha	E x 10 ⁻⁵ kg/cm ²	v
Ígneas	Basalto e gabro	6,0 – 12,0	0,15 – 0,20
	Anfibolito	6,0 – 7,0	0,25 – 0,30
	Granito e granodiorito	5,0 – 9,0	0,10 – 0,30
	Diabásio	3,0 – 9,0	0,15 – 0,20
	Andesito	1,2 – 3,5	0,11 – 0,20
	Riolito e fonolito	1,0 – 3,5	0,10 – 0,20
Metamórficas	Mármore	6,0 – 9,0	0,11 – 0,20
	Quartzito	4,0 – 10,0	0,15 – 0,20
	Gnaisse	2,5 – 6,0	0,08 – 0,20
	Quartzoxisto	1,2 – 3,0	0,15 – 0,20
	Micaxisto	1,0 – 2,5	0,10 – 0,15
Sedimentares	Calcário	4,0 – 8,0	0,10 – 0,20
	Arenito	1,5 – 5,0	0,07 – 0,15
	Dolomito	2,0 – 3,0	0,08 – 0,20
	Argilito	1,5 – 3,0	0,10 – 0,25

Fonte: Legget (1962); Novik e Rzhhevky (1971 *apud* COSTA, 2012)

Uma barragem de gravidade funciona como uma estrutura monolítica, rígida e coesa, de forma que as pressões que ocorrem ao longo de toda a fundação são função do peso total distribuído ao longo dessa fundação, como mostra o esquema da Figura 4a, variando muito pouco ao longo da fundação. Conseqüentemente, as tensões atuantes na fundação são muito diferentes quando o reservatório está vazio e cheio. No primeiro caso, as tensões atuam na vertical (FIGURA 4a e 4b); ao se encher o reservatório, as pressões hidrostáticas atuam em conjunto com o peso da barragem, dando como resultante de pressões um vetor dirigido para jusante (FIGURA 4b). A pressão hidrostática também introduz no corpo da barragem uma tensão de torque que tende a comprimir a jusante e levantar o pé de montante.

As cargas impostas na base das fundações são indicadas na Figura 4b, onde o peso da barragem forma uma resultante com a pressão hidrostática, atuando a partir do centro de gravidade da obra, no sentido de seu pé de jusante. O peso da barragem representa a principal componente dos esforços impostos à fundação e o esquema de distribuição pode ser visualizado na Figura 4c. Inicialmente, desenvolve-se uma cunha cuja declividade é função do ângulo de atrito do material da fundação; essa cunha, indicada por I nessa figura, produz duas zonas de cisalhamento, cada uma delas constituída por duas partes: uma de cisalhamento radial, indicada por II e limitada por um arco de espiral logarítmica; e outra de cisalhamento linear, indicado

por III e definida pelo ângulo de $45^\circ - \phi/2$ com a horizontal, explicado pela Figura 4a. A capacidade de suporte da fundação, que define a sua condição de estabilidade, é igual à resistência oferecida ao deslocamento pelas zonas de cisalhamento radial e linear.

Uma vez que a resistência ao cisalhamento de um maciço rochoso é condicionada pelas suas descontinuidades, que constituem planos de fraqueza do maciço, pode-se constatar que as piores condições de estabilidade de uma fundação em rocha correspondem à situação em que a direção de uma ou mais descontinuidades coincide ou está próxima à direção em que se acha mobilizada a tensão de cisalhamento linear na Figura 4c.

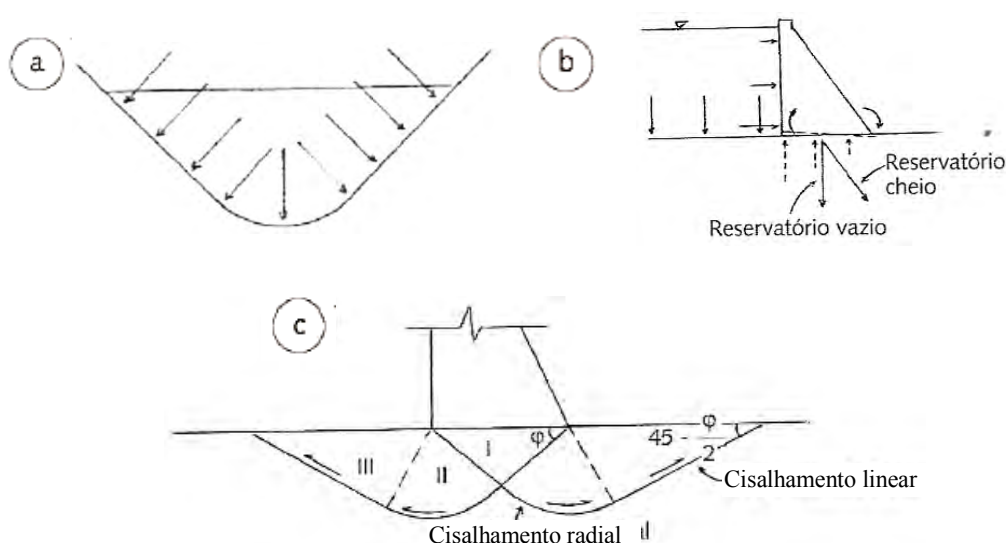


Figura 4 – Distribuição de carga imposta por uma barragem de gravidade (Fonte: adaptado de COSTA, 2012)

Desde que não ocorram planos de descontinuidade mergulhando para jusante e para montante, ou que o maciço rochoso se apresente próximo às condições ideais de homogeneidade e isotropia, a resistência da própria rocha pode ser representativa para o maciço da fundação. Neste caso, as informações preliminares de resistência podem ser atendidas com os ensaios de compressão simples e de cisalhamento direto. A segurança destes resultados, pelo fato de ser esperada uma maior resistência em razão do confinamento do maciço rochoso *in situ*, compensa eventuais reduções na resistência em função de possíveis descontinuidades não localizadas anteriormente.

A resistência ao cisalhamento depende não apenas dos parâmetros intrínsecos do material envolvido, mas também das componentes de tensões que são mobilizadas pela carga induzida. Os parâmetros “c” e “ ϕ ” não são constantes para um mesmo maciço rochoso, pois estão

intimamente relacionados com o estado de tensões a que este maciço está sujeito. A Tabela 3 relaciona valores médios de tais parâmetros para alguns tipos de rochas.

Tabela 3 – Valores de coesão e ângulo de atrito para diversos tipos de rochas

Rocha	Coesão – c (kgf/cm ²)	Ângulo de atrito – ϕ (°)
Granito	140 – 500	45 – 60
Dolerito	250 – 600	55 – 60
Basalto	200 – 600	50 – 55
Arenito	80 – 400	35 – 50
Folhelho	30 – 300	15 – 30
Calcário	100 – 500	35 – 50
Quartzito	200 – 600	50 – 60
Mármore	150 – 300	45 – 50

Fonte: Farmer (1968 *apud* COSTA, 2012)

Nos estudos mais detalhados, devem-se realizar ensaios de cisalhamento direto, preferencialmente *in situ*. Caso sejam realizados em laboratório, as amostras devem ser orientadas, a fim de que as pressões aplicadas no laboratório guardem as mesmas relações com as descontinuidades das cargas aplicadas pelas obras. Quando uma rocha é comprimida uniaxialmente, pode ocorrer um esmagamento decorrente da conjuninância das rupturas por tração e por cisalhamento, e, nesse caso, utiliza-se a resistência à compressão (S_c) como parâmetro de resistência do maciço rochoso. A Tabela 4 mostra os valores médios das resistências à compressão, ao cisalhamento e à tração das principais rochas.

Tabela 4 – Valores médios de resistência das principais rochas

Grupo de Rochas	Rocha	S_c (kgf/cm ²)	S_s (kgf/cm ²)	S_t (kgf/cm ²)
Ígneas	Basalto e gabro	800 – 4000	50 – 400	60 – 200
	Anfibolito	1700 – 2800	150 – 300	100 – 150
	Granito e granodiorito	1200 – 2800	100 – 300	100 – 250
	Diabásio	1200 – 2500	100 – 150	100 – 200
	Andesito	500 – 3000	80 – 150	50 – 150
	Riolito e fonolito	1000 – 3000	80 – 200	80 – 120
Metamórficas	Mármore	600 – 1800	100 – 250	60 – 160
	Quartzito	2800 – 3000	150 – 200	150 – 200
	Gnaisse	800 – 2500	50 – 100	40 – 70
	Quartzoxisto	1300 – 2500	120 – 150	100 – 150
	Micaxisto	500 – 1500	40 – 80	30 – 70
Sedimentares	Calcário	600 – 1800	100 – 180	50 – 120
	Arenito	600 – 1500	100 – 200	30 – 100
	Dolomito	200 – 1200	80 – 150	25 – 100
	Argilito	400 – 1000	40 – 70	30 – 50

Fonte: Legget (1962); e Novik e Rzhavky (1971 *apud* COSTA, 2012)

2.4 BARRAGENS ASSENTES SOBRE ROCHAS SEDIMENTARES

Neste item será realizada uma breve revisão bibliográfica sobre rochas sedimentares, com destaque para os maciços areníticos, dado que tais materiais predominam na fundação da barragem da UHE Dona Francisca – objeto de estudo desta dissertação e que será apresentada no próximo capítulo. As rochas sedimentares por vezes são chamadas de rochas brandas pelo fato de tenderem a exibir maiores deformações e baixa resistência, com o comportamento geotécnico se situando entre o de solo (“*hard soil*”) e o de rocha branda (“*soft rock*”). Segundo Costa (2012), rochas sedimentares são as que se formaram tanto pela atividade mecânica como pela atividade química dos agentes do intemperismo, sobre rochas preexistentes. Elas são resultado do acúmulo do produto da decomposição e desintegração de todas as rochas presentes na crosta terrestre. Muitas vezes, esses produtos da decomposição ou desintegração são deixados no próprio local em que se deram as transformações; porém, normalmente são transportados pelo vento ou pela água e depositados em regiões mais baixas, nos continentes ou no fundo dos mares. Quando a água é o agente de transporte, o material carregado em suspensão é depositado quando a velocidade de transporte do meio diminui. Os materiais dissolvidos são precipitados ou diretamente, por efeito de mudança nas condições físico-químicas do meio, ou indiretamente, pela atividade vital de animais e plantas. Tendo se formado sob condições diversas, as rochas sedimentares, também são denominadas secundárias ou exógenas, podem mostrar grandes variações em sua composição mineralógica e química, bem como em sua textura.

Costa (2012) cita que entre as sedimentares, as rochas areníticas são as mais representativas e comuns entre as rochas sedimentares, e os fragmentos predominantes possuem diâmetro situado entre 0,01 e 2,0 m. Alguns autores admitem que o limite inferior esteja ao redor de 0,1mm. No grupo de rochas areníticas, é possível distinguir dois tipos principais: arenitos e siltitos. O arenito é uma rocha constituída substancialmente por partículas ou grânulos de quartzo detrítico, subangulares ou arredondados, com diâmetro entre 0,01 (ou 0,1) e 2,0 mm. O cimento pode ser sílica, carbonato de cálcio, substâncias ferruginosas etc. Já o silito é rocha arenosa de granulação finíssima (grânulos ao redor de 0,01 mm), formada principalmente por produtos de erosão fluvial, lacustre ou glacial. Alguns siltitos apresentam camadas muito finas, identificadas por diferentes faixas coloridas, formadas principalmente por películas de óxidos de ferro. A espessura de tais películas depende do grau de impregnação desenvolvido em cada plano.

Pastore *et al.* (2015) citam que no Brasil existem cerca de 40 barragens com fundação em rochas sedimentares areníticas. Na maioria dos casos, o comportamento destas barragens tem sido satisfatório, mas ocorreram alguns acidentes que exigiram intervenções e num caso a perda da barragem, logo após o enchimento do reservatório. No caso de fundação em arenitos é muito comum as camadas do maciço natural não serem homogêneas pelo fato de ocorrerem lentes ou mesmo camadas de areia intercaladas a camadas de arenito competente, condição inerente à própria gênese do depósito sedimentar.

Há também, segundo Costa (2012), as rochas sedimentares argilosas que compreende todos os mais finos sedimentos mecanicamente formados, representados essencialmente pelas argilas. As partículas constituintes variam de dimensões ultramicroscópicas (inferiores a 0,01 mm) a dimensões de partículas coloidais. Esses sedimentos são os mais difíceis de analisar do ponto de vista petrográfico, tanto pelo aspecto finamente granular das partículas como pela dificuldade de reconhecimento dos seus constituintes por meio dos métodos usuais. As rochas sedimentares argilosas mais comuns são o argilito e o folhelho. A diferença entre elas é que o folhelho apresenta camadas horizontais bem destacadas em planos e que variam em cor. No argilito, esses planos horizontais são menos comuns.

Segundo Campos *et al.*⁷ (1993 *apud* BORGES, 2016), aproximadamente 70% do território brasileiro é coberto por grandes bacias sedimentares formadas no final do período paleozóico e início do cenozóico com diferentes litologias, com granulometria variando de conglomerados a siltitos e argilitos. Na maioria dos projetos, estes materiais vêm sendo evitados e, em outros casos, eles são removidos através de escavação. Dobereiner & De Freitas (1986) agrupam as rochas brandas, em termos genéticos, em dois grandes grupos (FIGURA 5): Grupo das rochas originadas a partir de outras rochas, através de fenômenos evolutivos, tais como a meteorização e tectonização; e Grupo das rochas sedimentares brandas, de origem detrítica ou química;

No entanto, é difícil definir rocha branda e seu o limite inferior, o qual representa a fronteira entre solos e rochas (SPINK & NORBURY, 1993). Este limite pode ser definido por vários critérios baseados na resistência, deformabilidade, porosidade, densidade, sendo a resistência à compressão uniaxial o critério mais utilizado e que melhor se adapta à definição da fronteira solo/rocha. A Figura 6 ilustra alguns critérios de definição de rochas brandas.

⁷ CAMPOS, J.; PARAGUASSU, A.; DOBEREINER, L.; FRAZÃO, E.; SOARES, L. **The Geotechnical Behaviour of Brazilian Sedimentary Rocks**. Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Anagnostopoulos et al. (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 54103442.

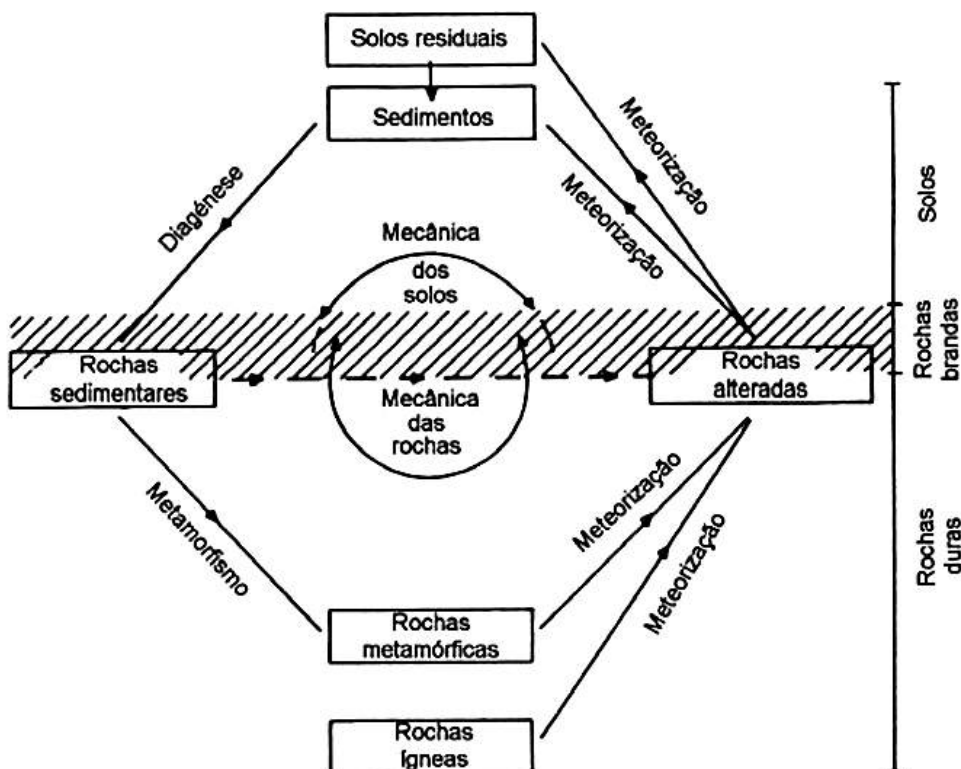


Figura 5 – Esquema dos processos de formação das rochas brandas (Fonte: adaptado de DOBEREINER & DE FREITAS, 1986)

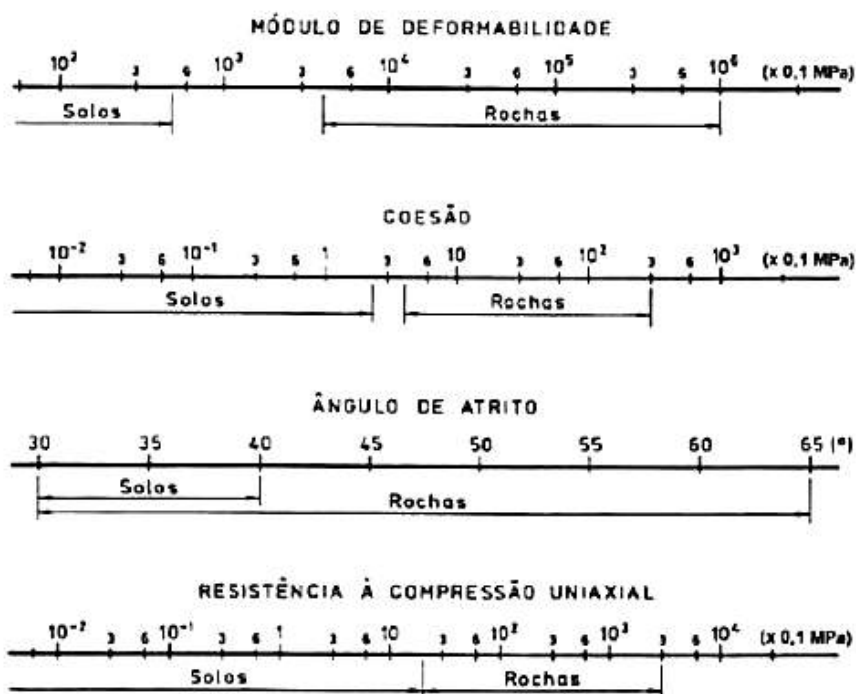


Figura 6 – Critérios para a definição da fronteira entre solos e rochas (Fonte: adaptado de Rocha⁸ (1978 *apud* BORGES, 2016))

⁸ ROCHA, M. (1978). General Report Analysis and Design of the Foundations of Concrete Dams. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM, 1978. *Anais...* International Society for Rock Mechanics-ISRM.

Os parâmetros elásticos são os mais importantes no dimensionamento de estruturas em maciços de rochas brandas, pelo fato de que elas devem ser dimensionadas de forma que estado de tensão não exceda, em regra geral, a superfície de cedência. As características de deformação destes materiais dependem de fatores intrínsecos tais como anisotropia e cimentação, e de fatores extrínsecos tais como direção e velocidade de aplicação da carga, condições de drenagem e níveis de tensões e deformações. A qualidade em termos de representatividade dos parâmetros dos materiais constituintes das fundações das barragens é fundamental para os cálculos analíticos de estabilidade da estrutura e para a utilização quando se deseja realizar modelagens numéricas destes empreendimentos, com um nível aceitável de precisão do problema de engenharia.

2.5 INTRODUÇÃO A MODELAGEM NUMÉRICA DE BARRAGENS

O estudo do comportamento tensão-deformação da fundação de uma barragem tem fornecido importantes resultados, principalmente quando realizado através de modelagens numéricas com o auxílio de ferramentas computacionais. Salienta-se que, além da importância do cuidado na definição de parâmetros geotécnicos representativos, é necessário que o usuário da ferramenta computacional possua experiência, tanto do ponto de vista geotécnico quanto numérico. Desta forma, a modelagem numérica é uma ferramenta de estudo que auxilia na tomada de decisões e facilita o desenvolvimento de um projeto de barragem que atenda satisfatoriamente em termos de economia, eficiência e segurança.

Gutstein (2003) comenta que o método dos Elementos Finitos (MEF) trata-se de um método aproximado e numérico que tem, cada vez mais, ganhado destaque na Engenharia, uma vez que pode ser aplicado em caráter geral, independente da forma da estrutura e da condição de carregamento, dentro da precisão aceitável do problema.

Segundo La Rovere (2001), a análise de um corpo contínuo através do MEF consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas elementos finitos, cujo conjunto denomina-se malha de elementos finitos sendo possível desta forma, considerar cada região ou elemento isoladamente. Estes elementos podem ter as mais diversas formas geométricas a fim de permitir uma melhor representação do problema. Podem ser: elementos unidimensionais, bidimensionais, tridimensionais, laminares e axi-simétricos. Os elementos são ligados entre si por pontos nodais denominados de nós. As incógnitas do problema são expressas em função de valores nodais

que são relacionadas através de funções de interpolação (polinômios no caso do MEF) válidas para cada região ou elemento. Estes polinômios podem ser de 1º grau ou de ordem superior fornecendo ao método uma maior flexibilidade.

A utilização do MEF na modelagem numérica computacional de barragens está tipicamente associada às análises de deslocamentos, deformações, tensões e redes de fluxo. O MEF permite simular e analisar o comportamento mecânico e hidráulico do corpo de uma barragem e de sua fundação a partir da informação sobre os parâmetros dos materiais, geometria da estrutura e condições de contorno do maciço da fundação (superfície e estratigrafia). Com esta ferramenta é possível ainda, incrementar carregamentos estáticos e dinâmicos, condições de contorno mais elaboradas, diferentes modelos constitutivos dos maciços rochosos (lineares e não lineares, elásticos e plásticos, etc), análise temporal, sequência construtiva, entre outras condições que simulem as mais diversas situações desejadas.

Segundo Borges (2016), a primeira avaliação a ser realizada neste tipo de análise numérica é a do estado de tensão inicial no maciço (*in situ* e anterior à obra em análise). As tensões geradas na fundação da barragem estão relacionadas com as tensões existentes antes do início da obra. A literatura sugere que, inicialmente, seja realizada uma análise linear-elástica, para facilitar a avaliação da modelagem quanto a etapas construtivas, parâmetros geotécnicos e condições de contorno, sem preocupação com limites de convergência. Depois de realizados todos os ajustes inerentes à modelagem, a simulação pode ser processada utilizando-se um determinado modelo constitutivo. Porém, a parte central da modelagem numérica de uma obra de engenharia é a descrição de como as grandezas físicas como tensões, deformações e tempo se relacionam entre si (DESAI & CHRISTIAN, 1977). Essas relações são equacionadas por meio dos modelos constitutivos, e, através destes, é possível reproduzir, prever e interpretar o comportamento tensão deformação de um dado material (PEREIRA, 2014). A Figura 7 apresenta alguns modelos de comportamento tensão-deformação de um material submetido a esforços de compressão.

A Figura 7a representa um material elástico não-linear; a Figura 7b representa um material elástico linear; a Figura 7c representa um material elasto-plástico; a Figura 7d representa um material rígido perfeitamente plástico; a Figura 7e representa um material elástico sendo que na curva 1 o material é perfeitamente plástico, na curva 2 o material apresenta um endurecimento ao sofrer deformações e na curva 3 o material apresenta um amolecimento ao sofrer as deformações; a Figura 7f representa um material viscoelástico, que sofre deformações com a

tensão constante e a Figura 7g representa um material viscoelástico em que há uma diminuição das tensões com as deformações constantes. A definição de qual modelo utilizar será baseada no conhecimento aprofundado sobre o tipo de material com que se está trabalhando e o que se sabe no meio técnico sobre ele (experiência de engenharia e os diversos estudos existentes sobre os mais variados tipos de rochas, por exemplo).

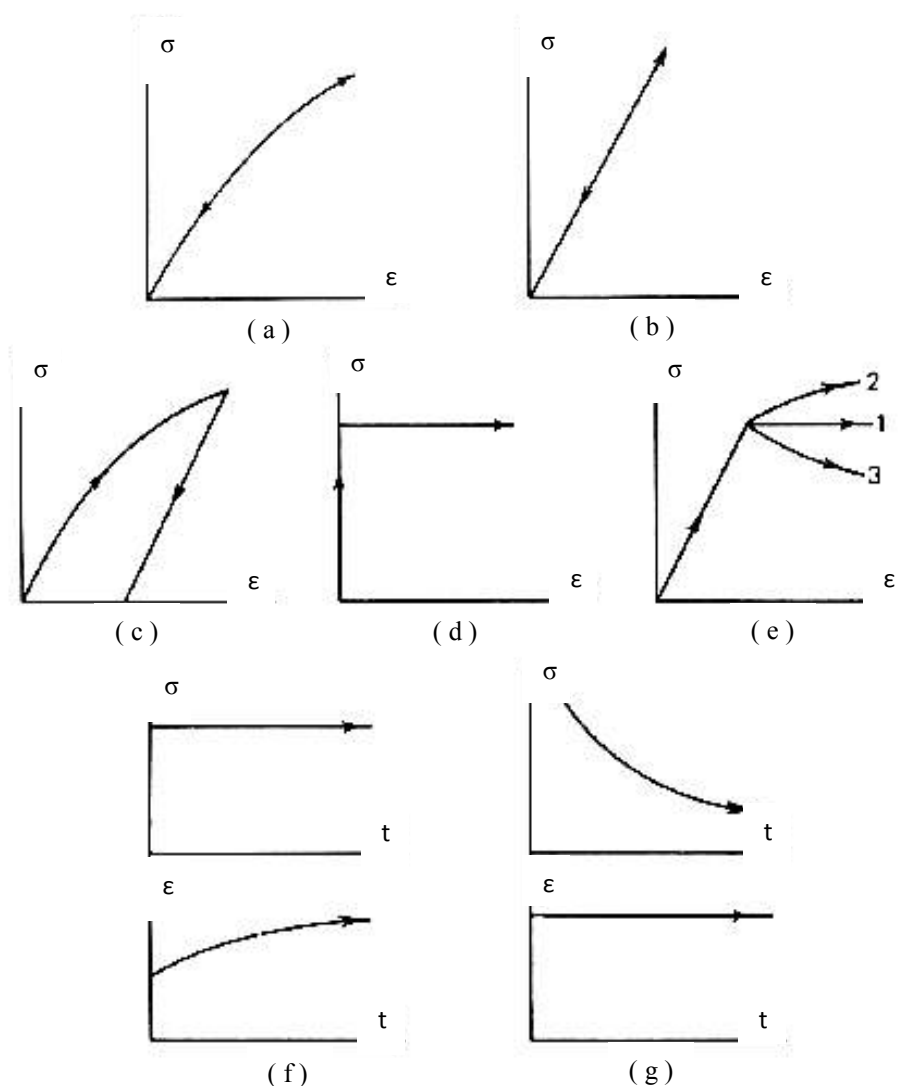


Figura 7 – Tipos de comportamentos tensão-deformação (Fonte: DESAI & CHRISTIAN, 1977)

Alguns softwares também permitem o incremento das etapas de execução e operação da estrutura, permitindo assim a avaliação do comportamento da fundação ao longo destas etapas. Mais recentemente, diversas empresas desenvolveram e tem aprimorado alguns programas computacionais que possibilitam até mesmo a visualização e análise em três dimensões das estruturas e sua iteração com a fundação.

Entretanto, por se tratarem de programas de análise tensão-deformação, por exemplo, e não de programas de análise de estabilidade, o Fator de Segurança é estimado por parâmetros de resistência mobilizados. Essas estimativas simulam a iminência de ruptura do maciço, caracterizada pela plastificação do maciço de fundação. É possível também uma avaliação do Fator de Segurança por meio da redução dos parâmetros de resistência do maciço (coesão e ângulo de atrito), utilizando-se coeficientes de segurança parciais.

2.6 LEGISLAÇÃO BRASILEIRA DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

Dadas às dimensões continentais e a abundância de recursos minerais e hídricos do Brasil, era esperado que o país tivesse uma significativa quantidade de estruturas de barramento. De acordo com tal relatório da ANA (2017), há ao menos 22920 barragens localizadas por imagens de satélite no país. Entretanto, os órgãos fiscalizadores não têm informações suficientes sobre 18593 delas, para que as mesmas sejam incluídas na Lei nº 12.334/2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Esta lei vale para barragens com altura maior ou igual a 15 metros, que têm capacidade igual ou maior a 3 milhões de m³ e que possuem reservatório com resíduos perigosos ou têm dano potencial médio ou alto.

O jornal Folha de São Paulo, em sua publicação de 10 de outubro de 2017, destaca que “...ao menos 25 barragens espalhadas por 8 estados brasileiros estão com sua estrutura comprometida e precisam de reparos para evitar danos e possíveis acidentes”. Este diagnóstico faz parte também do Relatório de Segurança de Barragens 2016 apresentado pela ANA (2017). Este é o primeiro relatório feito após o desastre da barragem da Samarco, em Mariana (MG), que resultou no maior desastre ambiental do país e deixou 19 mortos.

Ainda segundo o jornal Folha de São Paulo, na mesma publicação supracitada, “...a legislação relativamente recente sobre a segurança de barragens aliada à falta de estrutura e orçamento dos órgãos de fiscalização resultaram num cenário de desconhecimento. Em muitos casos, nem sequer o responsável legal pela barragem é identificado. Segundo a lei, os agentes privados ou públicos com direito sobre as terras onde está a barragem são os responsáveis pela segurança. Apesar de engatinhar, a lei de segurança de barragens é vista como marco na regulamentação do setor. Um marco legal que ganhou impulso com o desastre em Mariana.”

De acordo com Smirdele (2014), o estado de São Paulo, após o acidente ocorrido com a barragem de Euclides da Cunha e consequente rompimento da barragem Armando de Salles

Oliveira em 1977, foi o pioneiro na criação de um decreto-lei, dispondo sobre a segurança das barragens do estado e recomendando auditorias técnicas permanentes. Porém, o mesmo não foi implementado. Este documento serviu de modelo para a Lei Federal 9.433 de 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos e outras providências.

As primeiras normativas mais abrangentes referentes à segurança de barragens remetem ao Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB). Esta entidade publicou, em 1983, o documento intitulado: Diretrizes para a Inspeção e Avaliação de Segurança de Barragens em Operação. Posteriormente publicou a edição das “Recomendações para Formulação e Verificação de Critérios e Procedimentos de Segurança de Barragens (1986)” e, em 1996, “Auscultação e Instrumentação de Barragens no Brasil”. Desde então os avanços têm sido significativos e vêm ganhando cada vez mais interesse dos profissionais brasileiros (SMIRDELE, 2014).

O CBDB representa no Brasil a Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB) que é uma organização não governamental, destinada a encorajar a troca de informações e de experiências adquiridas em planejamento, projeto, construção e operação de grandes barragens. A Comissão funciona por intermédio dos comitês nacionais dos países membros, totalizando hoje noventa e seis comitês instituídos para o desenvolvimento de trabalhos técnicos ou pesquisas científicas. O Comitê Brasileiro de Barragens tem atuação em âmbito nacional, análoga à CIGB.⁹

Smirdele (2014) comenta ainda que o assunto “segurança de barragens” somente se tornou prioridade para o governo brasileiro em 2009, após a ruptura da barragem de Algodões, no Piauí, com a confirmação de pelo menos sete mortos. Esse acidente revelou a necessidade de se aprimorar a gestão das barragens brasileiras. Desta forma, em 20 de setembro de 2010, foi publicada a Lei Federal 12.334. De acordo com esta lei, a segurança de barragens é a condição que visa manter a sua integridade estrutural e operacional e a preservação da vida, da saúde, da propriedade e do meio ambiente. A segurança da barragem é responsabilidade do empreendedor. Já a responsabilidade pela fiscalização da segurança das barragens é dividida entre quatro grupos, de acordo com a finalidade da barragem, a saber: barragens para geração de energia - ANEEL; barragens para contenção de rejeitos minerais - Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM); barragens para contenção de rejeitos industriais - IBAMA ou órgãos ambientais estaduais, a depender da emissão da Licença Ambiental; e barragens de usos múltiplos - ANA ou de órgãos gestores estaduais de recursos hídricos.

⁹ Disponível em: < <http://www.cbdb.org.br/1-28/Apresenta%C3%A7%C3%A3o>>, acesso em 17/04/2018.

São instrumentos da PNSB: o sistema de classificação de barragens por categoria de risco e por dano potencial associado; o Plano de Segurança de Barragem (PSB); o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB); o Sistema Nacional de Informações sobre o Meio Ambiente (SINIMA); o Cadastro Técnico Federal de Atividades e Instrumentos de Defesa Ambiental; o Cadastro Técnico Federal de Atividades Potencialmente Poluidoras ou Utilizadoras de Recursos Ambientais e o Relatório de Segurança de Barragens. Segundo esta lei de 2010, os empreendedores teriam um prazo de dois anos para se adequarem às novas normas, a contar da data de publicação dela, ao longo do qual deverão submeter à aprovação dos órgãos fiscalizadores um relatório especificando as ações e o cronograma para a implantação do Plano de Segurança da Barragem.

Referente a outras normativas vigentes no território nacional, a Resolução CNRH nº 143 de 2012 estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório. A Resolução CNRH nº 144 de 2012 estabelece diretrizes para implementação da PNSB. Já a Resolução ANA 091 de 2012 estabelece o conteúdo mínimo e detalhamento do PSB e realização da Revisão Periódica de Segurança em barragens fiscalizadas pela ANA. Finalmente, o ofício Circular nº 308 de março de 2012 (SFG/ANEEL) objetivou efetuar classificação de risco das barragens e identificar o planejamento em relação aos itens requeridos pela Lei 12.334/2010.

Apesar dos avanços obtidos com segurança de barragens, o conhecimento sobre os mecanismos que conduzem aos incidentes e acidentes com ruptura em barragens não são de domínio total da engenharia. São muitas as incertezas, mesmo com a crescente utilização de modelos e simulações matemáticas mais avançadas pelo fato de que, por vezes, há uma dependência de dados de entrada não confiáveis ou inexistentes, sem tratamento ou devido a avaliação crítica ser feita por profissionais não qualificados, equipes sem capacitação e treinamento técnico adequado para as atividades de operação e manutenção, sistemas de auscultação deficiente e/ou sem regularidade nas leituras, análises e interpretação, desorganização da documentação sobre a memória técnica da barragem, etc. (MEDEIROS, 2003¹⁰ *apud* SMIRDELE, 2014).

No que tange o monitoramento da segurança de uma barragem em operação, Smirdele (2014) destaca que antes da análise de barragens em operação, é imprescindível o conhecimento do histórico da estrutura: período que a mesma foi construída (conhecimentos técnicos da época),

¹⁰ MEDEIROS, C.H. de A.C. Segurança de Barragens: O que fazer para convergir teoria e prática? In: XXVI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2005, Goiânia. **Anais...** RJ: CBDB. Artigo 25.

incidentes, causas, consequências, soluções. Esta autora destaca ainda a importância da memória técnica da estrutura, referindo-se às ferramentas e arquivos que subsidiam a transferência de informações entre os profissionais envolvidos no monitoramento. Esta memória não pode ser perdida, de modo que as ocorrências devem ser discutidas e registradas para que os futuros engenheiros tenham subsídios para tomada de decisão.

Cruz (1996) comenta que os principais meios que o engenheiro dispõe para avaliar a segurança de um empreendimento ao longo de sua “vida útil” são: inspeções visuais (inclusive subaquáticas, quando for o caso), monitoramento geodésico dos deslocamentos verticais e/ou horizontais, levantamentos batimétricos e instrumentação de auscultação. Esta dissertação destacará a avaliação da segurança a partir da inspeção visual e, principalmente, a análise da instrumentação hidrogeotécnica da barragem da UHE Dona Francisca.

2.7 INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS DE CONCRETO

As atividades fundamentais de auscultação que subsidiam as informações sobre a segurança de uma barragem estão relacionadas às inspeções visuais e à análise dos registros de sua instrumentação hidrogeotécnica. Elas são de grande importância e devem ser realizadas concomitantemente durante toda a vida útil do empreendimento. A auscultação de uma barragem é o conjunto de processos que visam a observação, detecção e caracterização de eventuais deteriorações que constituem risco potencial às condições de sua segurança global.

As inspeções visuais são auscultações de carácter qualitativo, baseadas nas vistorias periódicas de campo e constituem-se procedimentos indispensáveis. As inspeções podem ter diferentes níveis de abordagem, detalhamento e periodicidade, constituindo elementos fundamentais no controle de uma barragem, normalmente elas são divididas em: rotineiras ou informais, periódicas, supervisão e extraordinárias. Surgências d’água, fissuras superficiais, erosões e abatimentos localizados são exemplos de problemas que somente podem ser detectados por meio de inspeções de campo, normalmente, essas inspeções são realizadas por meio de caminhadas ao longo da barragem e do reservatório, bem como em áreas próximas a região do barramento. Porém, muitos problemas não são passíveis de caracterização tão simples, demandando uma maior abordagem de gerenciamento, em termos de dados e do tempo das observações. Assim, o controle eficiente das condições de segurança de uma barragem exige a adoção de práticas de monitoramento sistemático da magnitude e das faixas de variação de

certas grandezas físicas, que permitem a auscultação prévia destes problemas, mediante a implantação de um programa específico de instrumentação (FONSECA, 2003).

No que se refere a instrumentação de uma barragem, ela deve ser entendida como um processo de aquisição, registro e processamento sistemático dos dados obtidos dos diversos instrumentos de controle instalados no concreto ou maciço rochoso da fundação. Além de assegurar um controle da segurança da obra, a instrumentação hidrogeotécnica permite verificar as hipóteses, os critérios e os parâmetros adotados no projeto, adequando-os aos métodos construtivos de forma a assegurar sempre condições mais econômicas sem comprometer a segurança da obra.

Piasentin (2003) comenta que para uma auscultação adequada das barragens é necessário que se desenvolva um plano completo de monitoramento de forma que abranja todas as fases da vida da barragem e todas as atividades a serem realizadas tais como: Projeto de instrumentação que contemple desde a concepção do arranjo até os detalhes e as especificações da instalação e montagem; Fixação dos valores de alerta e de controle para todos os instrumentos instalados e para as diversas fases de sua vida; Plano de operação da instrumentação, abrangendo frequências das leituras nas diversas fases da vida da obra e durante possíveis eventos excepcionais; Planos de observação visuais e inspeções in situ; Plano de análise e interpretação do comportamento da obra com bases nos resultados da instrumentação e das inspeções visuais.

Na programação da instrumentação, Cruz (1996) recomenda que o seu responsável esteja perfeitamente consciente das respostas às seguintes perguntas: Por que instrumentar? O que instrumentar? Onde instrumentar? Como instrumentar? Quais os níveis e os critérios previstos em projeto? Que providências adotar se os níveis estabelecidos forem ultrapassados?

Respondidas satisfatoriamente todas estas perguntas, deve-se escolher o instrumento mais adequado, e Cruz (1996) cita as seguintes características como imprescindíveis para essa escolha: confiabilidade; alta durabilidade; não provocar, durante ou após a instalação, alterações no valor da grandeza que se pretende medir; robustez; alta precisão; alta sensibilidade; não ser influenciável por outras grandezas que não a de interesse; instalação simples; não causar interferência na praça de trabalho; e baixo custo. Cruz (1996) destaca que o valor da instrumentação não está associado apenas as obras que apresentam comportamento não previstos, indicando a necessidade de medidas reparadoras ou acerto das hipóteses de projetos, mas também à indicação da ocorrência de condições seguras, mesmo em face das solicitações extremas atuantes ou da discordância das hipóteses de cálculo com a realidade.

Smirdele (2014) cita que para verificação do desempenho de uma barragem através de sua instrumentação é necessário algum parâmetro comparativo com as leituras executadas. Normalmente, parâmetros são chamados de controle e/ou limite de leitura da instrumentação e devem ser estimados durante a execução dos projetos. Segundo Kuperman et al.¹¹ (2006 *apud* SMIRDELE, 2014), não era costume nas décadas de 60 e 70, a fixação determinística de valores limites máximos para a maioria dos instrumentos instalados, não só pelas dificuldades de se realizar esta operação através dos procedimentos de cálculo, como também pela falta de representatividade que tais valores poderiam apresentar. Entretanto, com o advento e aprimoramento das técnicas e *softwares* de modelagem numérica, este procedimento foi facilitado, tornando-se de fundamental importância, de tal maneira que não pode ser dispensado quando da análise de fluxo e do comportamento tensão-deformação de barragens.

De acordo com Fonseca (2003), a evolução das técnicas de instrumentação geotécnica de barragens está diretamente associada ao aprimoramento tecnológico dos instrumentos de medida e à incorporação das especificações técnicas de projeto de metodologias padronizadas para a avaliação e controle das condições gerais de segurança das estruturas. No Brasil, até cerca de 30 ou 40 anos atrás, predominava a sistemática de diagnóstico através de inspeções visuais realizadas por grupos de consultores independentes de nível internacional. No caso de detecção de anomalias graves do comportamento da barragem, as observações do problema eram intensificadas e, eventualmente, eram feitos os reparos e/ou correções recomendadas pelos especialistas. A Figura 8 apresenta uma correlação entre os tipos de instrumentos usualmente empregados na auscultação de barragens de concreto, conjuntamente às inspeções visuais, e os principais tipos de deterioração. Nesse esquema, destaca-se a importância da instrumentação da fundação e das inspeções visuais (SILVEIRA, 2003).

Em termos gerais, na fase construtiva, os objetivos da instrumentação podem ser resumidos nos seguintes pontos: obtenção de parâmetros geotécnicos mais realistas e representativos das condições *in situ*; aferição de soluções técnicas menos conservadoras adotadas na fase de projeto, que resultaram em economia significativa para a obra; previsão de possíveis zonas de risco durante a fase de construção; avaliação de eventos não previstos ou detecção de eventuais anomalias durante a construção; e possibilidade de revisões ou reavaliações das premissas de projeto ou das metodologias construtivas então adotadas (FONSECA, 2003).

¹¹ KUPERMAN, S.C., MORETTI, M.R., PINFARI, J.C., CARNEIRO E. F. Estabelecimento de valores limites da instrumentação civil de barragens de concreto e de terra da CESP. In: III SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 2006, São Paulo. *Anais...* Rio de Janeiro: CBDB. p. 311-324.

Auscultação de Barragens de Concreto

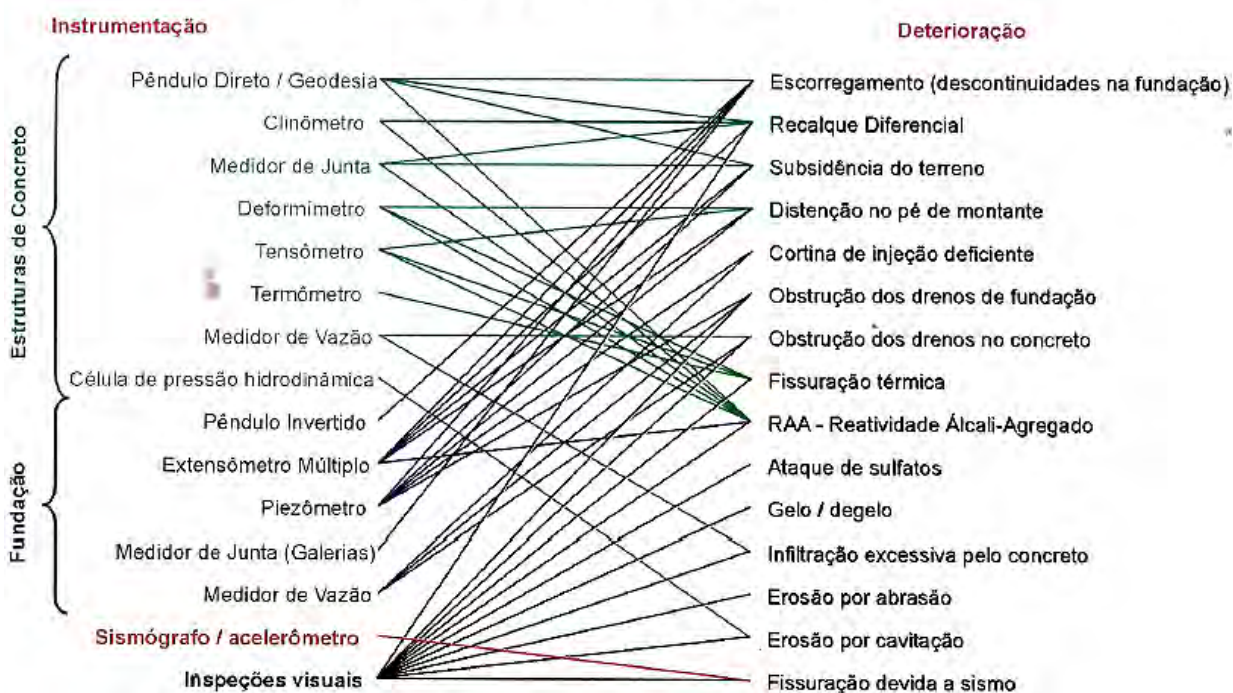


Figura 8 – Correlação entre tipos de instrumento e deterioração de barragens de concreto (Fonte: SILVEIRA, 2003)

Na fase operacional da barragem, o monitoramento e controle da barragem através da instrumentação têm os seguintes objetivos: verificação do desempenho geral da estrutura em conformidade ou não com as especificações de projeto; caracterização do comportamento dos materiais dos aterros compactados e das fundações ao longo do tempo, monitorando a evolução das tensões, deslocamentos, vazões e poropressões; previsão de possíveis zonas de risco durante o período de operação; avaliação de eventos não previstos ou detecção de eventuais anomalias pós-construção; reavaliação das condições de segurança da estrutura e/ou alterações e/ou extrapolações do projeto original (FONSECA, 2003).

Entretanto, Dunnicliff (1993) cita algumas limitações da instrumentação hidrogeotécnica, tais como: cobre um número limitado de regiões; pode ser danificada, pode falhar ou começar a funcionar precariamente com o envelhecimento, fornecendo resultados errados; algumas anomalias podem não ser identificadas porque a instrumentação não tem sensibilidade suficiente ou não foi instalada no lugar adequado; muitos relatos de acidente afirmam que o problema não foi identificado pela instrumentação e que o “alarme” foi dado pela observação visual; e dificilmente a instrumentação detecta fenômenos não previstos na fase de projeto.

Sobre a quantidade e diversidade de instrumentos, Dunncliff (1993) comenta que é inviável o estabelecimento de regras pré-determinadas definindo a quantidade de instrumentos a serem instalados em uma barragem. Isto é algo que depende do tamanho da obra, importância, risco associado e quais as grandezas se deseja medir durante o monitoramento. As mais comuns são: poropressão/subpressão, vazões de drenagem e infiltração, recalques, deslocamentos horizontais da crista, deslocamentos e deformações na fundação, tensões totais e aceleração sísmológica (de importância secundária dentro do território brasileiro, mas que por vezes se justifica o monitoramento, principalmente nas barragens de grande porte).

Ao selecionar os equipamentos para a instrumentação de uma obra, deve ser considerado que cada instrumento atenda estas primeiras características destacadas neste quadro, minimizando a possibilidade de erros de leitura, quebras e imprecisão das grandezas medidas. A relação entre acurácia e precisão de uma medida ou leitura pode ser entendida pela Figura 9. Os centros dos alvos representam o valor real. No caso A, a medida não tem precisão, mas, se forem feitas leituras suficientes, a média será acurada. No caso B, a medida não é precisa nem acurada. No caso C, a medida é precisa e acurada. No caso D, a medida é precisa, mas não acurada. As principais características dos equipamentos de instrumentação são apresentadas no Quadro 2. As destacadas em cinza são indispensáveis ao sucesso de um programa de instrumentação.

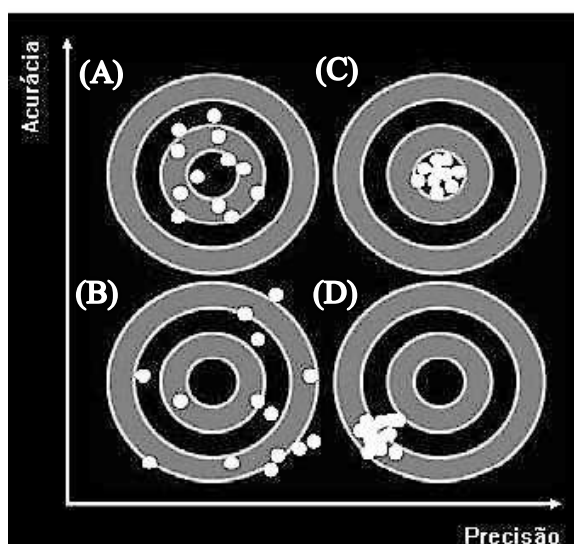


Figura 9 – Relação entre acurácia e precisão (Fonte: página da internet da Faculdade de Engenharia Mecânica da UNICAMP¹²)

Quadro 2 – Características da instrumentação de auscultação

Característica	Conceito Simplificado
Sensibilidade	Capacidade do instrumento de acusar as variações iniciais da grandeza que está sendo

¹² Disponível em: < http://www.fem.unicamp.br/~instmed/Incerteza_Old.htm >, acesso em 17 de abril de 2018.

	medida, e não somente quando uma variação significativa já ocorreu. Alta sensibilidade não indica alta acurácia ou alta precisão.
Acurácia	Aproximação dos valores medidos ao valor real da grandeza, podendo ser considerado sinônimo de grau de correção. A acurácia de um instrumento é avaliada durante sua calibração, quando o valor medido pelo instrumento é comparado a um valor padrão conhecido. É usual expressar a acurácia como uma faixa centrada no valor zero. Uma acurácia de ± 1 mm significa que o valor medido difere no máximo 1 mm do valor real. Quanto maior a exatidão do instrumento, mais caro ele custa e mais cuidados ele requer para a sua utilização.
Precisão	Aproximação de cada número do seu valor aritmético. A precisão pode ser considerada sinônimo de reprodutibilidade e de repetibilidade. Também é comum expressar a precisão através do sinal \pm .
Conformidade	Característica que expressa a influência específica da implantação do instrumento em relação aos valores da grandeza a ser medida. Uma maior conformidade implica em uma acurácia maior do instrumento.
Robustez	O equipamento de instrumentação geotécnica deve ser robusto o bastante para resistir ao transporte, montagem, manuseio e instalação na obra.
Durabilidade	A vida do instrumento deve ser no mínimo igual ao do período de vida útil da obra, devendo ser resistente à corrosão e a outros fatores de deterioração, tais como umidade e variações de temperatura.
Confiabilidade	Esta característica depende de praticamente todos os fatores acima, e corresponde ao grau de certeza de que o equipamento funcionará adequadamente.
Resolução	É a menor divisão na escala de leitura do instrumento, ou seja, é o menor incremento que se pode assegurar na leitura de um instrumento.
Linearidade	Característica que traduz uma condição de proporcionalidade direta entre as leituras fornecidas pelo instrumento e os valores da grandeza que está sendo medida.
Histerese	Um instrumento apresenta histerese quando a grandeza medida está sujeita a variações cíclicas, tendo seu valor variável com as tendências distintas de aumento ou de redução da grandeza medida.
Ruído	Termo utilizado para relatar medidas aleatórias induzidas por fatores externos, gerando falta de precisão e acurácia.
Curso	Significa a extensão da faixa de valores que pode ser medida. Alguns medidores precisam ser “zerados” periodicamente, por não oferecerem o curso adequado ao valor total a ser medido ou registrado. O inconveniente da “zeragem” está na possibilidade de perder-se o registro de algumas operações e na necessidade de correção dos valores medidos, levando a eventuais erros nas grandezas medidas;
Erro	É definido como o desvio entre o valor medido e o valor real ou o valor admitido como correto (erro grosseiro). O erro relativo é o quociente entre o erro absoluto e o valor real da leitura. <ul style="list-style-type: none"> a) Erros grosseiros: causados por descuido, fadiga ou inexperiência do operador; b) Erros sistemáticos: causados por calibração imprópria, alterações da calibração com o tempo, histerese e não-linearidade; c) Erros de conformidade: causados pela seleção errada dos procedimentos de instalação ou pelas limitações no projeto do instrumento; d) Erros ambientais: causados pelos efeitos de calor, umidade, vibrações, pressão, etc. sobre o instrumento de medida; e) Erros observacionais: causados pela atuação de diferentes observadores (equipes de medições) usando diferentes técnicas observacionais; f) Erros de amostragem: causados pela instalação do instrumento em local inadequado e pela variabilidade do material sendo instrumentado; g) Erros acidentais: erros imponderáveis, essencialmente variáveis e não susceptíveis de prevenção.

Fonte: adaptado de FONSECA (2003).

As principais grandezas de interesse na auscultação por instrumentação de uma barragem de concreto são: nível d'água visando a determinação da posição da linha freática na fundação; pressão neutra, poropressão ou subpressão em contato com estrutura de concreto; vazões de drenagem ou infiltração; recalques; deslocamentos da crista; deslocamentos cisalhantes da fundação; deslocamentos diferenciais entre blocos; temperatura e aceleração sísmica.

Segundo Costa (2012), após a conclusão do projeto de instrumentação de uma barragem, deverão ser concentrados esforços para garantir uma boa instalação dos instrumentos programados. A instalação pode não danificar o instrumento, mas ser conduzida de tal forma que altere significativamente as condições prevalecentes no local, levando a resultados falsos na medição. Por outro lado, determinados tipos de instrumentos são suscetíveis de sofrer danos irreparáveis se atravessarem zonas sujeitas a tensões de cisalhamento. Qualquer falha na instalação de um instrumento pode levar a erros na medição ou obtenção de valores discrepantes que podem acarretar dois riscos diferentes: assumi-lo como defeituoso e descartar as informações por ele fornecidas, com eventuais consequências negativas; ou aceitar as informações como verdadeiras, alterando a interpretação do real comportamento.

Os instrumentos hidrogeotécnicos são compostos geralmente por um transdutor, um sistema de obtenção de dados e de um sistema de comunicação entre eles. O transdutor é um dispositivo ou elemento que detecta alterações nas variáveis físicas de uma dada grandeza (poropressão ou um deslocamento, por exemplo) e fornece um sinal de saída, em geral elétrico. O elemento do transdutor, ou elemento primário, que entra em contato direto com a variável física a ser medida (mensurando) é denominado sensor. Quando o elemento é responsável pela “detecção” de determinada condição no processo pode ser também denominado detector. Estes transdutores podem ser mecânicos, resistivos, acústicos, indutivos, hidráulicos ou pneumáticos, apresentando princípios de funcionamento específicos e diferentes campos de aplicabilidade (adaptado de FONSECA, 2003).

Silveira (1994) comenta que nos grandes aproveitamentos hidrelétricos é usual a instalação de algumas centenas de instrumentos de auscultação das obras civis, objetivando o acompanhamento de seu desempenho e a supervisão das suas condições de segurança. O trabalho dispendido na aquisição, processamento, armazenamento e análise de alguns milhares de leituras mensais constitui uma operação árdua, dispendiosa e que requer um planejamento adequado, para assegurar que as informações obtidas sejam prontamente analisadas. Por ocasião da fase de operação da usina, esta passa a constituir uma tarefa tediosa, muitas vezes

executada sem muita motivação e eficiência. A automação de barragens, segundo o autor, passou a se viabilizar graças aos constantes desenvolvimentos dos equipamentos de informática e à possibilidade de transmissão dos dados via enlace telefônico, fibra ótica, rádio ou satélite, aliados a constante redução de custo dos equipamentos eletrônicos e de informática.

Porém, quando um sistema de automação não é concebido ou projetado de forma eficaz, pode ocorrer diversos problemas quando a obtenção dos registros dos instrumentos. Isto ocorreu no caso da barragem da UHE Dona Francisca, estudada nesta dissertação. Um sistema automatizado implantado nos primeiros anos de operação deste empreendimento comprometeu a qualidade em termos de acurácia e precisão das leituras de diversos instrumentos. Desta forma, estes registros foram considerados de importância secundária neste trabalho a fim de não comprometer a análise. Em 2003, este sistema foi substituído por leituras manuais que vêm se mostrando eficazes.¹³

A interpretação periódica e sistemática dos valores medidos na instrumentação é fundamental para o êxito do monitoramento, e sua ausência pode tornar até mesmo nocivo todo procedimento, pois poderá causar uma falsa sensação de segurança em relação à obra, quando nem sempre isso está acontecendo. O importante é haver consciência de que a segurança de uma barragem depende fundamentalmente de seu projeto e de sua construção. O monitoramento constitui um método de observação que apenas diagnostica a tempo eventuais problemas decorrentes de falhas de projeto ou de construção, mas que não aumenta intrinsecamente a segurança da obra (COSTA, 2012).

Fonseca (2003) comenta que não é possível definir uma única formulação e nem mesmo uma metodologia ideal para a instrumentação de uma barragem, entretanto, alguns princípios podem ser estabelecidos, devendo os mesmos ser devidamente adaptados às complexas e diversificadas condições de campo. Estes princípios gerais incluem um projeto elaborado por especialistas em instrumentação geotécnica e compatibilizado com as condições do projeto da própria barragem, uma instalação por equipes experientes de campo e a adoção de especificações claras e adequadas em relação aos procedimentos de aquisição, registro e apresentação dos dados das grandezas a ser medidas, incluindo-se os valores limites prescritos para detecção imediata de eventuais anomalias/desvios dos valores admissíveis.

¹³ Nesta dissertação, não serão abordadas questões específicas sobre o processo de automação da UHE Dona Francisca.

3 UHE DONA FRANCISCA: CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS E MÉTODOS DE ESTUDO

Neste capítulo são descritos os materiais e a metodologia de pesquisa desta dissertação. Os materiais se referem à barragem de CCR da UHE Dona Francisca, que será analisada como estudo de caso pelo fato de possuir um bom plano de instrumentação, um amplo banco de dados e apresentar especificidades em relação aos condicionantes geológico-geotécnicos de sua fundação. No primeiro item deste capítulo é apresentada a UHE Dona Francisca. O segundo trata sobre os aspectos geológico-geotécnicos e os materiais de fundação da barragem. No terceiro item são apresentadas resumidamente as análises de estabilidade realizadas durante a fase de projeto. O quarto item trata sobre os procedimentos de segurança da barragem, onde se explana de uma maneira geral a instrumentação de auscultação existente na barragem e as inspeções realizadas. O último item apresenta a metodologia de pesquisa utilizada para o desenvolvimento deste trabalho, onde são relatados os procedimentos adotados na auscultação da instrumentação da barragem de CCR da UHE Dona Francisca.

3.1 HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

A UHE Dona Francisca (FIGURA 10) faz parte do sistema Jacuí de geração de energia e está localizada no Rio Jacuí, nos municípios de Agudo e Nova Palma, na região central do Estado do Rio Grande do Sul, no Brasil, distante cerca de 275 km de Porto Alegre/RS, como apresentado no mapa da Figura 11.

Sobrinho *et al.* (1999) relatam que os primeiros estudos a respeito do aproveitamento hidrelétrico para construção da UHE Dona Francisca são apresentados no relatório “*Power Study of South Brazil*” elaborado pela Canambra Engineering Consultants Limited, o qual foi concluído e apresentado em 1968. Em 1977, os estudos geológicos, topográficos e energéticos, elaborados pela CEEE na fase de viabilidade, levaram a escolha por uma barragem de concreto do tipo gravidade, com casa de força e vertedouro incorporados. Estudos comparativos mais aprofundados desenvolvidos – pela Engevix Engenharia Ltda. – para a CEEE, em 1980, na fase de Projeto Básico, indicaram que uma barragem de terra e enrocamento mostrava-se mais

adequada à geologia local, já que as fundações ficariam sujeitas a menores solicitações de carga. Já na década de 80 até meados de 90, foram realizadas sucessivas otimizações do Projeto Básico, culminando com a elaboração de documentos para Projeto Executivo da Usina, elaborados pela Magna Engenharia Ltda., detalhando como alternativa uma barragem de enrocamento com núcleo de argila, vertedouro de superfície na margem direita e casa de força desincorporada na margem esquerda.



Figura 10 – Vista panorâmica da UHE Dona Francisca (Fonte: página da internet do Sistema de Monitoramento e Alertas de Desastres¹⁴)



Figura 11 – Mapa de localização da UHE Dona Francisca (Fonte: GOOGLE INCORPORATION¹⁵, 2018)

¹⁴ Disponível em: < <http://www.smad.rs.gov.br/estacoes/informacaoDaEstacao.php?codigo=85395300> >, acesso em 17/04/2018.

Segundo Sobrinho et. al. (1999), sob os auspícios da nova política nacional para o setor elétrico, com a abertura das concessões para investimentos privados e o emprego de modernas tecnologias para construção de barragens, a Engevix em 1996, por solicitação do grupo Dona Francisca Energética (DFESA), desenvolveu uma modificação do arranjo geral com o deslocamento do eixo do barramento para jusante, introdução de barragem de CCR, vertedouro de soleira livre e casa de força na margem direita, propiciando sensível redução nos custos e cronograma de execução da obra. Esta nova configuração de projeto reduziu em cerca de 40% o seu custo e o prazo de execução passou de 55 para 32 meses no edital.

De acordo com Aguiar et. al. (2001), a viabilização da UHE Dona Francisca somente foi possível devido à utilização, na época, de um novo modelo ou solução empresarial para empreendimentos de geração de energia. Tal modelo é chamado de EPC (*Engineering, Procurement and Construction*) e baseia-se na formação de grupos empresariais que no início do contrato determinam um valor global – fixo – para os serviços a serem executados: projeto, construção, aquisição, fornecimento e montagem de equipamentos. Esta modalidade é também chamada de um EPC “*lump sum turnkey*” uma vez que a contratada será responsável pela implantação do projeto, a preço fixo, prazo determinado e ao final entregará a “chave na mão” da contratante.

Na condição de contratado para execução da UHE Dona Francisca, através do modelo EPC, tem-se o grupo empresarial denominado de CONFRAN (Consórcio Fornecedor da UHE Dona Francisca) composto pelas empresas Ivaí Engenharia de Obras S.A., Torno do Brasil, Inepar e Engevix Engenharia Ltda. Na condição de contratante ou proprietário tem-se o consórcio denominado DFESA (Dona Francisca Energética) composto pelas empresas Inepar Energia S.A. (30%), Companhia Paraense de Energia – COPEL (23,0303%), Centrais Elétricas de Santa Catarina – CELESC (23,0303%), Gerdau S.A. (21,8182%) e Desenvix S.A. (2,1212%). O empreendimento teve suas obras iniciadas em agosto de 1998 e o enchimento do reservatório deu-se em novembro de 2000, quando em apenas uma semana o mesmo atingiu a elevação¹⁶ (El.) de 94,50 m, correspondente à soleira do vertedouro. A primeira turbina entrou em operação em 5 de fevereiro de 2001 e a segunda iniciou a partir de 12 de maio de 2001.

O custo estimado da UHE Dona Francisca, na época, foi de cerca de US\$ 130 milhões e possui um prazo de concessão de 35 anos a partir da data de início da obra no ano de 1998. Os agentes

¹⁵ GOOGLE INCORPORATION. **Google Earth**. Imagem processada em 10 jan. 2018.

¹⁶ As elevações, níveis e cotas referenciadas ao longo desta dissertação se referem ao nível do mar.

financeiros envolvidos foram o Banco Nacional do Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES) e Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID). A idealização da UHE Dona Francisca foi justificada na época, principalmente, pela crescente demanda de energia no Estado do Rio Grande do Sul.

Segundo Smirdele (2014), nas décadas de 60 e 70 a CEEE-GT concentrava sua atenção especialmente no alto e médio curso do Rio Jacuí e seus afluentes, em busca de locais favoráveis à geração de energia elétrica visando aproveitamentos mais econômicos através da utilização, sempre que possível, de desníveis naturais dos rios. Surgindo assim o Sistema Jacuí de geração, composto também pelas UHEs de Ernestina, Passo Real, Leonel Brizola e Itaúba. A UHE Dona Francisca está localizada a 40 km a jusante da UHE de Itaúba. A Figura 12 traz a localização destas usinas ao longo do curso do Rio Jacuí.

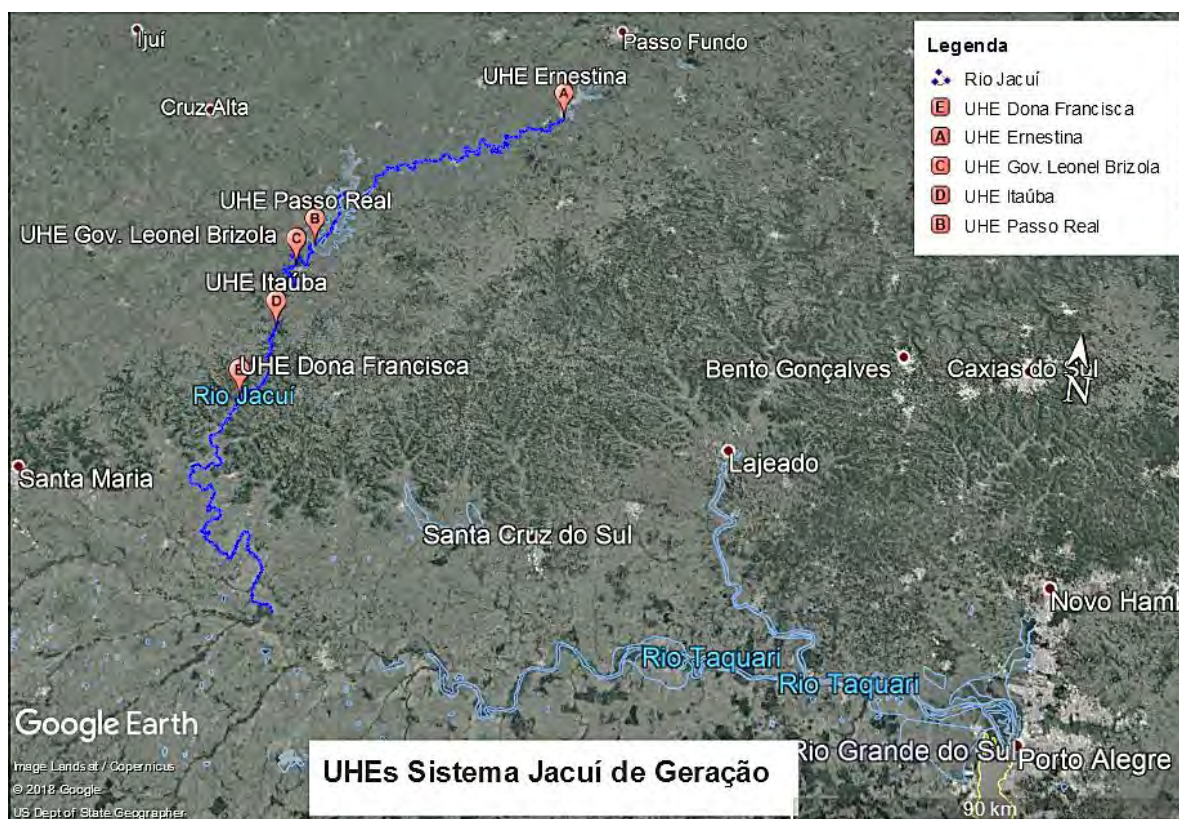


Figura 12 – UHEs ao longo do curso do Rio Jacuí (Fonte: GOOGLE INCORPORATION¹⁷, 2018)

Atualmente, a UHE Dona Francisca é administrada pela concessionária Consórcio Dona Francisca, composto pela CEEE-GT (10%) e DFESA (90%). Também ocorreram modificações

¹⁷ GOOGLE INCORPORATION. **Google Earth**. Imagem processada em 10 jan. 2018.

na composição acionária da DFESA em relação à da época de construção. Hoje em dia, a DFESA é composta pelas empresas CELESC, COPEL, ENGEVIX e GERDAU.

A Figura 13 apresenta o arranjo geral da UHE Dona Francisca com a indicação da posição do Vertedouro, Casa de Força, Tomada d'água e Subestação.



Figura 13 – Arranjo geral da UHE Dona Francisca (Fonte: GOOGLE INCORPORATION¹⁸, 2018)

O vertedouro da barragem da UHE Dona Francisca é do tipo em degraus com perfil Creager, declividade da calha de cerca de $53,1^\circ$ e comprimento em torno de 335 m. Ao todo são 54 degraus com altura uniforme de 60 cm e base de 45 cm. Próximo à crista encontram-se 7 degraus de transição que possuem dimensões variando de 12,5 a 60,0 cm (FIGURA 14).

O circuito hidráulico para geração de energia elétrica é composto pelas estruturas da tomada d'água (TA), condutos forçados e casa de força (CF). Da tomada d'água derivam dois condutos forçados constituídos de tubos de aço de 6,30 m de diâmetro que conduzem a água para duas turbinas tipo Francis acopladas aos geradores de 62,5 MW cada. Juntas, estas unidades geradoras têm potência de 125 MW que é suficiente para abastecer uma cidade com cerca de 250 mil habitantes. No interior da casa de força estão concentrados os equipamentos eletromecânicos responsáveis pela produção de energia e também a Unidade Central de Controle. O reservatório compreende uma área inundada de cerca de 23,0 km² e seu nível (NR)

¹⁸ GOOGLE INCORPORATION. **Google Earth**. Imagem processada em 10 jan. 2018.

a montante máximo normal é considerado na cota 94,50 m, o máximo *maximorum* (TR=10.000 anos) na cota 100,50 m e o mínimo está na cota 91,0 m.

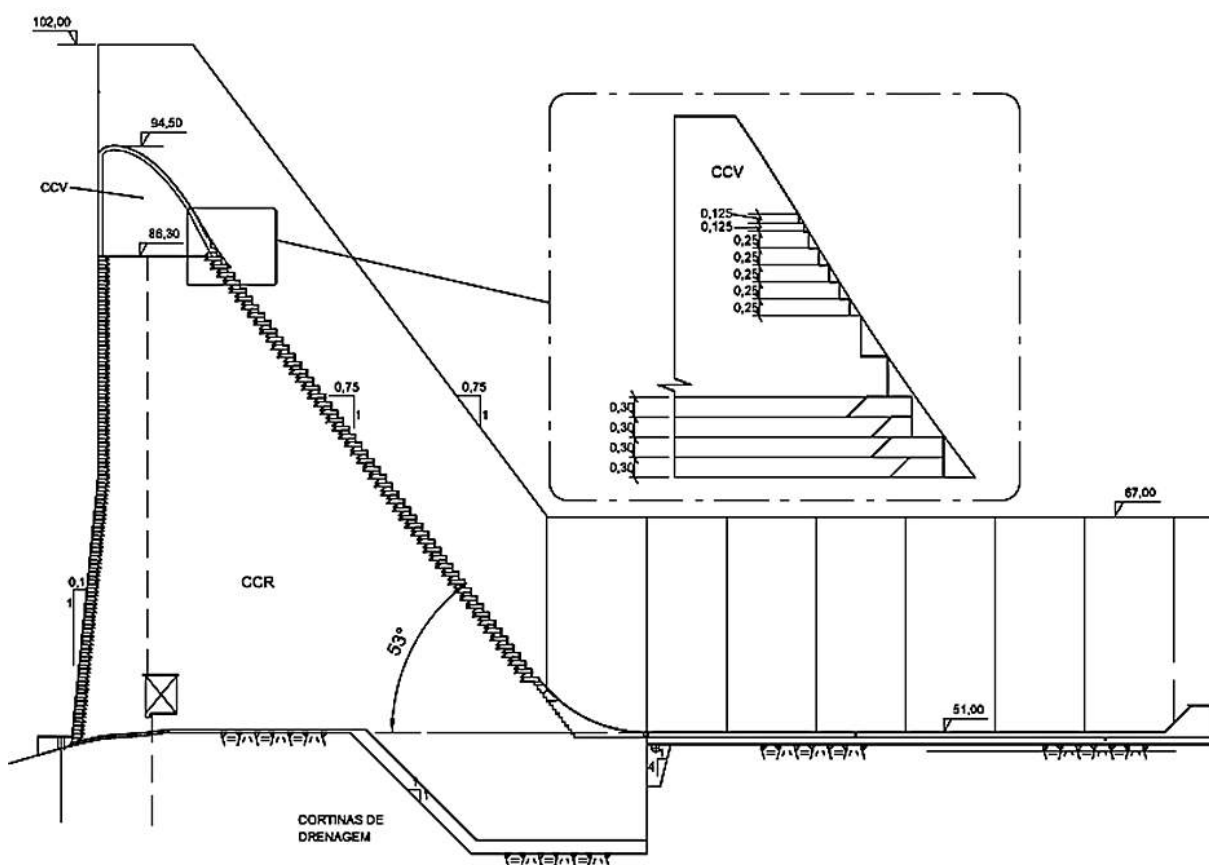


Figura 14 – Esquema vertedouro UHE Dona Francisca (Fonte: adaptado de ENGEVIX, 2000a)

A barragem da UHE Dona Francisca é do tipo gravidade e sua estrutura é em Concreto Compactado com Rolo (CCR). Possui 63,0 m de altura máxima e cerca de 660,0 m de comprimento. A estrutura é dividida ao longo do eixo da barragem em 36 blocos com comprimento médio de 20,0 m. No ANEXO I, são apresentadas a Planta Baixa e Perfil Longitudinal da barragem de CRR da UHE Dona Francisca assim como, indicadas as localizações de todos os instrumentos hidrogeotécnicos. No ANEXO II são apresentadas as seções transversais instrumentadas da barragem indicando, também, a posição dos instrumentos instalados na estrutura.

Na Figura 15 são mostrados, ainda, outros elementos da barragem visíveis a partir da região da ombreira direita.

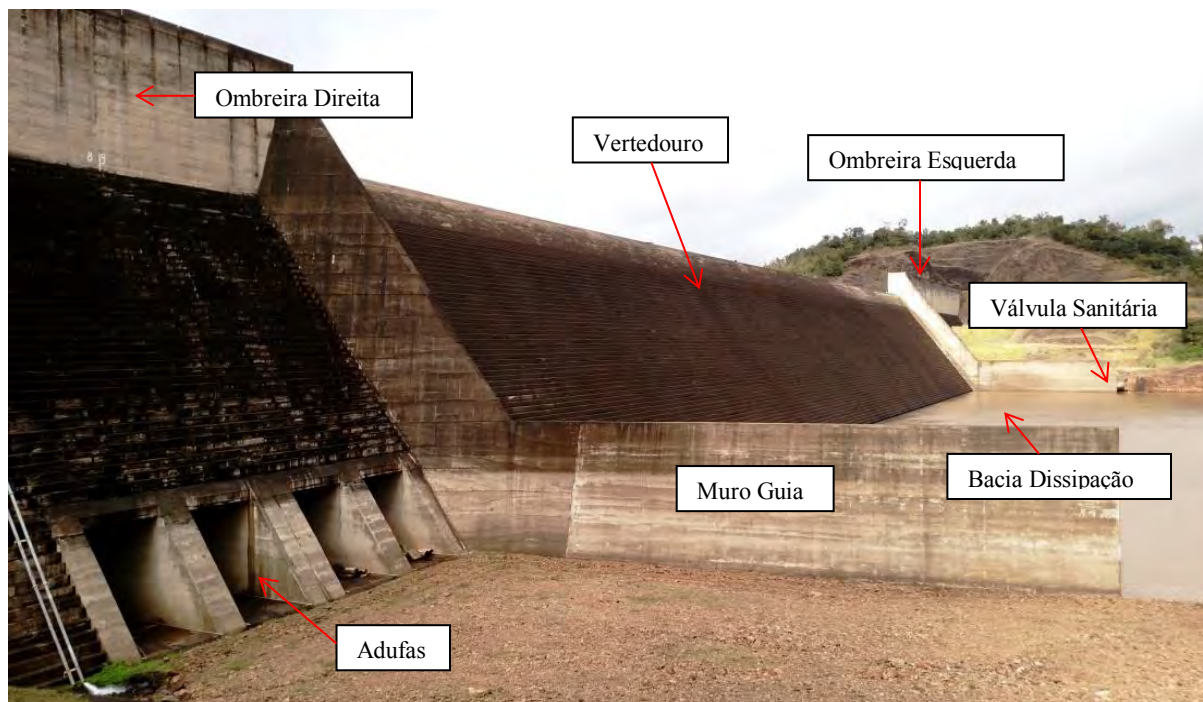


Figura 15 – Vista a partir da ombreira direita da UHE Dona Francisca

3.2 GEOLOGIA E PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DA FUNDAÇÃO

Este item aborda a geologia regional, geologia local, os materiais constituintes e os parâmetros geomecânicos da fundação da barragem da UHE Dona Francisca.

3.2.1 Geologia Regional

A barragem/vertedouro da UHE Dona Francisca tem sua fundação apoiada sobre rochas da Formação Caturrita, pertencentes ao Grupo Rosário do Sul, da Bacia Geológica do Paraná. Esta formação é uma unidade do Triássico Superior (RUBERT & SCHULTZ, 2004) e corresponde ao conjunto de camadas predominantemente arenosas que ocorrem entre o Membro Alemoa e a Formação Botucatu. Noronha et al. (2012) relatam que em termos gerais, os litotipos constituintes da Formação Caturrita incluem camadas lenticulares, tabulares e sigmoidais de arenitos muito finos a conglomeráticos que ocorrem intercalados a pelitos (siltitos e argilitos) maciços ou laminados, associados a níveis de paleossolos. As rochas dessa formação possuem cores avermelhadas a acinzentadas.

Segundo Sobrinho et al. (1999), as rochas da Formação Caturrita, no local da barragem, ocorrem junto à calha do rio em afloramentos restritos à zona de variação do nível d'água, o que dificulta a visualização em superfície. Porém, algumas exposições dessas rochas podem ser

encontradas a jusante da barragem. Na Figura 16 é possível observar alguns destes afloramentos de rochas da Formação Caturrita.

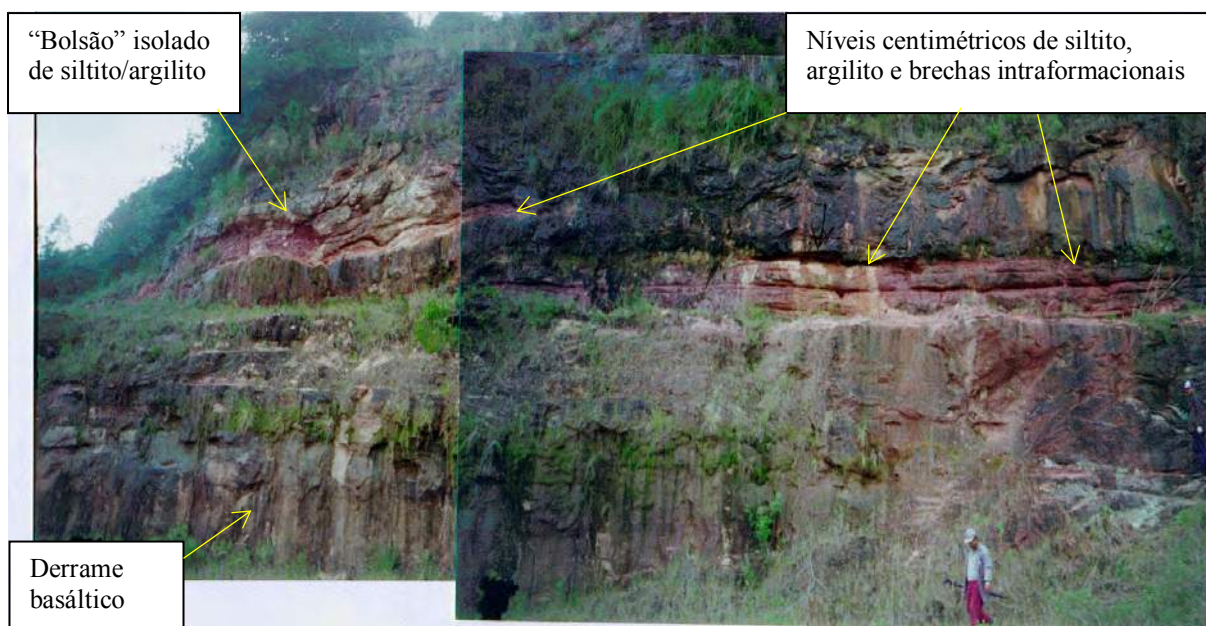


Figura 16 – Vista geral afloramento de rochas da Formação Caturrita a jusante da barragem (Fonte: ENGEVIX, 1998a – anexo fotos 1)

Nas ombreiras da barragem e ao longo das margens, é possível identificar derrames basálticos da Formação Serra Geral. Essas rochas foram formadas a partir de atividades vulcânicas ocorridas na Era Mesozóica, na qual ocorreram efusões de lavas através de fendas abertas no embasamento da bacia sedimentar do Paraná.

Desta forma, a geologia regional da barragem da UHE Dona Francisca está relacionada aos derrames basálticos da Formação Serra Geral com afloramentos de rochas da Formação Caturrita onde estão assentes a maioria dos blocos da barragem.

3.2.2 Geologia Local

Quanto a geologia local do empreendimento, as ombreiras da barragem estão em contato com rochas basálticas¹⁹, porém, a fundação da barragem/vertedouro é essencialmente constituída de materiais com características da Formação Caturrita. Desta forma, duas das preocupações iniciais durante a fase de projeto, em termos de condicionantes geológico-geotécnicos, foram com os parâmetros geomecânicos dos materiais da Formação Caturrita e, com as regiões de contato destes com os maciços basálticos.

¹⁹ Inclusive, a casa de força e os blocos da tomada d'água estão assentes sobre rochas basálticas.

A estrutura geológica com características geomecânicas desfavoráveis na região das ombreiras, é o contato, em torno da El. 55,0, entre o basalto e o arenito, constituído por material terroso, silto-argiloso, com espessuras que oscilam entre 10 e 40 cm. O projeto previu, como linha de defesa adicional, uma galeria de drenagem, em ambas as ombreiras, nas proximidades deste contato.

Algumas camadas com características de solo no interior do maciço rochoso, excetuando-se o trecho supramencionado, estão restritos à área do leito do rio onde ocorre o arenito Caturrita, sendo rara sua presença em sondagens feitas nas encostas. Tal fato deve-se aparentemente à preservação do pacote sedimentar pela capa de rocha basáltica, a qual deve ter minimizado a ação do intemperismo exógeno. A origem desses estratos com características de solo está vinculada às camadas de siltitos e argilitos intercaladas aos arenitos da formação Caturrita. Assim sendo, esses estratos exibem certa plasticidade, decorrente do maior ou menor teor de argilas na rocha originária.

Os materiais constituintes das fundações da UHE Dona Francisca foram estudados principalmente por Sobrinho et al. (1999). Estes autores comentam que entremeados aos arenitos da fundação da barragem, ocorrem níveis e camadas subhorizontais de pelitos e brechas/conglomerados intraformacionais com espessuras variando de centímetros a metros e extensão lateral de metros a dezenas de metros. Os pelitos são rochas brandas de cor vermelha, estratificação plano-horizontal fina e suas relações podem ser gradacionais ou bruscas com contatos selados. As brechas/conglomerados intraformacionais consistem de fragmentos de pelitos com forma subarredondada, diâmetro variando de milímetros a dezenas de centímetros, imersas e suportadas por uma matriz arenítica. Ocorrem em níveis subhorizontais centimétricos, raramente métricos, marcando ciclos de aeração/submergência do paleoambiente de sedimentação, ou preenchendo paleocanais fluviais de dimensões variadas.

Sobrinho et al. (1999) comentam também, que os níveis de silito, argilito e brechas/conglomerados intraformacionais possuem relevante continuidade lateral, porém não mantêm as características por mais do que uma ou duas dezenas de metros, mudando frequentemente de aspecto e espessura. Assim, esses horizontes sofrem estrangulamentos, variam de espessura, passando de métrica a centimétrica, até mesmo desaparecem, cedendo lugar a trechos em que apenas se observa uma descontinuidade (selada ou não) no arenito, com rocha coerente em ambos os lados. A atitude dos estratos raramente é plana, mostrando com frequência ondulações e formas acunhadas e truncadas, condicionadas pela estratificação

cruzada acanalada e ciclos de sucessivos de erosão/sedimentação, típicos do processo de deposição fluvial dos sedimentos que originaram estas rochas. Estratos de brecha intraformacional, com 30 a 50 metros de extensão, apresentaram convexidade (para cima), com inclinação de 70° a 80° com a horizontal. Em outros casos, estratos exibiam deformações decorrentes dos processos de sedimentação e diagênese (fluidização).

Destaca-se nos relatórios de projeto que em alguns casos - durante a realização de sondagens rotativas - foram amostrados siltitos e argilitos intemperizados, apresentando características de solo, em níveis com espessura de milímetros a dezenas de centímetros (em geral de 1 a 20 cm). Também foi possível identificar em algumas sondagens a presença de uma fina camada de argila mole plástica. Os solos eram de difícil recuperação em sondagens rotativas, podendo ser facilmente lixiviados pelas águas de circulação, durante a execução da perfuração, perdendo-se então o registro de sua presença. Em sondagens que exibiam testemunhos “roletados”, pôde ser dado como certo que a eventual presença de solos não foi registrada. Assim, as informações coletadas sobre os estratos de solo nas sondagens de Dona Francisca certamente avaliaram para menos sua presença.

A análise histórica dos documentos de projeto indica que a existência desses horizontes foi percebida durante os primeiros estudos (final da década de 70), embora não tenha sido considerada nas avaliações de estabilidade das estruturas apoiadas sobre as rochas sedimentares da formação Caturrita. Em todas as etapas ulteriores de projeto, ao longo das décadas de 80 e 90, as análises feitas somente levaram em consideração as características geomecânicas dos arenitos, em seus vários graus de coerência.

Em relação à continuidade lateral dos estratos, o espaçamento entre as sondagens, em geral da ordem de muitas dezenas de metros, dificulta as tentativas de correlação. Apesar disso, essas correlações indicam que as camadas e estratos de siltitos, argilitos e brechas intraformacionais, da sequência sedimentar da formação Caturrita, possuem relevante continuidade lateral, da ordem de até centenas de metros. Esta mesma continuidade poderia, então, ser admitida para os estratos com características de solo, visto que estes derivam daqueles. Não há garantia, entretanto, de que determinada característica persista lateralmente, podendo um estrato apresentar variabilidade de aspectos geomecânicos em curta distância horizontal. Observações em afloramentos indicam mudanças significativas de características em curtas distâncias horizontais.

Em ENGEVIX (1998a) é relatada a observação no paredão a jusante da barragem, que, embora os níveis de siltito/argilito possuam relevante continuidade lateral, da ordem de muitas dezenas de metros, eles não mantêm as mesmas características por mais do que uma dezena de metros, mudando frequentemente de aspecto e de espessura. Assim, um horizonte de siltito/argilito ou brecha sofre estrangulamentos, variando a espessura de centimétrica a milimétrica, podendo até mesmo desaparecer, cedendo lugar a trechos em que apenas se observa uma descontinuidade no arenito, com rocha coerente em ambos os lados. É frequente a passagem lateral de argilitos/siltitos para brechas e conglomerados intraformacionais.

Foram efetuadas observações de afloramentos, no sentido de buscar o entendimento sobre a natureza e geometria das camadas de siltito/argilito e brechas intraformacionais da formação Caturrita, bem como avaliar a persistência lateral de suas características geomecânicas. A cerca de 3 km do sítio da barragem, ao longo da estrada de acesso, nas vizinhanças do “Lambedor”, existe um paredão de rocha que exhibe uma sequência sedimentar típica da formação Caturrita. O referido afloramento existe graças a um grande plano de falhamento, que elevou os arenitos Caturrita algumas dezenas de metros acima dos níveis de ocorrência no sítio da barragem. Assim, foi possível interpretar as observações neste paredão como representativas das condições na fundação da barragem (FIGURA 16).

Na Figura 17 apresenta-se a seção geológica do bloco B21, localizado na região do vertedouro (ENGEVIX, 2000b), com a indicação do perfil estratificado da Formação Caturrita.

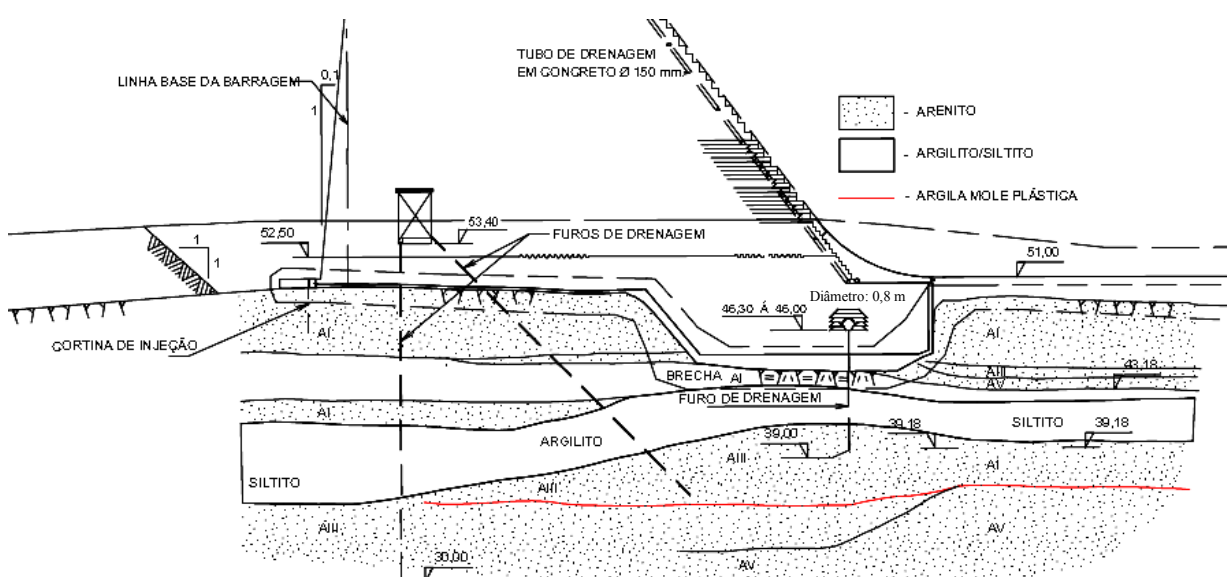


Figura 17 – Seção geológica fundação bloco B21 na região do vertedouro (Fonte: ENGEVIX, 2000b)

Devido a estas especificidades, a adoção da barragem de CCR implicou em rigorosas exigências quanto à verificação da fundação em relação à estabilidade ao deslizamento e níveis de deformações que se poderia atingir. Pois tais ocorrências dependem intrinsecamente da determinação do comportamento do pacote rochoso da fundação e suas características geomecânicas.

3.2.3 Características Geomecânicas dos Materiais da Fundação

Sobrinho *et al.* (1999) relatam que os primeiros estudos referentes às rochas da Formação Caturrita, provenientes do local da UHE Dona Francisca, constam em Oliveira e Caruso²⁰ (1981 *apud* ABGE, 1988). Tais autores apresentaram dados de ensaios de compressão uniaxial, resistência à tração e caracterização desses materiais. Esses resultados são apresentados na Tabela 5. Os ensaios foram realizados em amostras de arenitos clásticos argilosos classificados pelos autores como dos tipos 1, 2, 3 e 4²¹.

Tabela 5 – Resultados dos primeiros ensaios em arenitos do local da UHE Dona Francisca

Ensaio	Arenito 1	Arenito 2	Arenito 3	Arenito 4
Massa Espec. Aparente Seca – g/cm ³	1,80 a 1,97	1,81 a 2,39	1,82 a 2,01	2,08
Massa Espec. Aparente Saturada – g/cm ³	2,04 a 2,15	2,05 a 2,46	2,04 a 2,18	2,25
Porosidade Aparente	23,91 a 18,66	23,89 a 6,69	22,33 a 14,83	16,05
Absorção d'água	13,28 a 9,49	13,23 a 2,81	12,30 a 7,71	7,95
Compressão Axial Simples – MPa	5 a 29	4 a 12	17 a 22	18 a 22
Tração (Compressão Diametral) - MPa	1,0	0,5 a 1,0	1,5 a 4	-
Módulo de Def. Estático - MPa	6464 a 126634	2370 a 18249	2270 a 4287	1189 a 2978
Expansibilidade (%)	0,0	0 a 1,12	2,58	5,22
Permeabilidade (K) – cm/s	1,6 x 10 ⁻⁴	5,9 x 10 ⁻⁶	-	-

Fonte: adaptado de Oliveira & Caruso (1981 *apud* ABGE, 1988)

Pastore *et al.* (2015) citam que no início dos estudos de projeto havia preocupação com o comportamento dos arenitos em relação à estabilidade das estruturas, mas no decorrer dos estudos do Projeto Básico constatou-se que, na realidade, os condicionantes geológicos se referiam aos níveis de siltito/argilito devido à sua baixa resistência ao cisalhamento. Em vista disto os ensaios realizados foram conduzidos para caracterizar não somente os arenitos, mas

²⁰ Oliveira, J.E. & Caruso, L.G. Contribuição ao conhecimento atual de características tecnológicas de rochas sedimentares em alguns estados brasileiros. In: III CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1981, São Paulo. *Anais...* ABGE. Vol. 3, tema III, p. 221-223.

²¹ Naquela época (1981) ainda não se tinha uma classificação bem definida no meio técnico, para rochas sedimentares.

principalmente estes níveis de materiais. Desta forma, para os níveis de siltito/argilito foram retiradas amostras para caracterização e ensaios da resistência ao cisalhamento.

Sobrinho *et al.* (1990) comentam que a amostragem dos siltitos e argilitos foi uma tarefa difícil, uma vez que estes litotipos estavam em cotas abaixo do nível d'água do rio. A amostragem foi possível através da coleta de tarugos de rocha dos testemunhos das sondagens rotativas existentes e de um furo executado com objetivo específico para coleta de amostras, desta forma, foram tomados cuidados especiais no sentido de se evitar danos físicos e perda de umidade do material. As amostras foram envolvidas com diversas camadas de filme plástico auto aderente assim que retiradas do barrilete amostrador para preservar sua umidade até o momento do ensaio.

A Figura 18 mostra o detalhe deste acondicionamento das amostras (imersas em palha seca de arroz) para posterior transporte até São Paulo/SP e realização dos ensaios no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). A metodologia de execução dos ensaios seguiu as diretrizes determinadas pela *International Society for Rock Mechanic - ISRM* (BROWN, 1981).



Figura 18 – Detalhe acondicionamento das amostras em caixa de madeira (Fonte: ENGEVIX, 1998a – anexo fotos 2)

A seguir, apresentam-se os parâmetros geomecânicos obtidos de ENGEVIX (1998a) e Sobrinho *et al.* (1999), das amostras de siltito e argilito, ensaiadas no IPT no ano de 1998.

3.2.3.1 Siltito

Duas amostras de siltito, coletadas em junho de 1998, foram ensaiadas e tiveram seus índices físicos determinados: peso específico natural (γ_n), teor de umidade (ω), peso específico dos

grãos (δ), porosidade (η), peso específico seco (γ_s), índice de vazios (e) e o grau de saturação (S). A Tabela 6 apresenta os resultados destes ensaios.

Tabela 6 – Índices físicos das amostras de siltito

Amostra	Sondagem	γ_n (g/cm ³)	ω (%)	δ (g/cm ³)	η (%)	γ_s (g/cm ³)	e	S (%)
25	SM 232A	2,315	10,30	2,760	23,70	2,099	0,311	91,53
12	SM 232	2,223	8,40	2,810	26,80	2,051	0,366	64,50

Fonte: adaptado de ENGEVIX (1998a)

Para os ensaios de compressão uniaxial foram utilizadas amostras coletadas em diferentes épocas. Algumas são oriundas de furos mais antigos (1989/1990) e seus testemunhos estiveram armazenados por um longo período, sofrendo assim, provavelmente, uma alteração em sua estrutura devido ao ressecamento ou manuseio. As outras amostras foram obtidas em campanhas realizadas em junho de 1998.

A Tabela 7 apresenta os resultados dos ensaios de compressão uniaxial. Observa-se nesta tabela, a variação nos valores de resistência à ruptura e módulo de deformabilidade entre as amostras dos furos mais antigos e os datados de 1998. Os Corpos de Provas (CPs) 1, 2 e 4 são oriundos das sondagens mais antigas.

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial do siltito

Furo		Amostra		Corpo de Prova (CP)					
SM/SR Nº	Nº	Elevação		CP Nº	Diâmetro (cm)	Peso Específico (g/cm ³)	Tensão Ruptura (MPa)	Módulo de Deformabilidade	
		Topo (m)	Base (m)					Secante (MPa)	Tangente (MPa)
23	1	37,89	37,77	1	5,4	2,191	16,5	1962,0	1982,0
23	2	37,76	37,64	2	5,4	2,203	19,9	2384,0	2417,0
23B	8	37,78	37,60	4	7,5	2,159	19,5	1703,0	1982,0
232	13	41,30	41,15	5	7,5	2,233	9,1	707,0	941,0
232	13	41,15	41,00	6	7,5	2,324	5,4	984,0	1200,0
232	14	40,90	40,71	7	7,5	2,312	7,2	733,0	991,0
232A	29	40,55	40,41	11	7,5	2,372	9,5	937,0	990,0
232A	30	39,84	39,65	12	7,5	2,386	7,1	1157,0	902,0
Média						2,273	11,8	1320,9	1425,6
Desvio Padrão						0,087	5,90	620,8	602,4
Coeficiente de Variação (%)						3,826	50,1	47,0	42,3

Fonte: adaptado de SOBRINHO et al. (1999).

A envoltória de resistência do siltito é apresentada no gráfico da Figura 19. Ela foi determinada a partir de sete ensaios de cisalhamento direto, em amostras do programa de sondagem de 1998 e em condições de umidade intermediária. Os parâmetros geomecânicos determinados para este litotipo são: coesão (c) de 0,67 MPa e ângulo de atrito (ϕ) de 46,7°.

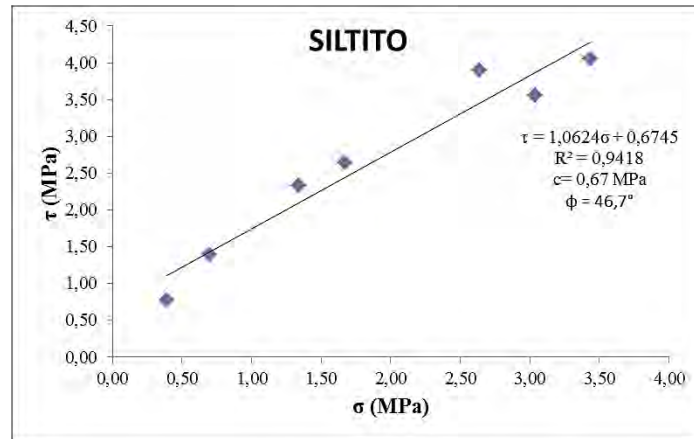


Figura 19 – Envoltória de resistência do siltito (Fonte: adaptado de SOBRINHO et al., 1999)

Considera-se que os valores obtidos das amostras do programa de sondagem de 1998 sejam mais representativos das características naturais do siltito. Desta forma, têm-se os seguintes valores médios:

- a) Tensão de ruptura = 7,66 MPa
- b) Módulo de deformabilidade secante = 904 MPa
- c) Módulo de deformabilidade tangente = 1005 MPa

3.2.3.2 Argilito

Duas amostras de argilito, coletadas em junho de 1998, foram ensaiadas e tiveram seus índices físicos determinados. A Tabela 8 mostra os resultados obtidos.

Tabela 8 – Índices físicos das amostras de argilito

Amostra	Sondagem	γ_n (g/cm ³)	ω (%)	δ (g/cm ³)	η (%)	γ_s (g/cm ³)	e	S (%)
32	SM 232A	2,306	12,10	2,750	25,20	2,057	0,337	98,80
21	SM 217	2,258	4,72	2,814	23,50	2,156	0,307	43,24

Fonte: adaptado de ENGEVIX (1998a).

Verifica-se pelo grau de saturação que, tanto nas amostras de siltito quanto de argilito, um de seus valores de S está próximo de 100%. Isto significa que os cuidados na amostragem e embalagem preservaram a umidade natural até o momento do ensaio em laboratório.

A Tabela 9 apresenta os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados em quatro amostras de argilito, coletadas em junho de 1998. Considerando que todas estas amostras representam as características naturais do litotipo argilito, os seus parâmetros geomecânicos médios são exatamente os que estão apresentados nesta tabela.

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial do argilito

Furo	Amostra			Corpo de Prova (CP)						
	SM/SR Nº	Nº	Elevação		CP Nº	Diâmetro (cm)	Peso Específico (g/cm³)	Tensão Ruptura (MPa)	Módulo de Deformabilidade	
			Topo (m)	Base (m)					Secante (MPa)	Tangente (MPa)
	232	17	37,35	37,20	8	7,5	2,361	4,0	620,0	770,0
	231	38	40,28	40,41	14	7,5	2,364	8,3	994,0	750,0
	232	19	36,80	36,61	9	7,5	2,155	4,6	725,0	766,0
	232	20	36,58	36,40	10	7,5	2,270	3,8	390,0	344,0
	Média						2,288	5,2	682,2	657,5
	Desvio Padrão						0,099	2,1	250,5	209,2
	Coeficiente de Variação (%)						4,301	40,2	36,7	31,8

Fonte: adaptado de SOBRINHO et al. (1999).

Foram realizados 11 ensaios de cisalhamento direto em amostras de argilitos e os resultados estão plotados no gráfico da Figura 20. A dispersão acentuada dos resultados, permitiu a regressão de 2 retas e a divisão em 2 grupos distintos a partir de diferentes agrupamentos (argilitos do grupo 1 e argilitos do grupo 2). Verifica-se então, um comportamento diferenciado deste material.

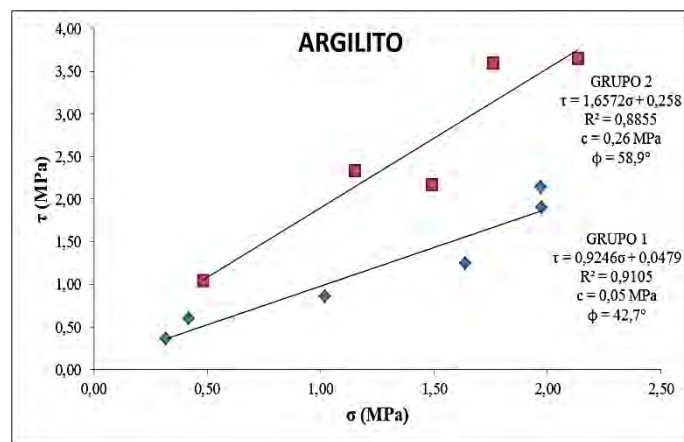


Figura 20 – Envoltórias de resistência do argilito (Fonte: adaptado de SOBRINHO et al., 1999)

Segundo Sobrinho *et al.* (1999), as amostras que compõe o conjunto de resultados de ensaios com argilitos do grupo 1 são, predominantemente, provenientes de testemunhos que sofreram perda parcial de umidade. Já as amostras que compõe o conjunto de resultados do grupo 2 são provenientes, em sua maioria, da sondagem especialmente executada para coleta de amostras, em junho de 1998, nas quais foram preservadas as características de umidade do material *in situ*. Logo, esse comportamento discrepante, gerando dois grupos de resultados, pode estar relacionado com a origem e qualidade de preservação das amostras.

Seria esperado que as amostras do grupo 1 apresentassem uma envoltória de resistência superior as do grupo 2 pelo fato daquelas estarem menos úmidas, porém, os resultados não indicaram isso. Sobrinho *et al.* (1999) comentam que devido à perda parcial de umidade, observou-se que algumas amostras pertencentes ao grupo 1 apresentavam-se microfissuradas segundo o acamamento e como consequência, pode ter ocorrido uma perda de resistência. Desta forma, o conjunto de resultados de ensaios com argilitos do grupo 2 foram considerados como os mais representativos. Os parâmetros geomecânicos determinados para este litotipo são: coesão (c) de 0,26 MPa e ângulo de atrito (ϕ) de 58,9°.

Quanto aos arenitos presentes na fundação da barragem da UHE Dona Francisca, eles basicamente possuem as características dos pertencentes à Formação Caturrita. Porém, é possível encontrar maciços do arenito Botucatu e, segundo informação pessoal do geólogo Osmar Coelho, o qual trabalhou na investigação geológica da região da UHE Dona Francisca, existem diversas ocorrências de arenitos friáveis²² na fundação da barragem. Desta forma, devido à preocupação quanto às especificidades dos materiais e com o comportamento desse tipo de fundação em relação à estabilidade das estruturas de concreto da barragem, a UHE Dona Francisca teve um cuidadoso projeto de auscultação por instrumentação.

3.3 RESUMO DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE: FASE DE PROJETO

Após diversos estudos e ensaios realizados nos materiais componentes da fundação da UHE Dona Francisca, os projetistas responsáveis tiveram a tarefa de definir os parâmetros geomecânicos a fim de utilizarem nos cálculos de estabilidade. Esta tarefa não foi fácil visto que se trata de um maciço de fundação bastante estratificado e pode se dizer que, principalmente na época de projeto, pouco se conhecia sobre barragens implantadas nestas condições de fundação. Neste subitem, serão apresentados resumidamente os parâmetros geomecânicos adotados pelos projetistas e as análises de estabilidade correspondentes. Para esta dissertação, não foi possível se obter acesso aos relatórios originais dos ensaios realizados nos arenitos e basaltos, visto que esta documentação não está de posse da CEEE-GT – empresa que disponibilizou todo o material que dispunha sobre a UHE Dona Francisca.

No relatório da ENGEVIX (1998b) consta que no tocante à área do leito do rio, as fundações que ocorrem próximas da base da estrutura são de arenitos (Caturrita – Grupo Rosário do Sul),

²² Rocha que se fragmenta facilmente.

com graus de coerência A-I e A-III²³, que são arenitos cimentados, com resistência à compressão simples, maior do que 10 MPa para a condição A-I e de 2 a 10 MPa na condição A-III. Entremeadas no arenito, ocorrem camadas de siltitos, argilitos e brechas intraformacionais resistentes e persistentes. Ensaio laboratoriais indicaram que a resistência à compressão simples dos siltitos variava de 7 a 20 MPa e dos argilitos de 4 a 8 MPa. Daí se concluiu que tanto os arenitos quanto os siltitos e argilitos têm, muitas vezes, resistências de mesma ordem de grandeza.

Os resultados devem ser analisados considerando-se as seguintes observações:

- a) Os ensaios foram executados em amostras com teor de umidade intermediário entre o seco e saturado. Isto pode influenciar na resistência à ruptura determinada pelos ensaios de compressão uniaxial e de cisalhamento direto gerando provavelmente valores mais altos do que se esperaria para amostras rompidas no estado saturado;
- b) A classificação das amostras quanto ao tipo litológico foi feita por método tátil-visual o que limita o grau de certeza quanto a parcela de mistura entre silte e argila em cada amostra. Assim, é certo afirmar que a classificação se deu pelo constituinte predominante na amostra;

As brechas intraformacionais, visíveis nos cortes da estrada, também ocorrem nas fundações na área do leito do rio. São formações ainda arenosas, com intraclastos de argila e siltito. A resistência desta formação pode ser considerada na faixa inferior da resistência dos arenitos (2 MPa). Os planos de fraqueza estrutural, que são considerados nos cálculos de estabilidade, corresponderam aos níveis mais alterados (siltitos ou argilitos intemperizados), detectados em algumas sondagens rotativas. A persistência da formação mais alterada na fundação da barragem pareceu ser limitada pelo fato de que algumas sondagens próximas (aproximadamente 25 m) não revelaram sua continuidade.

Os estudos geológico-geotécnicos do Projeto Básico da UHE Dona Francisca revelaram que os principais condicionantes para a estabilidade da barragem referem-se a dois fatores associados aos níveis de siltito/argilito existentes na fundação das obras. O primeiro trata-se da presença e extensão dos níveis de siltito/argilito intemperizados, com características de solo, identificados

²³ Classificação baseada em: BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**: A complete manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. 1 ed. New York: Wiley Interscience, 1989. 251 p.

nas sondagens rotativas – estes níveis possuem ocorrência localizada e continuidade lateral restrita. O segundo fator refere-se aos parâmetros geomecânicos dos siltitos e argilitos cujos valores foram obtidos em 1998, conforme resumo da Tabela 10.

Tabela 10 – Índices físicos e parâmetros geomecânicos médios dos siltitos e argilitos

Parâmetro	Siltito	Argilito
Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)	2,075	2,107
Peso Específico dos Grãos (g/cm ³)	2,798	2,798
Porosidade (%)	25,25	24,35
Coesão (kgf/cm ²)	6,70	0,50 – 2,50
Ângulo de Atrito (°)	46,7	42,0 – 58,0
Resistência a Compressão Uniaxial (MPa)	7,7	5,0
Módulo de Deformabilidade Secante (MPa)	904,0	682,0
Módulo de Deformabilidade Tangente (MPa)	1005,0	658,0
Velocidade de Ondas (m/s)	2041,0	2230,0

Fonte: ENGEVIX (1998a).

Dadas as especificidades da fundação da UHE Dona Francisca, as primeiras análises de estabilidade da barragem, em 1998, procuraram contemplar parâmetros bastante conservadores, conforme mostrado na Tabela 11.

Tabela 11 – Parâmetros geomecânicos adotados na primeira análise de estabilidade

Material	Estado/Tipo	c (kgf/cm ²)	φ
Basalto	Rocha sã (B1/B2)	> 3,0	> 45°
	Rocha pouco alterada (BM)	2,5	38°
	Rocha alterada limpa (GM)	1,5	35°
	Rocha alterada suja (GM)	1,0	33°
Camada basal argilosa	Contato basalto x arenito	0,0	27°
Arenito	Arenito - AI	2,5	42°
	Arenito – AIII	1,5	37°
	Arenito – AV	1,0	33°
Argilitos/Siltitos	Estado rocha	2,0	28°
	Estado solo	0,5	27°

Fonte: ENGEVIX (1998c).

Para o peso específico do concreto compactado com rolo foi adotado o valor de 2,45 tf/m³.

Foram considerados os casos de carregamento com empuxo devido ao caso normal e ao caso excepcional de nível do reservatório com TR de 10.000 anos. Os níveis do reservatório (NR) e fatores de segurança parciais adotados em cada caso apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Níveis de carregamento hidrostático e FSs parciais adotados em projeto

Carregamento	NR montante (m)	NR jusante (m)	fsd ϕ	fsd c
Normal - CCN	94,50	54,95	1,5	3,0
Excepcional ²⁴ (100 anos)	98,00	63,00	-	-
Excepcional (10.000 anos) - CCE	100,50	69,80	1,2	1,5

Fonte: ENGEVIX (2000c).

Devido a existência dos estratos de materiais com características de solos, entremeados ao maciço de arenito (argilitos) e no contato basalto/arenito (nas ombreiras), as análises de estabilidade foram feitas considerando os planos de contato concreto-rocha e na descontinuidade rocha-solo abaixo da cota de fundação, aqui denominados de plano 1 e plano 2, respectivamente. Estes planos considerados podem ser visualizados no croqui de cálculo feito manualmente pelos projetistas da UHE Dona Francisca, apresentado na Figura 21.

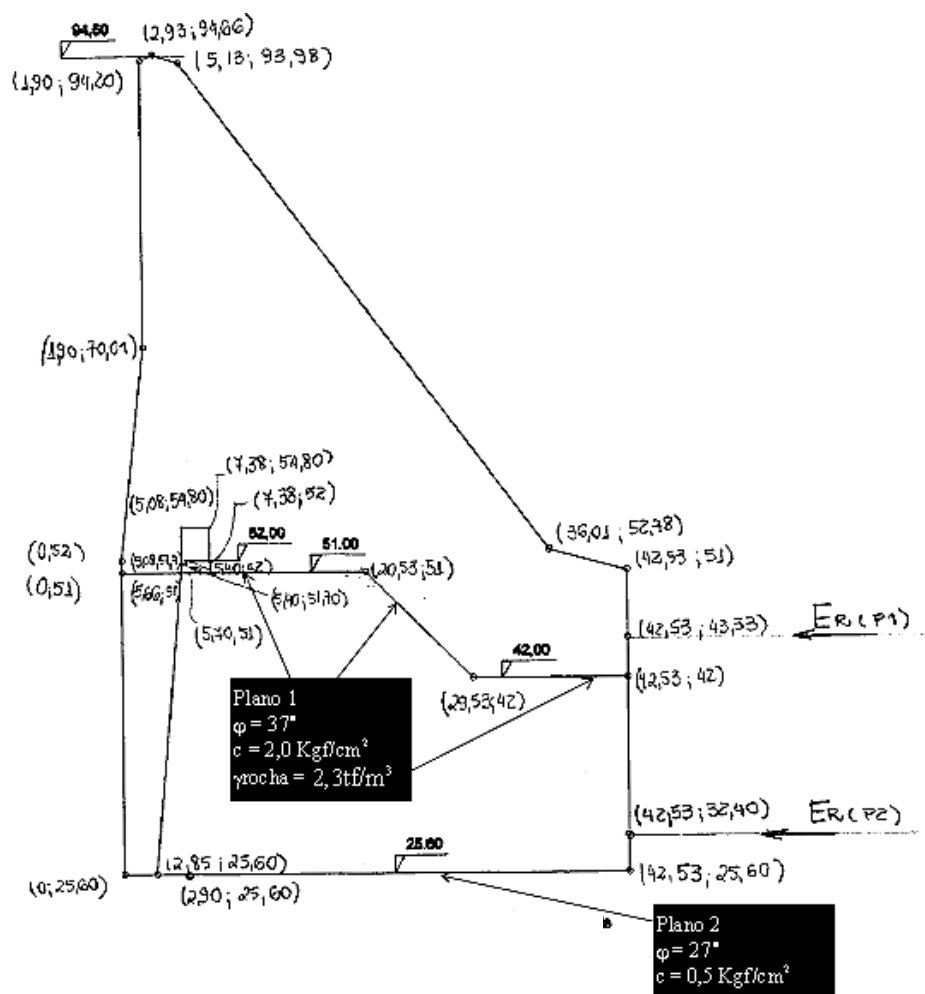


Figura 21 – Croqui da seção tipo da região do vertedouro indicando os planos das análises (Fonte: ENGEVIX, 1998c)

²⁴ Definido através de estudos hidrológicos, porém, não foi simulado nas análises de estabilidade.

A subpressão é considerada no cálculo como uma força aplicada na estrutura, sendo os valores previamente calculados pelo critério da USBR (1976) ou o sugerido por Andrade (1982), aqui chamado de critério RMA. Nos casos em que se apresentaram tensões de tração, foram desconsideradas as reduções de subpressão, devido à galeria. Os carregamentos correspondentes a cada caso são descritos no Quadro 3, que contém as considerações para a seção tipo da região do vertedouro²⁵.

Quadro 3 – Combinações de carregamento da primeira análise de estabilidade

Caso	Carregamento	Plano	Fundação	Ações
1	CCN Subpressão: USBR	1	Arenito AI e AIII	- Peso próprio (peso do concreto); -Peso da água (correspondente a CCN); -Empuxo Hidrostático (correspondente a CCN); -Subpressão (correspondente a CCN);
2	CCE Subpressão: USBR	1	Arenito AI e AIII	- Peso próprio (peso do concreto); -Peso da água (correspondente a CCE); -Empuxo Hidrostático (correspondente a CCE); -Subpressão (correspondente a CCE); OBS.: Não foi considerada a redução na subpressão (oriunda da galeria de drenagem), devido às tensões de tração a montante;
3	CCN Subpressão: USBR	2	Argilito	- Peso próprio (peso do concreto e do maciço rochoso situado entre as cotas 25,6 e 51,0 m); -Peso da água (correspondente a CCN); -Empuxo Hidrostático (correspondente a CCN); -Subpressão (correspondente a CCN);
4	CCE Subpressão: USBR	2	Argilito	- Peso próprio (peso do concreto e do maciço rochoso situado entre as cotas 25,6 e 51,0 m); -Peso da água (correspondente a CCE); -Empuxo Hidrostático (correspondente a CCE); -Subpressão (correspondente a CCE); OBS.: Não foi considerada a redução na subpressão (oriunda da galeria de drenagem), devido às tensões de tração a montante;
5	CCN Subpressão: RMA	1	Arenito AI e AIII	- Igual Caso 1;
6	CCE Subpressão: RMA	1	Arenito AI e AIII	- Igual Caso 2;
7	CCN Subpressão: RMA	2	Argilito	- Igual Caso 3;
8	CCE Subpressão: RMA	2	Argilito	- Igual Caso 4;
9	CCN	1	Arenito AI e AIII	- Iguais aos casos 1 e 5, desconsidera subpressão;
10	CCE	1	Arenito AI e AIII	- Iguais aos casos 2 e 6, desconsidera subpressão;
11	CCN	2	Argilito	- Iguais aos casos 3 e 7, desconsidera subpressão;
12	CCE	2	Argilito	- Iguais aos casos 4 e 8, desconsidera subpressão;

Fonte: ENGEVIX (2000c).

²⁵ Os mesmos critérios foram utilizados para a análise de estabilidade das seções das ombreiras esquerda e direita da barragem, entretanto, não serão apresentadas nesta dissertação por não ser o objetivo principal o detalhamento completo da extensa memória de cálculo de estabilidade durante a fase de projeto.

Nas análises considerou-se uma trincheira na fundação da barragem, visando interceptar os prováveis níveis intemperizados mais superficiais. É conveniente destacar que no trecho da margem esquerda manteve-se, para fins de cálculos, um plano de fraqueza contínuo sob toda a extensão da fundação, situado a 0,50 m abaixo da base da trincheira com parâmetros geomecânicos bastante conservadores, semelhante aos dos “solos saprolíticos”. No restante da barragem, no trecho do leito do rio, adotou-se uma camada contínua de siltito/argilite, também com parâmetros geomecânicos conservadores.

A Tabela 13 apresenta o resumo dos resultados das análises de estabilidade, em termos de fatores de segurança obtidos, para seção crítica da região do vertedouro, executadas para os casos de carregamentos descritos no Quadro 3.

Tabela 13 – FSs mínimos obtidos na primeira análise de estabilidade: critérios da USBR

Caso	FST	FSD,tot	FSPs	σ_v máx (tf/m ²)	σ_v mín (tf/m ²)
1	1,67	1,05	3,59	10,20	59,40
2	1,18	1,15	2,13	-11,50	73,70
3	1,71	5,03	3,02	25,10	121,50
4	1,39	4,96	2,31	-4,10	134,40
5	1,75	1,10	3,95	11,50	59,80
6	1,40	1,47	2,84	3,0	73,40
7	2,24	5,95	5,00	53,40	122,10
8	1,84	6,30	3,81	34,80	134,80
9	2,99	1,62	-	24,00	69,10
10	2,37	2,54	-	22,90	95,70
11	3,31	7,36	-	69,00	150,40
12	2,70	8,36	-	52,10	177,90

Fonte: ENGEVIX (1998c).

Apesar dos parâmetros geomecânicos conservadores, considerados nesta primeira análise de estabilidade, existiu uma preocupação da equipe de projeto pelo fato de que se obtiveram alguns fatores de segurança bastante baixos nos resultados das análises apresentadas na Tabela 13 – como podem ser observados, por exemplo, nos casos 1 e 5 onde se verificam FSs ao deslizamento de 1,05 e 1,10, respectivamente. Conseqüentemente, a equipe responsável pelo projeto decidiu efetuar outras duas análises de estabilidade com considerações e métodos diferentes, visando à certificação quanto a estabilidade da estrutura na região do vertedouro²⁶.

²⁶ Por questões de limitação da extensão do trabalho, as considerações detalhadas destas outras análises de estabilidade não serão apresentadas nesta dissertação, entretanto, julga-se importante ao menos apresentar os parâmetros dos materiais adotados e um resumo sobre os fatores de segurança obtidos.

Ainda que nesta dissertação não sejam apresentadas as considerações e fatores de segurança obtidos em projeto para as seções das regiões das ombreiras, afirma-se que os FSs verificados nelas a partir das análises de estabilidade, não foram inferiores aos observados na seção tipo da região do vertedouro próximo do bloco B17. Portanto, em termos de estabilidade esta seção do vertedouro foi considerada como seção crítica em relação às demais.

A segunda análise de estabilidade da barragem visou as seções tipo da região do vertedouro e margem esquerda e foi realizada pelos consultores Paulo Teixeira da Cruz e José Carlos Degaspare, em julho de 1998 (apresentada no relatório ENGEVIX, 1998b). Os parâmetros geomecânicos adotados por eles são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Parâmetros geomecânicos adotados na segunda análise de estabilidade

Material	c (kgf/cm ²)	φ	Referência
Arenito – Classe I	> 10,0	42°	Estimado – Cruz, 95
Arenito – Classe II	2,5	37°	Estimado – Cruz, 95
Siltitos	6,7	46°	Ensaio IPT/98
Argilitos	0,5 – 2,5	42° - 58°	Ensaio IPT/98
Brechas	2,0	40°	Estimativa - Consultores
Leito do rio (LR)	1,0	35°	Estimativa - Consultores
Margem esquerda (ME)	0,5	31°	Estimativa - Consultores

Fonte: ENGEVIX (1998b)

Segundo estes consultores, os ensaios de perda d'água executados na área, mostram que não há evidências de ocorrência de nenhum plano persistente com perda d'água significativa, o que poderia sugerir a existência de plano de fraqueza com menor nível de cimentação. Desta forma, nos planos de fraqueza estrutural, considerados na análise de estabilidade, foram adotados parâmetros de coesão e atrito, conservadores e próximos a um nível de alteração correspondente aos “solos saprolíticos” (ver “Leito do rio” e “Margem esquerda”, na Tabela 14). Para a cunha de rocha a jusante da barragem, considerada nos cálculos de estabilidade, que intercepta as formações rochosas, foram considerados os parâmetros $c=3,0$ kgf/m²; $\phi=37^\circ$; e $\gamma=2,30$ tf/m² (este mesmo peso específico foi adotado para os demais materiais).

Estes consultores comentam ainda, que a execução da trincheira a jusante da base da barragem se justificou pelas seguintes razões: permite uma inspeção *in situ*, ao longo de toda a barragem, da condição da fundação; melhora as condições de estabilidade, uma vez que se elimina a possibilidade de deslizamento em planos superiores à sua cota de base; a sua localização a jusante coincide com a área da fundação mais solicitada por esforços de compressão; e a

profundidade da trincheira, da ordem de 8 a 10 m, incorpora necessariamente, o maciço rochoso a jusante em qualquer hipótese de planos de deslizamento que seja considerada.

A condição analisada nos cálculos corresponde à Condição Normal de Carregamento (CCN) e os drenos operantes (critério USBR, 1976). O plano de deslizamento analisado está situado 0,50 m abaixo da cota de base da trincheira, tanto na seção da região do vertedouro quanto na seção da margem esquerda. Quanto à contribuição do maciço rochoso a jusante, foi considerada sempre a espessura do maciço rochoso de 8,0 m. Os parâmetros de resistência foram minorados, sendo $f_{sdc} = 3,0$ e $f_{sd\phi} = 1,5$ e o empuxo considerado também foi minorado em cerca de 50% em relação à parcela do atrito, a favor da segurança. As grandezas envolvidas nos cálculos realizados por estes consultores são descritas a seguir.

ΣP : somatório das forças devido ao peso próprio do concreto, da rocha e da água sobre a barragem a montante e a jusante;

U: força resultante de subpressão;

L: largura da base da fundação;

HI: empuxo Hidráulico = $H_m - H_j$;

H_m : empuxo da água de montante;

H_j : empuxo da água de jusante;

R: força resultante devido à contribuição do maciço rochoso;

N: força vertical resultante = $\Sigma P - U$;

ϕ : ângulo de atrito do contato em análise (Leito do rio ou Margem esquerda);

c: coesão no contato em análise (Leito do rio ou Margem esquerda).

O valor do Fator de Segurança ao Deslizamento (FS), foi calculado utilizando-se várias combinações possíveis de acordo com o Quadro 4. A formulação e os resultados dos FSs obtidos, para cada caso considerado no Quadro 4, encontram-se no Quadro 5.

Quadro 4 – Combinações de carregamento da segunda análise de estabilidade

Caso	Considerações
1	Adotando-se coeficientes parciais de resistência unitários, e desprezando a contribuição do maciço rochoso a jusante;
2	Adotando-se os coeficientes de segurança parciais para coesão ($f_{sdc}=1,5$) e atrito ($f_{sd\phi}=1,2$), desprezando a contribuição do maciço rochoso. Neste caso hipotético, o F.S. seria próximo de 1,0;
3	Adotando-se os coeficientes parciais unitários na parcela de atrito e coesão, bem como a contribuição do maciço a jusante com coeficientes parciais de 3,0 e 1,5 para coesão e atrito. Neste caso, a contribuição do maciço foi considerada no numerador;
4	Idem caso anterior, mas com coeficientes parciais de 3 e 1,5 na parcela de atrito e coesão, no plano de análise;
5	Idem Caso 3, mas considerando a contribuição do maciço rochoso no denominador, ou seja, como redução do empuxo hidráulico;
6	Idem Caso 4, mas considerando a contribuição do maciço rochoso a jusante como redução do empuxo hidráulico.

Fonte: ENGEVIX (1998b)

Quadro 5 – Cálculo FS na segunda análise de estabilidade

SEÇÃO	ΣP	U	N=P-U	L	HI=Hm-Hj	R ($\gamma_c=3,0$; $\gamma_\phi=1,5$)	H=HI-R	N tg ϕ	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1,5}$	C L	$\frac{C L}{3,0}$
L.R.	3056,93	964,22	2092,71	42,53	1314,05	453,25	860,80	1465,33	976,89	425,30	141,77
M.E.	3007,91	852,66	2155,25	42,53	1224,00	453,25	770,75	1295,00	863,34	212,65	70,88

SEÇÃO	$\frac{N \text{ tg } \phi}{HI}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1,5 HI}$	$\frac{C L}{HI}$	$\frac{C L}{3,0 HI}$	$\frac{R}{HI}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{HI - R}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1,5 (HI - R)}$	$\frac{C L}{HI - R}$	$\frac{C L}{3 (HI - R)}$
L.R.	1,115	0,743	0,324	0,108	0,345	1,702	1,135	0,494	0,165
M.E.	1,058	0,705	0,174	0,058	0,370	1,680	1,120	0,276	0,092

SEÇÃO	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6
	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1 HI} + \frac{C L}{1 HI}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1,2 HI} + \frac{C L}{1,5 HI}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1 HI} + \frac{C L}{1 HI} + \frac{R}{1 HI}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1,5 HI} + \frac{C L}{3 HI} + \frac{R}{HI}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1 (HI - R)} + \frac{C L}{1 (HI - R)}$	$\frac{N \text{ tg } \phi}{1,5 (HI - R)} + \frac{C L}{3 (HI - R)}$
L.R.	1,44	1,14	1,78	1,20	2,20	1,30
M.E.	1,23	1,00	1,60	1,13	1,96	1,21

Fonte: ENGEVIX (1998b)

Segundo ENGEVIX (1998b), estes resultados permitem avaliar as contribuições separadas das parcelas de coesão e do atrito com e sem redução, bem como a contribuição do maciço rochoso de jusante já reduzido. Concluiu-se pelas análises procedidas, que a barragem atende aos requisitos de segurança normalmente adotados em cálculos de estabilidade. Entretanto, pode-se observar que alguns FSs obtidos foram baixos e próximos do limite unitário.

A terceira verificação de estabilidade, apresentada em ENGEVIX (2000c; 2000d), contemplou os blocos da região do vertedouro e foi realizada através dos métodos propostos pelo Corpo de Engenheiros Americanos – USACE (1995). Neste critério são somadas todas as forças desestabilizantes e comparadas com todas as forças estabilizantes, divididas por um fator de segurança. O método é iterativo e o fator de segurança é encontrado quando as forças desestabilizantes se igualam as forças estabilizantes, divididas por este fator. As subpressões

foram calculadas por modelos em elementos finitos considerando a existência dos drenos. Os parâmetros geomecânicos dos materiais considerados nesta segunda verificação de estabilidade são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Parâmetros geomecânicos adotados na terceira análise de estabilidade

Material	c (kgf/cm ²)	φ
Arenito - AI	5,0	45°
Arenito - AI	5,0	45°
Arenito – AIII	2,5	37°
Arenito – AV	1,0	35°
Siltito AI e AIII/Argilito AI	4,0	46°
Argilito AIII	0,5	42°
Argila Plástica (pós-ruptura)	0,0	26,5°
Argila plástica (in natura)	0,8	25°

Fonte: ENGEVIX (2000c)

Os menores fatores de segurança ao tombamento e deslizamento, obtidos nesta terceira verificação de estabilidade durante a fase de projeto, no ano de 2000, utilizando os parâmetros dos materiais supramencionados na Tabela 15 e com a metodologia proposta pela USACE (1995), não foram inferiores a 1,3.

O que se conclui destas três análises de estabilidade realizadas na barragem da UHE Dona Francisca é que, além da estrutura concebida ter se mostrado estável pelos cálculos realizados, a adoção dos parâmetros dos materiais da fundação e as considerações quanto à estratificação do maciço rochoso mostraram que estes são fatores críticos. A escolha dos parâmetros dos materiais não é uma tarefa bem estabelecida, com procedimentos exatos, uma vez que depende da variabilidade do conjunto de resultados dos ensaios geomecânicos e da representatividade das amostras. No caso dos materiais da fundação da barragem da UHE Dona Francisca se observou uma variabilidade bastante significativa em seus parâmetros, de forma que uma análise em termos probabilísticos certamente teria auxiliado os projetistas na compreensão das especificidades desta fundação e contribuído com a tomada de decisões.

No que se refere às tensões no maciço de CCR da barragem, as análises foram feitas durante a fase de projeto através do programa SAP90. As tensões máximas de tração, tanto no sentido vertical como horizontal são na ordem de 173kN/m² e 523kN/m², não sendo elevadas. A maior tensão encontrada é localizada e aparece devido à descontinuidade provocada pela galeria de drenagem. Essa tensão está numa região de concreto com resistência de 9,0 MPa (resistência a

compressão de projeto do CCR). As Figuras 22 e 23 apresentam, respectivamente, os gráficos de contorno das tensões verticais e horizontais atuantes na estrutura de concreto.

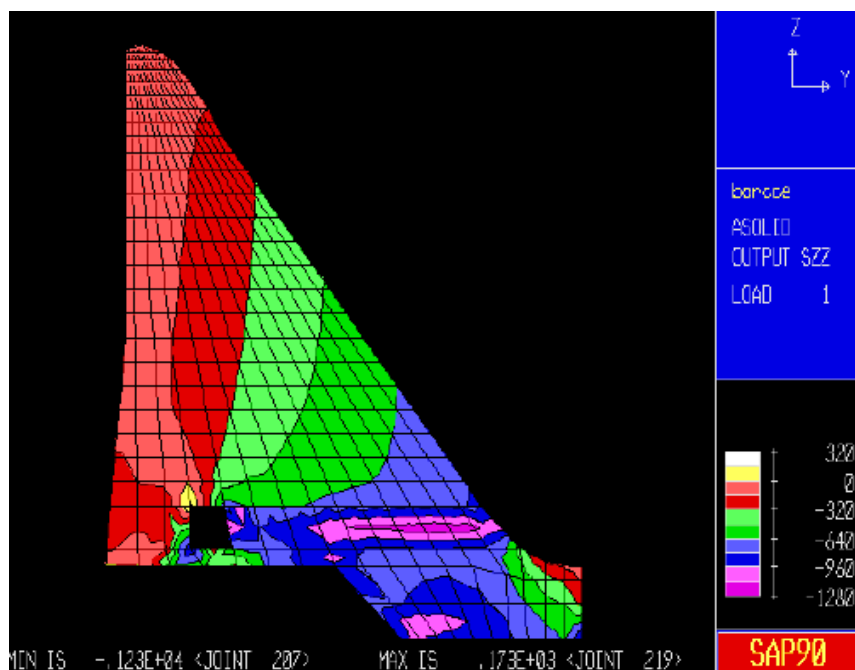


Figura 22 – Tensões verticais na estrutura de concreto (Fonte: ENGEVIX, 1999a)

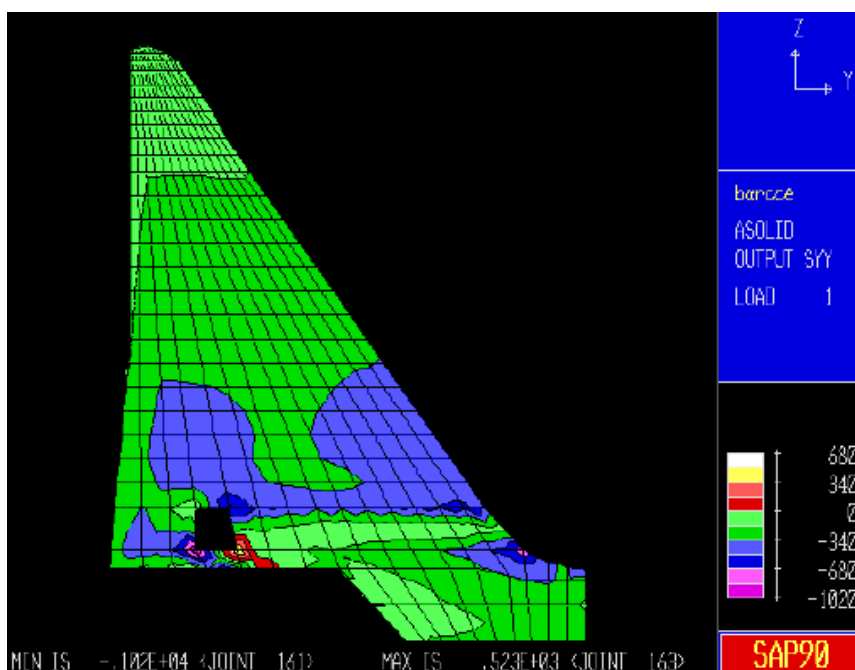


Figura 23 – Tensões horizontais na estrutura de concreto (Fonte: ENGEVIX, 1999a)

3.4 PROCEDIMENTOS DE MONITORAMENTO DA SEGURANÇA

As premissas referentes ao desempenho de uma barragem, estipuladas na fase de projeto, devem ser verificadas desde a fase de construção e, principalmente, durante seu período de operação. Estas verificações de desempenho constituem-se em procedimentos essenciais de segurança que são feitos basicamente através de inspeções na barragem e da análise de sua instrumentação. Quando alguma situação atípica é verificada, deve-se imediatamente proceder com investigações mais detalhadas visando o completo entendimento da anormalidade. Quando necessárias, as manutenções na barragem devem ser efetuadas imediatamente, pois postergar a solução de um problema ainda que simples, muitas das vezes pode agravá-lo.

Segundo a Lei 12.334/2010, que instituiu a Política Nacional de Segurança de Barragens, em atendimento ao seu art. 7º e de acordo com os critérios gerais de classificação estabelecidos na Resolução Normativa (RN) nº 696/2015 a barragem UHE Dona Francisca foi classificada em 2018 como de categoria de risco baixa e dano potencial alto (ver ANEXO III – Matriz de classificação da barragem quanto à categoria de risco e dano potencial). Desta forma, os procedimentos de monitoramento da segurança da UHE Dona Francisca se baseiam nas inspeções rotineiras e regulares e na auscultação por instrumentação.

3.4.1 Inspeções na UHE Dona Francisca

As inspeções de campo complementam as informações fornecidas pela instrumentação da barragem. A periodicidade destas inspeções é baseada na classe da barragem que é definida de acordo com o art. 10 da RN nº 696, segundo a qual, a classe é função de sua categoria de risco e danos potenciais. O Quadro 6 indica que a barragem de Dona Francisca é de classe “B” e, portanto, as inspeções regulares (IREG) devem ser anuais.

Quadro 6 – Classe da barragem da UHE Dona Francisca

Categoria de Risco	Classe da Barragem		
Alto	A	B	B
Médio	B	C	C
Baixo	B	C	C
Danos Potenciais	Alto	Médio	Baixo

Fonte: adaptado de RN nº 696 (2015).

Segundo o Manual de Procedimento de Inspeção (MPI) da UHE Dona Francisca, elaborado pela CEEE-GT (2016), as inspeções regulares ocorrerão preferencialmente no período seco de cada ano, no intuito de se inspecionar o vertedouro. Os meses sugeridos para inspeção são entre janeiro e abril de cada ano. Este período foi definido conforme as informações indicadas no

Quadro 7, correspondente a uma estatística hidrológica baseada no histórico de vazão dos últimos 50 anos, aproximadamente, retiradas dos relatórios de "Elaboração de Estudos Hidrometeorológicos de Aproveitamentos Hidrelétricos" concluídos em novembro de 2011. Os percentuais referem-se às chances de vertimento da barragem.

Quadro 7 – Estatística hidrológica de vazão (histórico de vazão dos últimos 50 anos)

Vazão em m ³ /s x % comparada a Vazão Média												
UHE Dona Francisca	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
	67%	64%	54%	63%	89%	109%	124%	130%	148%	151%	115%	86%

LEGENDA		
PERÍODO FAVORÁVEL PARA PARADA DAS UNIDADES GERADORAS entre 0 e 80% da Vazão	entre 80 e 100% da Vazão	PERÍODO DESFAVORÁVEL PARA PARADA DAS UNIDADES GERADORAS acima de 100 % da Vazão

Fonte: MPI da UHE Dona Francisca - CEEE-GT (2016).

As inspeções rotineiras (IROT), feitas pela equipe de campo, são realizadas mensalmente para realização das leituras da instrumentação. Elas são realizadas independentemente da ocorrência de inspeção regular naquele mês. As IROT são de caráter mais simples, uma vez que é feita uma visualização geral das estruturas e quando percebida alguma anomalia, a mesma é anotada, fotografada e localizada em planta. A partir de então, são feitas as medições para compra de materiais para execução de serviços necessários no local. Após inspeção rotineira, o relatório simplificado contendo as informações é encaminhado para equipe responsável pela inspeção regular da barragem.

As inspeções regulares, realizadas por uma equipe especialmente destinada a este fim, são mais completas e abrangem uma vistoria minuciosa em toda a estrutura, baseando-se num *check list* da barragem. São verificadas e analisadas detalhadamente todas as patologias existentes, seguindo o manual de segurança da barragem. No final é expedido um relatório deste trabalho contendo a matriz de classificação da barragem revisada e atualizada, se necessário. No final do relatório define-se a situação da barragem quanto à segurança de sua estrutura e se emite uma Anotação de Responsabilidade Técnica abrangendo o procedimento de vistoria e indicando a responsabilidade pelo mesmo.

A função principal das inspeções regulares ou rotineiras está intrinsecamente ligada à identificação e controle de patologias que possam influenciar na segurança da estrutura. Desta forma, o tempo entre as inspeções regulares deve ser utilizado para solucionar as patologias

identificadas através de procedimentos de reparos. O organograma da Figura 24 apresenta um roteiro típico utilizado na UHE Dona Francisca quando da identificação de alguma patologia.

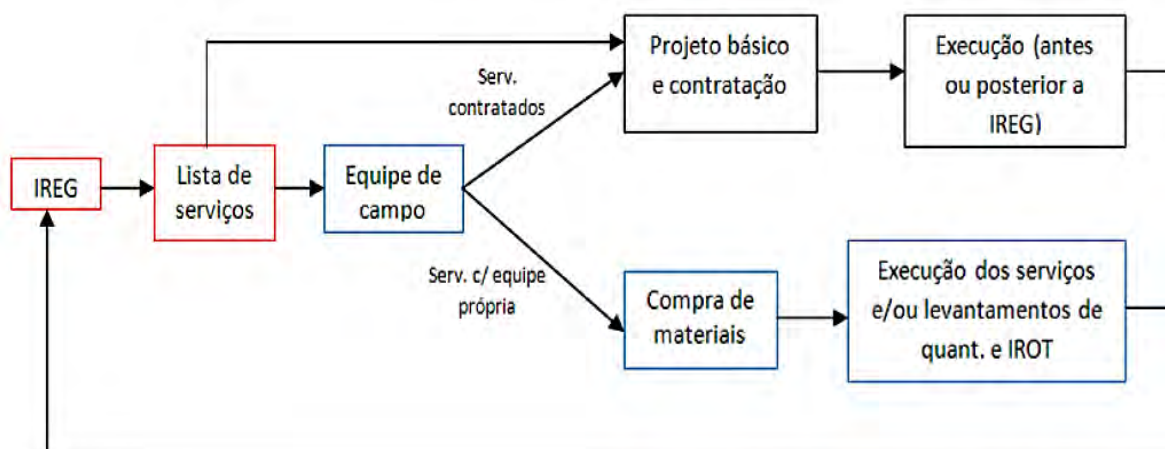


Figura 24 – Roteiro para inspeção e identificação de patologias na UHE Dona Francisca (Fonte: CEEE-GT, 2016)

As inspeções das estruturas de uma usina hidrelétrica são fundamentais para o diagnóstico, correção e manutenção de um nível de segurança aceitável. Entretanto, uma atenção especial deve ser dada para o que está ocorrendo ao redor da barragem e da mesma forma, proceder com inspeções frequentes verificando possíveis condicionantes que possam vir a interferir na segurança da estrutura do barramento ou das próprias pessoas que ali trabalham.

3.4.2 Instrumentação da Barragem da UHE Dona Francisca

A instrumentação de auscultação hidrogeotécnica da UHE Dona Francisca abrange instrumentos que permitem a observação de deslocamentos, deformações na fundação, subpressões e vazões de drenagem. Eles constituem, dentre os instrumentos de monitoramento, aqueles de mais fácil interpretação e que possibilitam uma avaliação direta das condições de segurança das estruturas da usina. A instrumentação existente na barragem é composta por Extensômetros Múltiplos (EMs), Pêndulos Diretos (PDs), Medidores Triortogonais de Junta (MTJs), Medidores de Vazões oriundas dos drenos e infiltrações (MVs), Piezômetros de Corda Vibrante (PCVs), Piezômetros de Tubo Aberto (PTAs), Marcos Superficiais (MSs), Termômetros Embutidos (TEs) e Termômetros de Superfície (TSs). A localização destes dispositivos pode ser visualizada na Planta Baixa e Perfil Longitudinal da barragem da UHE Dona Francisca apresentadas no Anexo I e também, nas Seções Transversais Instrumentadas apresentadas no Anexo II desta dissertação.

Foram instrumentados os blocos da região da Tomada d'água (TA), Margem Direita (MD), Vertedouro e Margem Esquerda (ME) além da instalação de EMs na Casa de Força (CF). As estruturas da casa de força foram instrumentadas com EMs, instalados para montante em 60° graus em relação à vertical, a fim de se observar uma eventual movimentação do maciço logo abaixo da estrutura.

A estrutura de concreto da tomada d'água, constituída por 1 bloco com cerca de 30 m de altura, teve uma seção transversal instrumentada com 2 piezômetros de fundação e 4 extensômetros múltiplos de hastes. Os 3 extensômetros mais a montante, instalados praticamente a partir do mesmo local da barragem, possuem as hastes longas instaladas abaixo da camada de basalto (ver Seção Instrumentada TA da Figura II.1 do Anexo II). O quarto extensômetro múltiplo foi instalado a partir do bloco de ancoragem do conduto forçado, sobre o talude de jusante, para monitorar qualquer eventual deslocamento do maciço rochoso, que possa comprometer o bom desempenho dos condutos forçados.

A barragem de CCR da margem direita (MD) tem o bloco B6 instrumentado com 2 piezômetros de fundação (ver Seção Instrumentada S1 da Figura II.2 do Anexo II). Na galeria inferior de drenagem foram instalados 5 MTJs e 2 MVs, um para a medição das infiltrações através do túnel de drenagem da MD e outro para o controle das infiltrações através do concreto e da fundação ao longo da galeria de drenagem da ombreira direita.

Na região do vertedouro foram estabelecidas 3 seções “chaves”, localizadas nos blocos B17, B21 e B25 para receber uma instrumentação de auscultação mais completa. O bloco B17, instrumentado com 1 PD, 2 PTAs e 3 PCVs, é um dos blocos de maior altura do vertedouro (cerca de 60 m) em função da maior escavação realizada no local devido às características do maciço rochoso (ver Seção Instrumentada S2 da Figura II.3 do Anexo II). O bloco B21 também possui uma altura significativa em relação aos demais e foi instrumentado com 1 PD, 2 PTAs e 4 PCVs (ver Seção Instrumentada S3 da Figura II.4 do Anexo II).

Na região do vertedouro, os extensômetros múltiplos foram instalados apenas na fundação do bloco B25, segundo uma configuração em roseta, com um deles na vertical e os outros 2 inclinados de 30° em relação a vertical, um para montante e outro para jusante, de modo a possibilitar a determinação das deformações na fundação, por ocasião da fase de enchimento do reservatório e operação da estrutura. O bloco B25 dispõe também de 2 PTAs instalados (ver Seção Instrumentada S6 Figura II.7 do Anexo II).

Três MVs foram instalados na região do vertedouro na galeria de inspeção/drenagem. Um está localizado na interface entre o vertedouro e os blocos dotados de adufas (B8/B9), outro na região do bloco B17 e o último próximo ao bloco B25. Na região da ombreira esquerda da barragem (OE) há 1 MV instalado no bloco B35 para o controle das infiltrações naquele local (ver a localização destes MVs na Planta Baixa do Anexo I).

Em decorrência das piores características geológicas do maciço rochoso da ombreira esquerda, foram selecionadas 2 seções para auscultação. A primeira delas está localizada no bloco B28 e foi instrumentada com 3 EMs para permitir a determinação dos recalques deste bloco em relação a uma referência na fundação e 2 PCVs (ver Seção Instrumentada S4 Figura II.5 do Anexo II). A outra seção instrumentada está localizada no bloco B30 e contém 3 PCVs (ver Seção Instrumentada S5 na Figura II.6 do Anexo II).

Os marcos superficiais foram instalados, porém, seu monitoramento foi abandonado nos primeiros meses de operação da barragem da UHE Dona Francisca²⁷ e desta forma, este instrumento não poderá ser objeto de análise nesta dissertação.

Nos dois primeiros anos após o enchimento do reservatório, a instrumentação foi automatizada no que se refere à transmissão de dados dos instrumentos para uma central. Porém, em função da ocorrência de diversas inconsistências nas leituras, em 2003 o sistema foi substituído por leituras manuais. Apesar deste problema inicial, o banco de dados existente após tal substituição, é relativamente completo e no geral apresenta uma consistência satisfatória para que se possa proceder com a análise.

O plano de instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca está concentrado principalmente nos blocos de concreto sobrejacentes ao maciço de rochas sedimentares da Formação Caturrita (com referência aos arenitos entremeados por camadas de siltitos e argilitos). Tais blocos estão localizados na região do vertedouro da barragem. Todas as seções instrumentadas da barragem são apresentadas detalhadamente no Anexo II desta dissertação.

O Quadro 8 apresenta uma descrição geral dos instrumentos existentes e que estão em funcionamento na barragem. Salienta-se que a coluna do item “Tipo de leitura” refere-se ao procedimento de coleta de dados que é feito com o auxílio de equipamentos analógicos (coordinômetro, pio elétrico, réguas etc.) ou digitais no caso de alguns instrumentos cujas

²⁷ Não se tem a informação do motivo ao certo que levou o abandono do monitoramento dos MSs.

leituras são realizadas através do dispositivo eletrônico “Readout”. Em ambos os casos, não se dispensa a necessidade do operador ir até o local de coleta para efetuar a leitura.

Quadro 8 – Descrição geral dos instrumentos da barragem da UHE Dona Francisca

Instrumentação existente na barragem da UHE Dona Francisca					
Instrumento	Quantidade	Localização na UHE	Início das leituras	Frequência de leitura	Tipo de leitura
EM	12	TA(4), CF(2), B25(3) e B28(3)	Nov./2000	Semanal	Digital
PD	2	B17e B21	Nov./2000	Semanal	Analógica
MTJ	18	Ver Anexo I	Nov./2000	Mensal	Analógica
MV	6	B5, B7, B10, B17, B25 e B35	Nov./2000	Semanal	Digital ou Visual
PCV	18	TA(2), B6(2), B17(2), B21(4), B25(3), B28(2) e B30(3)	Nov./2000	Semanal	Digital
PTA	12	OE(2), OD(2), B17(2), B21(2), B25(2) e B29/30(2)	Variável	Semanal	Observação Visual
MS	5	TA(1), B6(2), B28(1) e B30(1)	-	Suspensão	-
Drenos	723	Galeria Drenagem: Montante (e=1,5m) e Jusante (e=2,0m)	Out./2002	Variável	Analógica
TE	2	B17	Nov./2000	Semanal	Digital
TS	2	B17	Nov./2000	Semanal	Digital

Fonte: adaptado de MPI da UHE Dona Francisca - CEEE-GT (2016)

Dentro da galeria de drenagem, existem 4 caixas coletoras, denominadas “MUX”, pelas quais se efetuam as leituras dos piezômetros de corda vibrante, extensômetros, medidores de vazão e dos termômetros embutidos no concreto. MUX é a abreviatura para multiplexador, *multiplexer* ou multiplex que é um dispositivo que seleciona as informações de duas ou mais fontes de dados num único canal. São utilizados em situações onde o custo de implementação de canais separados para cada fonte de dados é maior que o custo e a inconveniência de utilizar as funções de multiplexação/demultiplexação.

As fotos da Figura 25 apresentam os detalhes de um multiplexador existente na galeria de inspeção da barragem da UHE Dona Francisca e uma leitura sendo efetuada através do “Readout” (foto da direita). A maioria dos instrumentos com leituras digitais oferecem a possibilidade de leitura manual a fim de efetuar-se a comparação entre elas e certificação da qualidade dos dados obtidos.



Figura 25 – Detalhe caixa coletora “MUX” e “Readout”. (Fonte: MPI da UHE Dona Francisca - CEEE-GT, 2016)

3.5 RELATOS DE OCORRÊNCIAS ATÍPICAS

Existem 2 ocorrências atípicas na barragem da UHE Dona Francisca que refletiram imediatamente nas leituras de sua instrumentação, principalmente nos medidores de vazão e piezômetros. Estas ocorrências são relatadas a seguir.

3.5.1 Aumento de Vazão e Carreamento de Partículas no Dreno 85P

Existe um trecho de drenos que são monitorados manualmente, de maneira individualizada, no interior da galeria de drenagem (dreno 81P a 91AP). Em 02/08/2010 o dreno 85P, com vazão normal em torno de 13,2 l/min passou a drenar 204 l/min, carreando de seu interior um material arenoso. Segundo CEEE-GT (2016), este fato assustou a equipe acostumada com o monitoramento da drenagem do túnel e foi determinado um monitoramento contínuo deste dispositivo a fim de observar-se a evolução de tal ocorrência.

Segundo o Plano de Ação Emergencial da UHE Dona Francisca (CEHPAR, 2009), um acréscimo significativo da vazão com carreamento de material sólido, crescente com o tempo, tende a ser um indício de um problema grave com a barragem e correspondem a situações que acionam nível de alerta.

A Figura 26 mostra o material arenoso que saiu do dreno 85P em agosto de 2010. O carreamento de areia neste dreno cessou em alguns dias subsequentes. A vazão inicialmente permaneceu alta, porém, com o passar do tempo foi ocorrendo uma lenta redução dela, principalmente nos 5 anos seguintes.



Figura 26 – Material que saiu de dentro do dreno 85P em ago./2010.
(Fonte: CEEE-GT, 2016)

Conforme recomendação da IREG de 2014, no ano de 2015 este dreno recebeu um filtro, reduzindo ainda mais vazão deste dispositivo e distribuindo-a entre demais drenos. A Figura 27 mostra o dreno 85P, antes e depois da instalação do filtro. O objetivo foi evitar o risco de carreamento de material da fundação devido à alta vazão que ainda existia (CEEE-GT, 2016). Atualmente, a vazão no trecho 81P a 91AP é da mesma ordem de grandeza de antes desta ocorrência com o dreno 85P, demonstrando que tal problema encontra-se mitigado.



Figura 27 – Dreno 85P antes da inserção do filtro (esquerda) e depois (direita). (Fonte: CEEE-GT, 2016)

3.5.2 Desligamento das Bombas 8 e 9 do Poço de Drenagem nº 2

Em 05 de julho de 2016, visando a construção de uma ensecadeira imediatamente a jusante da barragem a fim de efetuar-se uma inspeção do estado da bacia de dissipação, o sistema de drenagem (bombas 8 e 9) do poço nº 2 (ver localização no Perfil Longitudinal da barragem na planta do ANEXO I) foi desligado. A vazão oriunda do MV 4, que descarregava no poço nº 2,

foi desviada para o poço nº 1. Entretanto, mesmo assim ocorreu a elevação do nível d'água dentro do poço nº 2 e como consequência, as subpressões nesta região se elevaram bruscamente e de forma imediata ao desligamento destas bombas. Alguns piezômetros atingiram nesta ocasião suas máximas cotas piezométricas históricas. Em função da elevação do nível d'água no poço nº 2, supõe-se que uma galeria de drenagem não visitável, com cerca de 0,8 m de diâmetro, existente na jusante logo abaixo do dissipador (ver Figura 17), possa ter ficado completamente “afogada”. Também, pela primeira vez, ocorreu o vertimento dos drenos a jusante nesta região do poço nº 2.

As bombas estiveram desligadas entre os dias 05 de julho de 2016 e 12 de agosto de 2016 e quando o sistema foi religado a situação voltou ao normal. Esta situação atípica demonstra a importância de uma instrumentação piezométrica adequada e, também, que é fundamental se conhecer ou se tentar prever, *a priori*, as possíveis consequências que determinadas ações de operação numa barragem podem trazer em sua estrutura.

3.6 METODOLOGIA DE PESQUISA

A presente dissertação faz referência sobre a análise da segurança de barragens de concreto através de um estudo detalhado de caso, envolvendo a análise da instrumentação da barragem de CCR da UHE Dona Francisca. O desenvolvimento deste trabalho iniciou-se a partir de uma ampla revisão bibliográfica. Parte desta revisão foi apresentada nos Capítulos 2 e 3, onde diversos conceitos relacionados à temática segurança de barragens, análise de estabilidade destas estruturas, parâmetros geomecânicos dos materiais de fundação, instrumentação, etc. objetivaram embasar a análise das condições de segurança da UHE Dona Francisca desde o período inicial de operação de sua estrutura de barramento.

Foram pesquisados e lidos diversos artigos técnicos publicados em revistas, congressos e seminários que tratassem do tema em questão. Alguns trabalhos sobre a barragem da UHE Dona Francisca foram obtidos diretamente com o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB). O acervo técnico do empreendimento, fornecido pela CEEE-GT, também foi de suma importância para o desenvolvimento da revisão bibliográfica uma vez que trazia diversas indicações de trabalhos realizados contendo assuntos envolvendo a UHE Dona Francisca.

Os dados de instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca já se apresentavam organizados em termos de digitalização e isto facilitou bastante a atividade de análise com o

auxílio do *software Microsoft Excel*®. Para a realização desta, foi adotado uma metodologia composta por diversas etapas (procedimentos) sequenciais e inter-relacionadas que visaram otimizar o trabalho e fornecer resultados consistentes para interpretação do comportamento da barragem ao longo dos anos. Estes procedimentos se referem à organização e análise da documentação técnica inicial do empreendimento, pré-análise do estado da barragem, inspeção visual, análise do estado da barragem, análise dos dados de instrumentação e conclusão sobre o estado de segurança da barragem a partir da observação detalhada da instrumentação. A seguir apresenta-se a descrição de cada um destes procedimentos:

- a) Organização da documentação técnica da UHE Dona Francisca: se refere ao levantamento dos estudos de viabilidade, projetos iniciais, históricos de alteração de projeto, projeto executivo, “*as built*” da obra e finalmente os planos de instrumentação. Nesta etapa, objetivo foi a reunião e listagem de todos os documentos existentes do empreendimento. Uma documentação organizada facilita consideravelmente o acesso aos dados. Todos os documentos sobre a barragem foram organizados – plantas, relatórios, fotos, etc. Quanto à instrumentação da barragem, a mesma foi listada, esquematizada num layout, indicadas em planta as localizações exatas e a precisão e frequência de leituras de cada instrumento instalado;
- b) Etapa de pré-análise do estado da barragem: o objetivo foi de analisar o estado da barragem através do exame da documentação existente. Puderam-se identificar através dela, os pontos na barragem onde havia níveis mais “críticos” de segurança estrutural, ou seja, as “seções chave” nas quais foram instalados os instrumentos. Também, através dos relatórios de inspeção se pôde conhecer as situações anormais que ocorreram na barragem ao longo do período de operação. Nesta etapa se programou uma visita técnica visando a “Inspeção visual” da barragem, definindo-se os principais pontos a serem observados (pontos de provável ocorrência de deteriorações, anomalias, instrumentos existentes, etc.);
- c) Etapa de inspeção visual: teve como objetivo visitar o empreendimento, observar as condições de operação da UHE, a sistemática de leituras dos instrumentos e a verificação in loco de mudanças na integridade da barragem da UHE Dona Francisca, após os 16 anos de plena operação;

- d) Fase de análise do estado da barragem: o objetivo foi englobar os resultados de todas as atividades realizadas anteriormente – inclusive a verificação dos parâmetros dos materiais adotados, análises de estabilidade e modelagens realizadas durante a fase de projeto – a fim de possibilitar a obtenção de uma visão mais abrangente sobre a estrutura e seu estado de segurança. A partir disto, foi possível compreender todos os detalhes envolvendo a sistemática de leituras da instrumentação e conceber a melhor forma de apresentação dos dados e as correlações necessárias;
- e) Etapa de análise dos dados da instrumentação hidrogeotécnica: o objetivo foi a organização, verificação da consistência e a validação dos dados obtidos a partir das leituras da instrumentação. O nível do reservatório (NR) foi tomado como parâmetro de referência para a análise gráfica. Após a comparação das leituras com os valores de controle, puderam ser analisados os cenários obtidos: normal, de atenção ou de alerta. Salienta-se que alguns valores de controle estabelecidos em projeto foram questionados, uma vez que não estavam condizentes com aquilo identificado pela instrumentação – caso dos extensômetros a jusante da galeria (ver item 4.2);
- f) Conclusão sobre o estado de segurança da barragem: nesta última fase do trabalho, que via de regra é uma etapa realizada paralelamente à de análise dos dados, se efetuaram as conclusões e considerações importantes acerca do estado de segurança da barragem, baseadas não somente nas análises isoladas de cada instrumento, mas numa macro visão do conjunto de dispositivos como um todo.

Quanto ao estudo das fundações da barragem da UHE Dona Francisca, as inferências desenvolvidas neste trabalho são baseadas nos dados e informações técnicas oriundas principalmente do projeto. Nele se dispunha das seções representando as características geológico-geotécnicas da região de implantação e os resultados dos ensaios de campo e laboratório executados naquele material. A principal referência bibliográfica foi Sobrinho *et al.* (1999), uma vez que este autor relatou os ensaios geomecânicos realizados nos arenitos (anteriormente à fase de projeto) e nos argilitos e siltitos, ensaiados durante a fase a de projeto. Estes materiais são os principais componentes do maciço rochoso da fundação da barragem.

4 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DA BARRAGEM E DEFORMAÇÕES NA FUNDAÇÃO

A partir dos gráficos apresentados no APÊNDICE B, referentes aos dados da instrumentação dos deslocamentos da barragem e deformações na fundação, este capítulo apresenta a auscultação destes registros de instrumentação, ao longo de quase 17 anos de operação da barragem de CCR da UHE Dona Francisca. Esta análise visa interpretar o comportamento da estrutura da barragem frente às diversas mudanças de carregamento causadas principalmente pela oscilação do nível do reservatório (NR) e variação térmica sazonal (ver APÊNDICE A). Para o monitoramento dos deslocamentos e deformações, o projeto da barragem da UHE Dona Francisca indicou a necessidade de instalação dos instrumentos listados a seguir:

- a) Medidores Triortogonais de Junta (MTJs), para medição de deslocamentos relativos entre os blocos componentes do corpo da barragem;
- b) Extensômetros Múltiplos (EMs), para medição da deformabilidade do maciço rochoso da fundação;
- c) Pêndulos Diretos (PDs), para medição de deslocamento da crista da barragem;
- d) Marcos Superficiais (MSs), para medição de deslocamentos verticais e horizontais em superfície.²⁸

A disposição destes instrumentos na obra foi prevista nas seções transversais apresentadas no ANEXO II desta dissertação.

4.1 DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE OS BLOCOS

O instrumento responsável na barragem da UHE Dona Francisca pelo monitoramento dos deslocamentos diferenciais entre blocos, nas regiões das juntas induzidas de construção/dilatação, é o MTJ. Os deslocamentos são medidos em três direções com auxílio de um sistema de apoios, em aço inox, e fixados convenientemente na estrutura. As medidas das variações nos três eixos ortogonais são feitas com um relógio comparador adaptado, que possui campo de medida de 10,0 mm e resolução de 0,01mm. A Figura 28 apresenta o MTJ instalado entre os blocos B3 e B4.

²⁸ Apesar de terem sido instalados, estes instrumentos tiveram seu monitoramento abandonado devido a problemas operacionais, portanto, não se dispõe de banco de dados sobre.



Figura 28 – MTJ instalado entre os blocos B3 e B4 da UHE Dona Francisca

Os medidores triortogonais instalados nas juntas de construção entre blocos permitem o controle dos seguintes deslocamentos diferenciais nestas juntas: abertura ou fechamento da junta (AJ); recalque diferencial entre blocos (RD); e deslocamento horizontal diferencial entre blocos (DH). Os MTJs da barragem da UHE de Dona Francisca foram instalados em 14 juntas entre blocos. Estas unidades estão localizadas na região da ombreira direita (TA/B3, B3/B4, B7/B8, B8/B9 e B9/B10), no vertedouro (B15/B16, B18/B19, B19/B20, B20/B21, B23/B24, B25/B26 e B26/B27) e na ombreira esquerda (B29/B30 e B34/B35).

Durante a fase de projeto, estimou-se que o valor da abertura máxima das juntas de construção, considerando-se apenas os efeitos térmicos, seria de 2,7 mm. Para que fosse possível registrar este valor de abertura de junta (AJ), correspondente à queda da temperatura do concreto desde as temperaturas máximas, os medidores triortogonais de junta precisariam ter sido instalados desde a fase inicial de construção, o que não ocorreu. Desta forma, os medidores instalados medem apenas parte desta abertura máxima prevista. Para a estimativa dos deslocamentos diferenciais máximos entre os blocos (em termos de recalque diferencial e deslizamento horizontal) foram empregados modelos matemáticos baseados no MEF, que simularam para os blocos principais instrumentados as situações considerando os parâmetros geomecânicos para a fundação mais rígida e para a mais deformável. Os valores limites para os recalques diferenciais e deslizamentos horizontais foram estimados admitindo-se dois blocos adjacentes, sendo um com fundação mais deformável e outro em fundação mais rígida. Estes valores são apresentados na Tabela 16. Sendo assim, os valores máximos admitidos serão os da diferença entre os resultados da simulação para fundação mais deformável e a mais rígida. Já o Quadro 9, apresenta a maneira de se interpretar as leituras dos MTJs em relação ao eixo longitudinal da barragem da UHE Dona Francisca.

Tabela 16 – Deslocamentos diferenciais máximos de projeto

Localização das juntas entre blocos	Deslocamento diferencial máximo entre blocos (mm)					DH Máximo (mm)
	Deslocamento Vertical - Simulação MEF (mm)		RD Máximo (mm)	Deslocamento Horizontal - Simulação MEF (mm)		
	Fundação mais Rígida	Fundação mais Deformável		Fundação mais Rígida	Fundação mais Deformável	
TA	0,7	1,1	±0,4	0,4	0,5	±0,1
Barragem OD	1,8	3,0	±1,2	1,8	3,0	±1,2
Vertedouro	0,9	1,3	±0,4	0,8	1,4	±0,6
Barragem OE	1,3	1,4	±0,1	2,1	3,2	±1,1

Fonte: adaptado de MPI da UHE Dona Francisca - CEEE-GT (2016)

Quadro 9 – Interpretação das leituras de deslocamentos dos MTJs

Deslocamento Diferencial	Interpretação
Abertura de junta - AJ	Se o valor de AJ for positivo, significa que ocorreu fechamento da junta.
Recalque Diferencial - RD	Se RD for positivo, significa que o bloco à esquerda de um observador posicionado de frente para o MTJ, recalcou mais.
Deslocamento Horizontal - DH	Se DH for positivo, significa que o bloco à direita de um observador posicionado de frente para o MTJ, encontra-se mais a jusante.

A seguir, são apresentados e analisados os dados obtidos ao longo de quase 17 anos de monitoramento dos MTJs instalados na barragem da UHE Dona Francisca. A apresentação está dividida em função do tipo de deslocamento diferencial (AJ, RD e DH).

4.1.1 Abertura de Junta (AJ)

O gráfico da Figura B.1²⁹ apresenta os registros completos das leituras de AJ realizadas no MTJ TA/B3 localizado na região da TA. A análise geral destes registros de AJs indica que as mesmas tenderam a se manterem estabilizadas dentro de um padrão de comportamento a partir do ano de 2010, oscilando entre 0,5 e 1,8 mm. Nota-se que nos primeiros 6 anos de operação da barragem ocorreu uma tendência de aumento na abertura de junta, chegando a atingir cerca de 2,2 mm em dezembro de 2005.

O gráfico da Figura B.2 apresenta os registros completos das leituras de AJs realizadas nos MTJs localizados na região da OD, entre TA e o vertedouro. Através da análise dos dados de AJ obtidos do MTJ B3/B4, apresentados no gráfico da Figura B.2, é possível verificar que os mesmos tenderam a se manterem estabilizados num padrão de comportamento, oscilando dentro de uma faixa restrita de valores de AJ. Observa-se que ocorre, ao final do ano de 2010, uma mudança abrupta de magnitude de AJ, passando de cerca de 0,1 para 1,0 mm. Esta ocorrência coincide com uma troca do relógio comparador em 30 de novembro de 2010 e desta

²⁹ A letra “B” refere-se aos gráficos do APÊNDICE B que visam a apresentação numa escala visual maior.

forma, sugere-se que o valor de AJ tomado como referencial a partir desta data, está inconsistente. Desde então, os valores de AJ estiveram entre 0,9 e 1,1 mm.

Observando-se os dados de AJ obtidos do MTJ B7/B8, é possível verificar que os mesmos tenderam a se manter estabilizados e oscilam dentro de uma faixa restrita de valores de AJ (atualmente entre 0,0 e 0,1 mm). Quanto aos registros de AJ obtidos a partir do MTJ B8/B9, verifica-se que praticamente estão estabilizados desde 2006, oscilando numa restrita faixa de valores de AJ (entre 0,2 e 0,5 mm). Alguns picos registrados podem estar relacionados a erros de leituras, porém, o valor máximo observado de AJ foi de 0,9 mm em novembro de 2013 e está abaixo do valor limite indicado em projeto (2,7 mm). Finalmente, analisando os dados de AJ obtidos do MTJ B9/B10, também apresentados no gráfico da Figura B.2, nota-se que atualmente e em relação ao período inicial de monitoramento, ocorreu um fechamento da junta neste local. Nos últimos 4 anos, a magnitude deste fechamento esteve entre 0,0 e 0,3 mm. Os maiores picos nas leituras observadas, tanto para fechamento quanto abertura da junta, estiveram próximos de 1,0 mm. Não é possível observar pelo gráfico da Figura B.2, uma relação direta entre a variação do NR e AJ dos MTJs apresentados.

O gráfico da Figura B.3 apresenta os registros completos das leituras de AJs realizadas nos MTJs localizados na região do vertedouro da barragem. Através da análise dos dados de AJ obtidos do MTJ B19/B20, que constam neste gráfico, nota-se que atualmente e em relação ao período inicial de monitoramento, ocorreu um fechamento da junta neste local. Nos últimos 7 anos, a magnitude deste fechamento esteve entre 0,9 e 1,0 mm. Já os registros de AJ dos MTJs B23/B24 e B26/B27, indicam que nestes locais os movimentos de abertura/fechamento, desde o período inicial de monitoramento, foram muito pequenos e raras vezes eles oscilaram além de - 0,1 mm (abertura) e 0,1 mm (fechamento). O valor máximo de AJ registrado no MTJ B23/B24 foi de 0,5 mm e no B26/27 foi de 0,4 mm. As leituras de AJ obtidas a partir dos MTJs B18/B19, B20/B21 e B25/B26, mostram que elas se mantiveram, nos últimos anos, estabilizados numa faixa entre 0,0 e 0,3 mm, 0,9 e 1,0 mm e 0,3 e 0,5 mm, respectivamente. Os valores máximos de AJ registrados nos MTJs B18/B19, B20/B21 e B25/B26 foram de 0,3 mm, 1,0 mm e 1,4 mm, respectivamente. Diferentemente dos registros de AJ dos demais MTJs instalados na região do vertedouro, os dados de AJ obtidos do MTJ B15/B16, contidos no gráfico da Figura B.3, denotam um comportamento de instabilidade ao longo do período de monitoramento. Observa-se que nos primeiros 5 anos de operação da barragem, houve um aumento significativo da AJ chegando a atingir 4,8 mm, em setembro de 2005. Este índice esteve bastante acima do valor limite recomendado em projeto (2,7 mm). A partir deste

período, observou-se uma tendência de fechamento desta junta de forma que nos últimos 3 anos, a oscilação dos valores de AJ está entre 2,8 e 3,1 mm.

O gráfico da Figura B.4 apresenta os registros completos das leituras de AJ realizadas nos MTJs B29/B30 e B34/B35, localizados na região da ombreira esquerda (OE). Através da análise dos dados de AJ obtidos do MTJ B29/B30, é possível verificar que os mesmos tenderam a se manter estabilizados dentro de um padrão de comportamento a partir do segundo ano de operação da barragem (2002). Os valores de AJ oscilaram entre 1,0 e 3,7 mm, sendo considerada uma amplitude bastante significativa quando comparada à oscilação dos outros MTJs da barragem da UHE Dona Francisca. O valor máximo observado de AJ foi de 3,7 mm em 26 de setembro de 2002 e está acima do valor limite indicado em projeto (2,7 mm). Entretanto, a partir de 2013, observa-se uma tendência de fechamento desta junta e ultimamente, seus registros têm oscilado entre 1,8 e 2,7 mm. Quanto aos registros de AJ obtidos a partir do MTJ B34/B35, verifica-se que os mesmos estão estabilizados desde 2006, oscilando numa restrita faixa de valores de AJ (entre 0,4 e 1,2 mm). Alguns picos registrados podem estar relacionados a erros de leituras. Mesmo assim, o valor máximo observado de AJ foi de 1,7 mm, em 06 de junho de 2006, e está abaixo do valor limite indicado em projeto.

Considerando-se a possível influência da variação térmica sazonal nos registros de AJ, os gráficos das Figuras B.5, B.6, B.7 e B.8 correlacionam, respectivamente, os dados de AJ obtidos do MTJ na junta TA/B3 e dos MTJs da região da OD, do Vertedouro e da OE, com os registros de temperatura interna (TE-02) e da superfície do CCR (TS-02)³⁰ no paramento a jusante do bloco B17. No primeiro ano de monitoramento, a maioria dos MTJs registrou um fechamento da junta em relação ao referencial adotado inicialmente. A partir de então, as juntas tenderam a gradativamente apresentar um aumento em sua abertura, relacionado com a diminuição da temperatura interna do CCR até meados de 2006, quando os valores de AJ estabilizaram-se numa faixa de oscilação diretamente associada à variação térmica sazonal.

Os maiores registros de AJ tendem a ser observados durante o período final de inverno devido ao aquecimento interno da barragem ocorrer com um “*time lag*” ocasionado pelo processo lento de transferência de calor da superfície em direção ao interior do maciço de concreto. O aquecimento deste ocasiona uma dilatação térmica que reflete na diminuição da abertura de junta. Os valores de AJ na região do vertedouro tendem a se estabilizar numa faixa de oscilação

³⁰ Para visualização das análises das leituras destas temperaturas, ver APÊNDICE A.

que não se mostra tão sensível à variação térmica sazonal quanto às juntas de outras regiões da barragem (salvo os registros obtidos no MTJ B15/B16 que indicam o contrário).

4.1.2 Deslocamento Horizontal Diferencial (DH)

O gráfico da Figura B.9 apresenta os registros completos das leituras dos DHs, realizadas no MTJ TA/B3 localizado na região da TA. Através da análise dos dados, é possível verificar que os mesmos apresentaram uma tendência de crescimento ao longo do tempo. Esse aumento foi mais acentuado nos primeiros anos de operação da barragem e se manteve até meados de 2013, quando foi possível observar uma tendência de estabilização dentro uma faixa de oscilação entre 1,7 e 2,5 mm que necessita ser confirmada nos próximos anos de monitoramento visto que, em março e abril de 2015, por motivos desconhecidos, os DHs diferenciais entre os blocos B3 e TA atingiram valores altos, próximos a 3,0 mm e inclusive ultrapassando o DH máximo de projeto (2,6 mm), que foi estipulado considerando a diferença entre os resultados da simulação com MEF para a fundação do bloco B3 com os parâmetros geomecânicos para situação mais deformável (resultando num DH de 3,0 mm) e o bloco TA com os parâmetros para situação de fundação mais rígida (resultando num DH de 0,4 mm).

O gráfico da Figura B.10 apresenta os registros completos das leituras de DHs realizadas nos MTJs localizados na região da ombreira direita da barragem, entre a Tomada d'água e o vertedouro. Analisando-se estes dados, é possível observar que os deslocamentos horizontais diferenciais entre os blocos B3/B4, B7/B8, B8/B9 e B9/B10 estão estabilizados oscilando, principalmente nos últimos anos, dentro de faixas bem definidas e sempre inferiores ao DH máximo de projeto para esta região da barragem ($\pm 1,2$ mm). As faixas de oscilação dos DHs entre estes blocos são pequenas e não superiores a 0,5 mm (tais valores podem ser consultados no item 6.1 desta dissertação).

O gráfico da Figura B.11 apresenta os registros completos das leituras de DHs realizadas nos MTJs localizados do vertedouro. Analisando-se estes dados, é possível observar que os deslocamentos horizontais diferenciais entre os blocos B15/B16, B18/B19, B19/B20, B20/B21, B23/B24, B25/B26 e B26/B27, da mesma forma que na região da OD, estão estabilizados e oscilando nos últimos anos dentro de faixas bem definidas e sempre inferiores ao DH máximo de projeto para esta região da barragem ($\pm 0,6$ mm).

A partir da análise dos dados dos DHs obtidos dos MTJs B29/B30 e B34/B35, da região da OE, apresentados no gráfico da Figura B.12, é possível verificar que os mesmos apresentaram um aumento nos DHs nos primeiros anos de operação da barragem e começaram a se estabilizar numa faixa de oscilação bem definida tão somente a partir de meados de 2005, praticamente coincidindo com o período de estabilização da temperatura interna do CCR como é possível observar no gráfico da Figura B.16. A partir de 2005, os registros indicam uma lenta redução nos DHs de modo que, a partir de meados de 2013 é possível observar uma tendência de estabilização dentro uma faixa de oscilação entre -0,3 e -0,6 mm na junta B29/B30 e entre 0,0 e -0,4 mm na junta B34/B35. De fevereiro a junho de 2007, por motivos desconhecidos (sugere-se que tenha ocorrido inconsistências nas leituras ou anotações das mesmas), os DHs diferenciais entre os blocos B29 e B30 atingiram valores altos, próximos a 1,5 mm e inclusive ultrapassando o DH máximo de projeto para a região da OE ($\pm 1,1$ mm).

Os gráficos das Figuras B.13, B.14, B.15 e B.16 correlacionam, respectivamente, os dados de DHs obtidos do MTJ na junta TA/B3 e dos MTJs da região da OD, do Vertedouro e da OE, com os registros de temperatura interna (TE-02) e da superfície do CCR (TS-02) no paramento a jusante do bloco B17. O que se observa dos gráficos das Figuras B.13 (MTJ TA/B3) e B.16 (MTJS da OE), é que os DHs máximos registrados no MTJ TA/B3 tendem a ser registrados nos períodos de inverno, devido ao aquecimento interno da barragem ocorrer com um “*time lag*”. Desta forma, fica evidenciado que a variação do DH entre estes blocos é influenciada pela oscilação térmica sazonal que atua em conjunto com os demais efeitos oriundos dos distintos carregamentos que possam estar agindo sobre a estrutura. Nos gráficos das Figuras B.14 e B.15, a correlação apresentada demonstra que a variação térmica sazonal não influencia explicitamente na oscilação dos DHs da região da OD e vertedouro. Uma das justificativas para isto consiste no fato de que as seções geométricas destas regiões (principalmente às do vertedouro) são diferentes das seções na TA e OE.

4.1.3 Recalque Diferencial (RD)

Exceto nas oscilações de RD observadas no MTJ TA/B3, que parecem ter influência da variação térmica sazonal, nos demais MTJs não foi possível verificar isto.

O gráfico da Figura B.17 apresenta as leituras dos RDs, realizadas no MTJ TA/B3. Através de sua análise, é possível verificar que há uma tendência de crescimento dos RDs ao longo de todo o período de monitoramento. Nos primeiros anos de operação da barragem verificou-se que o

bloco TA apresentou recalques superiores aos do bloco B3. Porém, a partir de meados de 2007, os recalques do bloco B3 passaram a ser sempre superiores, não apresentando uma faixa de oscilação bem definida até outubro de 2017. Nota-se ainda, que o recalque do bloco B3 não está estabilizado e atingiu, em 27 de março de 2017, o valor máximo histórico de RD, de 0,7 mm. Entretanto, este valor ainda está abaixo do RD máximo estimado em projeto (2,3 mm, calculado de forma semelhante ao que foi realizado para o DH neste MTJ).

O gráfico da Figura B.18 apresenta os registros completos das leituras de RDs realizadas nos MTJs localizados na região da ombreira direita da barragem, entre a Tomada d'água e o vertedouro. Analisando-se estes dados, é possível observar que os recalques diferenciais entre os blocos B3/B4, B7/B8, B8/B9 e B9/B10 estão estabilizados e oscilando dentro de faixas bem definidas e sempre inferiores ao RD máximo de projeto para esta região da barragem ($\pm 1,2$ mm). Observam-se mudanças abruptas nos registros obtidos nos MTJs B3/B4 (em meados de 2003) e B7/B8 (entre final de 2003 e início de 2008) que podem estar relacionadas a erros de leituras ou algum problema nestes MTJs. Apesar desta incerteza, optou-se por manter a apresentação dos registros originais. O máximo valor de RD registrado nos MTJs da região da OD foi em 09 de maio de 2003 quando o bloco B4 recalcou mais de 1,0 mm em relação ao bloco B3.

O gráfico da Figura B.19 apresenta os registros completos das leituras de RDs realizadas nos MTJs localizados na região do vertedouro. Analisando-se estes dados, é possível observar que os recalques diferenciais entre os blocos B15/B16, B18/B19, B19/B20, B20/B21, B23/B24, B25/B26 e B26/B27, estão estabilizados e também oscilando dentro de faixas bem definidas. Exceto os registros dos RDs entre os blocos B15/B16 e B18/B19, nos demais casos, eles atualmente são inferiores ao RD máximo de projeto para esta região da barragem ($\pm 0,4$ mm).

Na maior parte do período de monitoramento, os RDs entre os blocos B15/B16 e B18/B19 estiveram acima do valor máximo recomendado em projeto e, entre janeiro de 2004 e julho de 2007, as magnitudes dos RDs ultrapassaram o valor de deslocamento vertical previsto para o caso fundação mais deformável, cujo valor é de 1,3 mm. Este é um caso que remeteu a uma situação de alerta se as leituras forem consistentes. Apesar disto, os valores atuais de RDs entre os blocos B15/B16 e B18/B19 estão estabilizados em torno de 0,5 e 0,8 mm, respectivamente, e indicam uma situação de atenção devido a análise de seus históricos. O valor máximo de RD registrado nos MTJs da região do vertedouro foi em 09 de junho de 2004 quando o bloco B16 recalcou mais de 1,5 mm em relação ao bloco B15.

O gráfico da Figura B.20 apresenta os registros do banco de dados das leituras de RDs realizadas nos MTJs B29/B30 e B34/B35, localizados na região da OE da barragem. A partir da análise de suas leituras, é possível observar que os recalques diferenciais entre os blocos B29 e B30 estão estabilizados oscilando, principalmente nos últimos anos, dentro de faixas bem definidas, porém, em algumas ocasiões os RDs ultrapassaram o RD máximo de projeto para esta região da barragem ($\pm 0,1$ mm). Já os RDs entre os blocos B34 e B35, apresentam uma tendência de crescimento a partir de meados de 2005 e atualmente não se encontram estabilizados dentro de uma faixa de oscilação bem definida e suas magnitudes são superiores ao RD máximo de projeto. Faz-se necessário observar que a faixa de RD máximo recomendado em projeto para OE é bastante restrita em relação às previsões para as outras regiões da barragem e desta forma recomenda-se que este limite seja revisto. A faixa de oscilação dos RDs entre estes blocos B29/B30 encontra-se entre $-0,2$ e $0,5$ mm e entre os blocos B34/B35 entre $-0,4$ e $-0,9$ mm. O resumo dos valores máximos e tendências de leituras destes MTJs podem ser consultados dentro no item 6.1 desta dissertação.

4.2 DEFORMAÇÕES DA FUNDAÇÃO

A medida das deformações da fundação que refletem principalmente em recalques nas barragens de concreto constitui uma das observações mais importantes na supervisão do comportamento dessas estruturas durante o período construtivo, enchimento do reservatório e operação. Os recalques medidos durante o período construtivo permitem uma primeira avaliação da real deformabilidade do maciço rochoso da fundação. O Extensômetro Múltiplo é um instrumento utilizado para medir os deslocamentos e deformações que ocorrem entre pontos no maciço da fundação, devido aos carregamentos impostos pela construção da barragem, no enchimento do reservatório e posteriormente (durante o período operacional) pelas variações de nível d'água no reservatório. As leituras efetuadas medem o deslocamento entre os pontos de ancoragem das hastes e a cabeça do instrumento.

No caso da barragem da UHE Dona Francisca os recalques durante o período construtivo não foram acompanhados. Entretanto, após esta etapa, foram instalados diversos Extensômetros Múltiplos de Haste (EMs) para que as deformações pudessem ser monitoradas por ocasião do enchimento do reservatório e operação da estrutura ao longo dos anos. Os EMs instalados na barragem da UHE Dona Francisca foram constituídos de hastes fabricadas em fibra de vidro (primeira vez utilizadas numa barragem brasileira) e montadas no local, instaladas no interior

de um furo de sondagem rotativa e ancoradas em suas extremidades inferiores através de trechos injetados com graute, tendo a outra extremidade facilmente acessível. Um tubo de polietileno protege as hastes e evita sua aderência no graute. O diâmetro padrão das hastes é 8,0 mm e cada extensômetro possui duas delas: uma é curta (HC) com comprimento de 7 a 10 m e a outra é longa (HL) com comprimento de 30 a 40 m.

A leitura dos deslocamentos entre o ponto de ancoragem e a cabeça de referência, transmitidos através das hastes rígidas, é realizada por meio de potenciômetros acoplados na cabeça de leitura. A Figura 29 apresenta a cabeça do EM-S6-03 instalado no bloco B25, onde é possível visualizar seus potenciômetros.



Figura 29 – Cabeça do EM-S6-03 instalado no bloco B25 da UHE Dona Francisca

Foram instalados 12 EMs na barragem da UHE Dona Francisca. As unidades instaladas estão localizadas na região da OD (4 EMs no bloco TA – ver FIGURA II.1 do ANEXO II), no vertedouro (3 EMs no bloco B25 – FIGURA II.7 do ANEXO II), na OE (3 EMs no bloco B28 – FIGURA II.5 do ANEXO II) e na CF (2 EMs indicados na FIGURA II.9 do ANEXO II).

Durante a fase de projeto, foram calculadas para cada modelo analisado as deformações para as hipóteses de fundação mais rígida e mais deformável, desconsiderando-se as deformações devidas ao peso próprio uma vez que, as leituras começaram a ser feitas após o término da construção da barragem. As deformações obtidas destes dois tipos de modelos servem como limites para os valores medidos normalmente para controle da barragem. Os modelos

matemáticos foram calculados no programa SAP-2000, utilizando elementos finitos tipo *plane*, que são usados para modelar estado plano de deformação para sólidos bidimensionais.

Nas Tabelas 17 e 18, são apresentadas as deformações previstas para os EMs instalados na fundação dos blocos “chaves”, para o caso de maciço mais rígido e mais deformável, devendo os valores medidos se posicionarem entre os mesmos. Os valores negativos indicam distensão das hastes do extensômetro e os valores positivos indicam compressão delas.

Tabela 17 – Deformações máximas previstas para os EMs: fundação mais rígida

Bloco	EM	Nível do reservatório (m)					
		El. 87,00		El. 94,50		El. 100,50	
		HL (mm)	HC (mm)	HL (mm)	HC (mm)	HL (mm)	HC (mm)
TA	EM-TA-01	-0,84	-0,32	-0,86	-0,31	-0,82	-0,29
	EM-TA-02	-0,91	-0,16	-0,94	-0,17	-0,95	-0,17
	EM-TA-03	-0,71	0,02	-0,75	0,04	-0,77	0,04
	EM-TA-04	-0,21	0,01	-0,21	0,01	-0,20	-0,01
CF	EM-CF-01	-	-	-	-	-	-
	EM-CF-02	-	-	-	-	-	-
B25	EM-S6-01	-2,41	-7,24	-1,94	-7,52	-1,47	-7,74
	EM-S6-02	-5,13	-1,18	-5,04	-1,08	-4,87	-0,98
	EM-S6-03	-5,63	0,66	-5,71	0,73	-5,81	0,72
B28	EM-S4-01	-1,46	-4,95	-1,16	-4,92	-0,84	-4,97
	EM-S4-02	-3,48	-1,18	-3,48	-1,18	-3,28	-1,08
	EM-S4-03	-2,92	0,55	-2,98	0,64	-2,87	0,56

Fonte: adaptado de ENGEVIX (2000e)

Tabela 18 – Deformações máximas previstas para os EMs: fundação mais deformável

Bloco	EM	Nível do reservatório (m)					
		El. 87,00		El. 94,50		El. 100,50	
		HL (mm)	HC (mm)	HL (mm)	HC (mm)	HL (mm)	HC (mm)
TA	EM-TA-01	-1,33	-0,40	-1,35	-0,39	-1,35	-0,38
	EM-TA-02	-1,36	-0,19	-1,40	-0,20	-1,42	-0,21
	EM-TA-03	-1,07	0,01	-1,05	-0,05	-1,16	0,03
	EM-TA-04	-0,40	0,02	-0,39	0,02	-0,37	-0,03
CF	EM-CF-01	-	-	1,00	0,30	-	-
	EM-CF-02	-	-	1,00	0,30	-	-
B25	EM-S6-01	-3,01	-10,55	-2,41	-10,95	-1,98	-11,45
	EM-S6-02	-7,25	-1,18	-7,15	-1,08	-7,15	-0,98
	EM-S6-03	-8,14	0,75	-8,39	0,77	-8,61	0,84
B28	EM-S4-01	-2,07	-7,50	-1,63	-7,74	-1,25	-7,55
	EM-S4-02	-5,17	-1,58	-5,17	-1,58	-5,07	-1,58
	EM-S4-03	-4,14	0,59	-4,07	0,54	-5,02	0,57

Fonte: adaptado de ENGEVIX (2000e)

Nos próximos subitens, serão analisados os registros obtidos ao longo de quase 17 anos de monitoramento dos instrumentos EMs instalados nos blocos TA, B25, B28 e na CF da

barragem da UHE Dona Francisca. A apresentação nesta dissertação será em função da localização dos instrumentos, considerando a seguinte sequência: CF; TA; e Vertedouro e OE.

4.2.1 Região da Casa de Força (CF)

O gráfico da Figura B.21 apresenta os registros completos das leituras de deformações na fundação realizadas nos EMs localizados na Casa de Força da UHE Dona Francisca (ver Figura II.9 do ANEXO II). Através da análise destes dados, é possível verificar que as deformações destes EMs não apresentaram valores elevados e estão estabilizados dentro de um padrão de comportamento remetendo a uma situação normal nesta região. Os registros da haste longa do EM CF-01 indicaram que a mesma apresentou distensão e suas leituras se estabilizaram entre -0,1 e -0,3 mm; já a haste curta apresentou valores entre 0,1 (compressão) e -0,3 mm (distensão). As previsões teóricas de projeto para as deformações neste EM não foram confirmadas uma vez que, eram previstas leituras de compressão não superiores a 0,3 mm na haste curta e 1,0 mm na haste longa.

Analisando-se os dados de deformações na fundação obtidos das hastes do EM CF-02, também apresentados no gráfico da Figura B.21, é possível verificar que na haste longa os registros oscilaram dentro de uma faixa bem definida, porém, não se mostram estabilizados pelo fato de ainda apresentarem uma pequena tendência de crescimento. Já a haste curta, indicou valores de deformação relativamente baixos e os mesmos estão estabilizados, desde meados de 2010, dentro de uma faixa de oscilação bem definida que contempla ocorrências de compressão durante os períodos de inverno e distensão durante o verão. Na maioria do período monitorado, a haste longa do EM CF-02 registrou ocorrências de compressão e, atualmente, suas leituras tendem a oscilar entre 0,5 e 0,8 mm e encontram-se abaixo do valor previsto em projeto para o caso de fundação mais deformável que é de 1,0 mm. Para a haste curta do EM CF-02, atualmente, suas leituras tendem a oscilar entre -0,1 mm (distensão) e 0,25 mm (compressão) e também encontram-se abaixo do valor previsto em projeto para o caso de fundação mais deformável que é de 0,3 mm.

Considerando-se a possível influência da variação térmica sazonal nos registros de deformações oriundos dos EMs, cuja cabeça está ancorada no concreto da barragem, o gráfico da Figura B.22 correlaciona as leituras dos EMs com os registros de temperatura da superfície do paramento a jusante do B17. Analisando-se esta correlação, é possível observar a influência da variação térmica sazonal nos registros dos EMs como consequência do fato de que as

cabeças destes EMs estão ancoradas no concreto da parede da CF e, a partir das oscilações térmicas impostas pelo ambiente, esta estrutura tende a apresentar variações volumétricas quando do processo de dilatação/retração do concreto. Nos períodos de inverno, verifica-se uma tendência de redução na distensão ou aumento na compressão das hastes como consequência da retração volumétrica do concreto.

4.2.2 Região da Tomada D'água

Os gráficos das Figuras B.23, B.24 e B.25 apresentam os registros completos das leituras de deformações na fundação realizadas nos EMs localizados no bloco TA da UHE Dona Francisca. Uma análise geral destes gráficos permite observar que a variação térmica sazonal também influencia nos registros em suas leituras da mesma maneira como relatado anteriormente. Desta forma, dispensa-se a apresentação e análises dos gráficos relativos a estas correlações com a temperatura. As deformações máximas registradas e tendências de leituras dos EMs da região da Tomada D'água podem ser visualizadas no item 6.2 desta dissertação.

Através da análise dos dados de deformações da fundação obtidos das hastes do EM TA-01, apresentados no gráfico da Figura B.23, é possível verificar que os mesmos indicaram, quando do processo de enchimento do reservatório, uma deformação elástica na fundação no sentido de soerguimento do maciço rochoso a montante da base da barragem. Esta deformação elástica refletiu em distensões das hastes, de modo que, se verificaram valores de 0,5 mm na haste longa e 0,3 mm na haste curta no primeiro mês após o início do enchimento do reservatório. A partir deste período, o processo de deformação seguiu ocorrendo de uma forma mais lenta e os registros ainda apresentam tendência de aumento. As previsões de projeto para as leituras de deformação neste EM têm se confirmado uma vez que, os registros das hastes se encontraram dentro ou muito próximos dos limites estabelecidos em projeto para o caso de fundação mais deformável e mais rígida. Apesar de ainda haver tendência de aumento das distensões registradas no EM TA-01, a situação das deformações do maciço rochoso da fundação por ele monitoradas pode ser considerada normal.

Analisando-se os dados de deformações na fundação obtidos das hastes do EM TA-02 e 03, apresentados no gráfico da Figura B.24, verifica-se que os mesmos indicam uma situação de recalque na fundação (compressão das hastes). Nas hastes longas os registros oscilaram dentro de uma faixa bem definida, porém, não se mostram estabilizados pelo fato de ainda apresentarem uma pequena tendência de crescimento nas leituras de compressão. Já as hastes

curtas, apresentaram valores de deformações estabilizados principalmente a partir de meados de 2010. As hastes longas mostram a influência do fator tempo nas deformações dos maciços rochosos quando da existência de solicitações permanentes devidas ao peso próprio da barragem e do carregamento hidrostático. Observa-se que a camada do maciço rochoso junto à base da barragem e monitorada pelas HCs já se apresenta estabilizada desde, aproximadamente, o ano de 2007 e as camadas mais profundas, monitoradas pelas HLs, ainda tendem a se deformar numa taxa em torno de 0,025 mm/ano.

As deformações previstas em projeto para estes EMs (EM TA-02 e 03) se referiam a ocorrência de distensões em suas hastes, remetendo a um prognóstico de soerguimento no maciço rochoso nesta região. Desta forma, a modelagem realizada na fase de projeto não foi consistente e as deformações previstas não devem ser utilizadas como parâmetros de controle. Portanto, visto que não se dispõe de parâmetros de controle confiáveis e pela tendência de pequeno aumento dos recalques dos maciços rochosos mais profundos, a situação dos registros das HLs dos EMs TA-02 e 03 deve ser considerada de atenção. As hastes curtas indicam deformações estabilizadas logo, a situação pode ser considerada normal.

O EM TA-04 está disposto de forma sub-horizontal e monitora principalmente a deformação no sentido montante-jusante do maciço rochoso abaixo dos condutos forçados. Através da análise dos dados de deformações da fundação obtidos das hastes do EM TA-04, apresentado nos gráficos da Figura B.25, é possível verificar que os mesmos não se encontram estabilizados e apresentam deformações de distensão nas hastes indicando um deslocamento do maciço rochoso em direção a jusante. Observa-se ainda, que as taxas de deformação a partir de 2005, foram de aproximadamente -0,04 mm/ano na HC e -0,08 mm/ano na HL. Desta forma, devido à importância e preocupação que se deve ter com as estruturas dos condutos forçados para que as mesmas estejam estáveis, a situação dos registros das hastes do EM TA-04 deve ser considerada de alerta. Recomenda-se a revisão da modelagem e obtenção de novos valores para controle da deformação deste EM assim como, a verificação do nível de deformação tolerável para esta região do maciço rochoso logo abaixo do conduto forçado.

4.2.3 Região da Ombreira Esquerda

Os gráficos das Figuras B.26, B.27 e B.28 apresentam os registros completos das leituras de deformações na fundação realizadas nos EMs localizados no bloco B28 da UHE Dona

Francisca. Nota-se que existem alguns períodos sem leituras em 2002 (devido a problemas com o sistema automatizado), entre julho de 2014 e setembro de 2015 (relacionado com o fato do equipamento “Readout” ter apresentado defeito técnico) e em 2016 (devido a problemas com o sensor do EM S4-01 da HL). As deformações máximas registradas e tendências de leituras dos EMs da região da OE podem ser visualizadas no item 6.2 desta dissertação.

Através da análise dos dados de deformações da fundação obtidos das hastes do EM S4-01 (bloco B28), apresentado no gráfico da Figura B.26, é possível verificar que os mesmos indicaram, quando do processo de enchimento do reservatório, uma deformação elástica significativa na fundação no sentido de soerguimento do maciço rochoso a montante da base da barragem. Esta deformação elástica refletiu em distensão nas hastes de modo que se verificaram valores de -5,3 mm na haste longa e -1,4 mm na haste curta nas primeiras duas semanas após o início do enchimento do reservatório. A partir deste período, o processo de deformação seguiu ocorrendo de uma forma mais lenta e observa-se uma influência direta da variação do NR sobre as oscilações nas distensões das hastes. Na medida em que o NR cresce, as distensões tendem a aumentar de forma imediata.

Tanto a haste curta quanto a longa do EM S4-01 estiveram estabilizadas dentro de uma faixa de oscilação bem definida até julho de 2014 (quando do defeito no “Readout”). A partir daí, verifica-se um comportamento crescente das leituras, principalmente na haste longa após o problema com seu sensor em 2016, denotando uma possível influência destas ocorrências sobre os registros. Atualmente há uma tendência de aumento nas distensões das hastes deste EM, porém, questiona-se a consistência das leituras recentes.

As previsões de projeto para as leituras de deformação neste EM não têm se confirmado e suspeita-se que tenha havido equívoco na definição destes valores máximos nos arquivos de projeto uma vez que, as distensões previstas para a haste longa são inferiores às estimadas para a haste curta. Este fato somente poderia ocorrer, fisicamente, caso a base onde está ancorada a haste longa no maciço rochoso sofresse um soerguimento maior em relação à base de ancoragem da haste curta – o que é pouco provável que possa acontecer e os dados deste EM corroboram com esta asserção. Logo, visto que não se dispõe de parâmetros de controle confiáveis e as leituras recentes são incertas, a situação dos registros do EM S4-01 deve ser considerada de atenção.

Através da análise dos dados de deformações da fundação obtidos das hastes verticais do EM S4-02, apresentado no gráfico da Figura B.27, é possível verificar que os mesmos indicaram, quando do processo de enchimento do reservatório, uma deformação elástica que ocasionou pequenas distensões nas hastes atingindo os valores de -0,4 mm na haste longa e -0,3 mm na haste curta logo nas primeiras duas semanas após o início do enchimento. Após este período, o processo de deformação seguiu ocorrendo de uma maneira mais lenta até se estabilizarem entre -0,5 e -0,7 mm (HC) e entre -0,1 e 0,1 mm (HL).

Analisando-se os dados de deformações na fundação obtidos a partir das hastes do EM S4-03, apresentado no gráfico da Figura B.28, verifica-se que os mesmos remetem a uma situação de recalque (compressão das hastes) na fundação composta inclusive por camadas compressíveis de siltito, argilito e uma brecha intraformacional identificada nas sondagens. Na haste longa, a partir de meados de 2005, os registros oscilaram dentro de uma faixa bem definida, porém, atualmente não se mostram estabilizados pelo fato de ainda apresentarem uma pequena tendência de aumento dos recalques. Já a haste curta, que monitora a camada de maciço rochoso logo abaixo da base da barragem, indicou tendência de estabilização dos recalques principalmente a partir de meados de 2010, demonstrando que a camada rasa é mais rígida.

As deformações elásticas nas duas semanas após o início do enchimento do reservatório alcançaram valores de 0,12 mm na HC e 0,75 mm na HL. Já as deformações lentas registradas na HC foram mais acentuadas nos primeiros 2 anos de operação da barragem e na HL nos primeiros 4 anos. As camadas mais profundas, monitoradas pela HL, tinham uma tendência de estabilização até a ocorrência da cheia histórica em 04 de janeiro de 2010 (NR: 99,17 m). A partir de então, o maciço rochoso começou a se deformar numa taxa em torno de 0,03 mm/ano e ainda não é possível afirmar que as deformações se estabilizaram na haste longa. As deformações previstas em projeto para este EM se referiam a ocorrência de distensão na haste longa. Desta forma, a modelagem realizada na fase de projeto não foi consistente e estas deformações previstas não devem ser utilizadas como parâmetros de controle. Entretanto, ainda que se recomende a revisão das deformações teóricas, é possível concluir, através da observação da magnitude das leituras e da tendência de estabilização delas, que a situação dos registros do EM S4-03 pode ser considerada normal.

4.2.4 Região do Vertedouro

Os gráficos das Figuras B.29, 30 e 31 apresentam os registros das leituras de deformações na fundação realizadas nos EMs localizados na região do vertedouro, no bloco B25 da barragem. Nota-se que existem alguns períodos sem leituras entre 2001 e 2005 (devido a problemas com o sistema automatizado), entre julho de 2014 e setembro de 2015 (relacionado com o fato do equipamento “Readout” ter apresentado defeito técnico) e no caso do EM S6-03, o sensor da HC apresentou defeito em abril de 2005 e somente foi trocado em dezembro de 2016, ficando este período sem leituras. Salienta-se ainda, que foram verificadas diversas inconsistências nos registros da haste curta do EM S6-01, no período de março de 2001 até janeiro de 2005. As deformações máximas registradas e tendências de leituras dos EMs da região do Vertedouro podem ser visualizadas no item 6.2 desta dissertação.

Através da análise dos dados de deformações da fundação obtidos das hastes do EM S6-01, apresentados no gráfico da Figura B.29, é possível verificar que os mesmos indicaram, quando do processo de enchimento do reservatório, uma deformação elástica que ocasionou significativas distensões nas hastes, atingindo os valores de -8,8 mm na haste longa e -4,8 mm na haste curta logo nas primeiras duas semanas subsequentes ao início do enchimento. A partir de janeiro de 2005, quando da revisão de instalação deste EM, verificou-se que as distensões registradas nas HLs passaram a ser inferiores às das HCs, sendo este um comportamento não esperado. Tal fato pode estar indicando um equívoco quando do processo de leitura e/ou registro destes dados, ou algum problema com a ancoragem das hastes.

Em relação às previsões de projeto, este EM apresenta a mesma abordagem descrita anteriormente no EM S4-01 e, portanto, as deformações previstas não devem ser utilizadas como parâmetro de controle. Desta forma, a situação dos registros do EM S6-01 deve ser considerada de atenção uma vez que, as leituras deste EM correspondem às maiores magnitudes de soerguimentos registradas na fundação da barragem e as mesmas ainda não estão estabilizadas. Finalmente, indica-se a necessidade de reavaliação das deformações previstas em projeto e revisão com a equipe responsável pela coleta dos dados, dos procedimentos de leituras e registros deste EM.

Observando-se os dados de deformações da fundação obtidos das hastes verticais do EM S6-02, apresentados no gráfico da Figura B.30, é possível verificar que os mesmos indicaram, quando do processo de enchimento do reservatório, uma deformação elástica que ocasionou pequenas distensões nas hastes, alcançando os valores de -1,7 mm na haste longa e -0,7 mm na haste curta logo nas primeiras duas semanas após o início do enchimento do reservatório. A partir

deste período, as leituras das hastes apresentaram uma redução nestas distensões e atualmente ainda mantém esta tendência. As previsões de projeto para as leituras neste EM não se confirmaram uma vez que, os registros das hastes encontraram-se abaixo destes limites definidos para os casos de fundação mais deformável e mais rígida. Cogita-se a possibilidade da ocorrência de pequenos deslocamentos laterais na fundação, principalmente nas camadas mais rasas, ocasionando a redução deste “soerguimento” medido. Entretanto, ainda que se recomende a revisão das deformações previstas em projeto, é possível concluir, através da observação da magnitude das leituras e da tendência de redução nas distensões das hastes, que a situação dos registros do EM S6-02 pode ser considerada normal.

Os registros das deformações da fundação obtidos das hastes do EM S6-03, apresentados no gráfico da Figura B.31, se mostram inconsistentes e incompletos em função dos problemas com o sensor da HC e da maneira como os registros estão dispostos (leituras de compressões da haste curta superiores aos da haste longa). A situação dos registros do EM S6-03 deve ser considerada de atenção e faz-se necessário rever as deformações previstas em projeto e os procedimentos de leituras e registros deste EM.

4.2.5 Deformação Resultante e Translação na Base da Barragem

A deformação resultante e a translação horizontal na base de uma barragem de concreto podem ser estimadas a partir da instalação da roseta de extensômetros. A roseta é um conjunto de 3 EMs instalados a partir da galeria de drenagem, sendo o central vertical e os outros dois inclinados 30° em relação a vertical. Segundo Silveira (2003), uma vez que os pontos inferiores de ancoragem dos extensômetros constituem uma referência absoluta, ao se proceder à composição dos deslocamentos dos 3 EMs (haste longa) obtém-se um triângulo e não um ponto. Para o cálculo do deslocamento resultante da base da barragem, recomenda-se determinar a partir do centro geométrico deste triângulo oriundo do cruzamento das três bissetrizes (FIGURA 30). A principal vantagem deste sistema de monitoramento é o custo de instalação menor do que um Pêndulo Invertido³¹, por exemplo. Já a desvantagem principal, reside no fato de não ser tão preciso quanto.

³¹ Este instrumento mede os deslocamentos da fundação da barragem em relação a um ponto da fundação suficientemente profundo para ser considerado fixo. Seu princípio de funcionamento é semelhante ao pêndulo direto, porém, a ancoragem do fio de prumo é feita no interior do maciço rochoso da fundação.

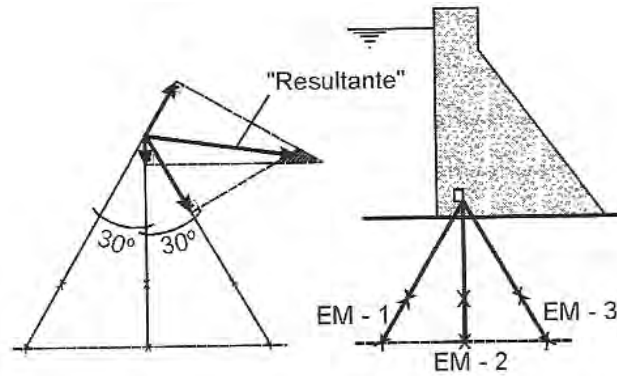


Figura 30 – Deslocamento “resultante” da base da barragem a partir da roseta de EMs (Fonte: SILVEIRA, 2003)

A Figura 31 apresenta os cálculos vetoriais dos deslocamentos resultantes e translação na base da barragem da UHE Dona Francisca, a partir das 3 rosetas de EMs instaladas nos blocos TA, B28 (Seção S4) e B25 (Seção S6). Os cálculos vetoriais estão baseados nas deformações máximas (mm) registradas ao longo dos 17 anos (ver Quadro 16 do item 6.2).

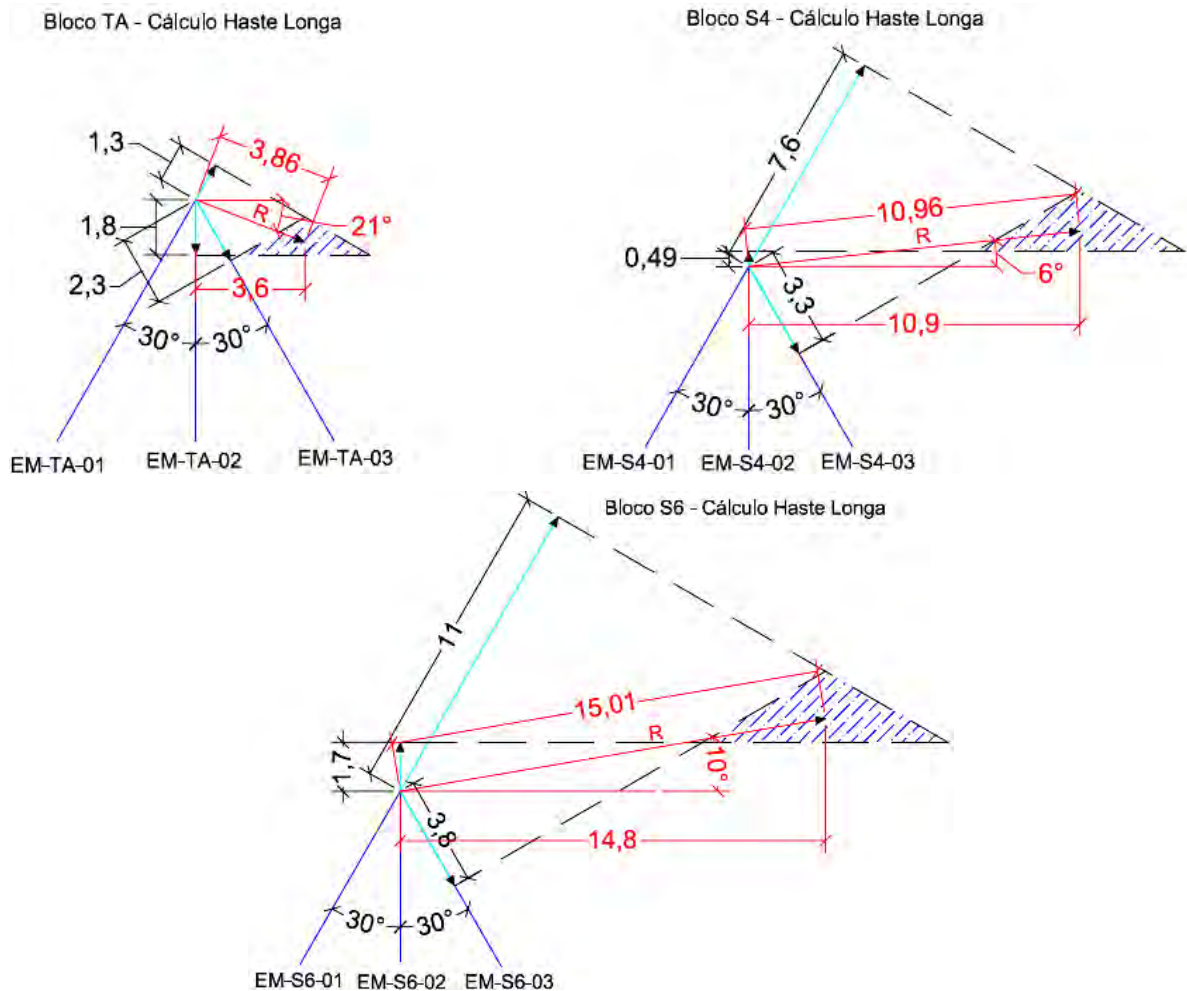


Figura 31 – Cálculo dos deslocamentos (mm) na base da barragem da UHE Dona Francisca

Os cálculos vetoriais da Figura 31 indicam que os deslocamentos resultantes e translação na base da barragem na região do vertedouro foram da ordem de 1,0 a 1,5 cm, superiores ao estimado para região da TA, cujo valor foi de aproximadamente 0,4 cm.

4.2.6 Deformações Elásticas x Lentas

A Tabela 19 apresenta um resumo das deformações elásticas (δe) e totais (δt) observadas em cada um dos extensômetros instalados na barragem da UHE Dona Francisca e cujos dados são referentes ao período inicial e após 5 e 17 anos de operação. Também são apresentadas as porcentagens de δe e $\delta t_{5 \text{ anos}}$, em relação ao período final de monitoramento (17 anos), e as taxas de evolução das deformações lentas (δl) nos 5 primeiros anos e nos 12 últimos anos.

Tabela 19 – Resumo das deformações elásticas (δe) e totais (δt) observadas nos EMs

Extensômetro Múltiplo		Deformação Elástica (δe)		Deformação Lenta (δl) + Elástica (δe) = Total (δt) OBS.: Compressão (+) e Distensão (-)				
		2 semanas		5 anos (jan./2005)			17 anos (out./2017)	
		δe (mm)	% δe em rel. à δt 17 anos	δt (mm)	% δt em rel. à δt 17 anos	Taxa δl - 2000 a 2005 (mm/ano)	δt (mm)	Taxa δl - 2005 a 2017 (mm/ano)
EM-TA-01	HL	-0,28	22	-1,03	81	-0,150	-1,27	-0,020
	HC	-0,28	70	-0,25	63	0,006	-0,40	-0,013
EM-TA-02	HL	0,18	10	1,36	78	0,236	1,75	0,033
	HC	0,14	25	0,58	105	0,088	0,55	-0,002
EM-TA-03	HL	0,37	16	2,16	94	0,358	2,30	0,012
	HC	0,24	27	0,84	93	0,120	0,90	0,005
EM-TA-04	HL	-0,27	14	-0,99	50	-0,144	-1,98	-0,083
	HC	-0,36	26	-0,94	69	-0,116	-1,37	-0,036
EM-S6-01 (B25)	HL	-8,86	93	-8,00	84	0,172	-9,50	-0,125
	HC	-4,84	46	-9,27	89	-0,886	-10,41	-0,095
EM-S6-02 (B25)	HL	-1,65	337	-1,17	239	0,096	-0,49	0,057
	HC	-0,71	473	-0,32	213	0,078	-0,15	0,014
EM-S6-03 (B25)	HL	0,15	4	3,00	89	0,570	3,37	0,031
	HC	0,85	23	3,00	82	0,430	3,67	0,056
EM-S4-01 (B28)	HL	-5,30	70	-5,91	79	-0,122	-7,52	-0,134
	HC	-1,36	53	-2,04	79	-0,136	-2,59	-0,046
EM-S4-02 (B28)	HL	-0,40	667	0,14	-	0,108	-0,06	-0,017
	HC	-0,29	45	-0,43	66	-0,028	-0,65	-0,018
EM-S4-03 (B28)	HL	0,65	22	3,30	110	0,530	2,99	-0,026
	HC	0,12	27	0,52	118	0,080	0,44	-0,007
EM-CF-01	HL	-0,03	14	-0,20	91	-0,034	-0,22	-0,002
	HC	-0,02	20	-0,19	190	-0,034	-0,10	0,008
EM-CF-02	HL	-0,01	-	0,41	63	0,084	0,65	0,020
	HC	-0,02	-	-0,04	-	-0,004	0,11	0,013

No que se refere à estabilização das deformações lentas, observam-se nos gráficos dos EMs dos blocos TA, B25 e B28, que o processo de acomodação do maciço rochoso da fundação foi mais intenso nos primeiros 4-5 anos de operação da estrutura e deste período até novembro de 2017,

as deformações lentas continuaram aumentando de forma menos intensa, principalmente nas camadas mais profundas da fundação. Desta forma, principalmente a partir da observação dos registros recentes das hastes longas dos EMs, não se pode afirmar que suas deformações estão estabilizadas. A experiência relatada no meio técnico (principalmente com barragens assentadas sobre maciços basálticos) indica que estas deformações de longo prazo podem ocorrer em períodos superiores a 20 anos após o enchimento do reservatório – como nos casos de Itaipu e São Simão apresentados por Silveira (2003).

4.3 DESLOCAMENTOS DE CRISTA

O monitoramento dos deslocamentos horizontais da crista da barragem da UHE Dona Francisca foi realizado a partir da instalação de 2 Pêndulos Diretos (PDs) na região do vertedouro. Este local está apoiado numa fundação composta por rocha sedimentar branda e é uma situação que exige atenção. Os blocos escolhidos são os de maior altura na barragem, com aproximadamente 60,0 m – blocos B17 (Seção S2 do Anexo II) e B21 (Seção S3 do Anexo II). Os PDs instalados nestes blocos indicam os deslocamentos horizontais da crista da barragem em relação à galeria de drenagem, ao longo de alturas da ordem de 35 a 40 m. As leituras dos pêndulos são efetuadas de forma manual, semanalmente, conectando um dispositivo emissor de corrente elétrica no coordenômetro micrométrico (uma espécie de régua de precisão com um sensor na ponta – Figura 32) e colocando-o em contato com o fio metálico do PD. Quando o sensor encosta no fio ele emite um “bip”, indicando o momento de se proceder com a leitura manual. A Figura 33 mostra a leitura sendo realizada no bloco B17.



Figura 32 – Coordenômetro micrométrico da UHE Dona Francisca

A partir das considerações de carregamento e condicionantes das fundações apresentados no Quadro 11, foram estimados, através de modelos numéricos, os deslocamentos horizontais previstos na crista dos blocos B17 e B21, no sentido Montante-Jusante.



Figura 33 – Leitura do instrumento PD no bloco B17

Quadro 11 – Resumo dos casos estudados pelos modelos em MEF

Caso	Enchimento Reservatório – NA			Deformabilidade Fundação	
	El. 87,00	El. 94,50	El. 100,50	Mais rígida	Mais deformável
1	•			•	
2	•				•
3		•		•	
4		•			•
5			•	•	
6			•		•

Fonte: ENGEVIX (2000e)

Nas Tabelas 20 e 21, referentes ao bloco B17 e B21, respectivamente, apresentam-se os deslocamentos horizontais teóricos da crista fornecidos por tais modelos numéricos durante a fase de projeto, considerando-se os casos de fundação rígida e fundação mais deformável.

Tabela 20 – Deslocamentos horizontais teóricos da crista bloco B17

NR montante	Deformabilidade da Fundação (mm)	
	Mais rígida	Mais deformável
El. 87,00	3,59	8,69
El. 94,50	6,51	12,06
El. 100,50	10,05	16,16

Fonte: ENGEVIX (2000e)

Tabela 21 – Deslocamentos horizontais teóricos da crista bloco B21

NR montante	Deformabilidade da Fundação (mm)	
	Mais rígida	Mais deformável
El. 87,00	5,26	10,58
El. 94,50	7,87	13,58
El. 100,50	10,89	17,31

Fonte: ENGEVIX (2000e)

A partir dos dados dos PDs instalados nas seções chave supracitadas, o gráfico da Figura B.32 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais ao longo do tempo da crista da barragem no bloco B17 (sentido Montante-Jusante e sentido Margem Direita-Margem Esquerda). Já o gráfico da Figura B.33 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais da crista no bloco B21. Também são indicados nestes gráficos, os deslocamentos teóricos, estimados durante a fase de projeto, para NR na cota 94,50 m, considerando o período de enchimento do reservatório. Em função do tipo de leitura e precisão existente, durante o período de monitoramento das leituras do PD, três fases distintas podem ser indicadas para fins de organização dos dados: Fase A, B e C.

A Fase A corresponde à semana do enchimento do reservatório, quando o nível d'água se elevou da El. 57,90 para a El. 94,50 m, entre os dias 08 e 15 de novembro de 2000. Silveira e Miranda (2007) relatam que o instrumento pêndulo direto teve de ser improvisado na obra e que, através de leituras manuais, se tinha uma precisão de 0,5 mm (não havia ainda condições para a leitura dos pêndulos através do sistema automatizado). Ao final desta fase, providenciou-se uma comparação entre deslocamentos elásticos (medidos) com os deslocamentos teóricos de projeto. Obtiveram-se os valores de 5,8 mm para o B17 e 7,0 mm para o B21. Tais resultados indicam que nessa fase os deslocamentos ocorridos se aproximaram dos deslocamentos teóricos previstos em projeto para as fundações mais rígidas (a saber: 6,5mm para B17 e 7,9 mm para B21).

A Fase B remete ao período de automatização das leituras de março 2001 até outubro de 2003. A sensibilidade de leitura dos dados desse sistema não forneceu o real deslocamento da estrutura, apresentando valores homogêneos e, portanto, indicando estabilidade dos deslocamentos horizontais da crista (SILVEIRA & MIRANDA, 2007).

Por fim, a fase C corresponde ao período a partir de outubro de 2003 até novembro de 2017 no qual, após a instalação de um coordenômetro ótico convencional, passou-se a medir manualmente o real deslocamento horizontal da crista. As leituras são bastante consistentes em termos de precisão e parecem retratar bem o real deslocamento da crista. É possível observar na Fase C que o deslocamento da crista é bastante sensível à variação do NR, corroborando com a hipótese de que as leituras na fase B apresentam a magnitude correta dos deslocamentos, porém não são tão precisas. As amplitudes anuais (entre inverno e verão) dos deslocamentos na direção montante-jusante tenderam a valores entre 3,00 a 6,00 mm.

Observando-se os dados contidos nos gráficos das Figuras B.32 e B.33, referentes aos deslocamentos da crista dos blocos B17 e B21, com referência ao sentido montante-jusante, pode-se notar que nas três fases de leituras, os deslocamentos estão próximos do previsto no projeto para fundação mais rígida e sempre estiveram abaixo dos valores previstos para a situação de fundação mais deformável (simulados em MEF e com o NR na cota de 94,5 m). Também é possível verificar que tais registros sempre estiveram abaixo dos valores simulados em projeto para NR na cota 100,50 m, indicados nas Tabelas 20 e 21.

O gráfico da Figura B.34 mostra o comparativo entre os dados dos PDs dos blocos B17 e B21. Tanto no bloco B17 quanto no B21, o deslocamento da crista, no período imediatamente posterior ao enchimento do reservatório, esteve de acordo com o deslocamento teórico previsto, ou seja, as leituras estiveram entre os valores previstos para fundação mais deformável e mais rígida. Entretanto, na fase C verifica-se que este comportamento não é mais visualizado, pois somente quando o NR está acima do normal é que ocorre de os valores de deslocamentos de crista ultrapassarem a faixa prevista para fundação mais rígida. Os deslocamentos de crista dos blocos B17 e B21 apresentam tendências de deslocamentos semelhantes no sentido montante-jusante. Também é possível verificar que a defasagem entre suas leituras raramente ultrapassou 1,0 mm na fase C. No que se refere ao deslocamento horizontal sentido MD-ME, a crista do bloco B17, em relação ao período inicial de monitoramento, se deslocou cerca de 3,0 mm em direção à margem direita e permanece, desde então, oscilando não mais que 2,0 mm em torno desta posição. Já a crista do bloco B21 se deslocou cerca de 1,0 mm em direção à margem direita e permanece oscilando não mais que 1,0 mm em torno desta posição.

Deve-se atentar para o fato que os deslocamentos reais da barragem são afetados também pelas variações sazonais de temperatura, que não foram simuladas nos modelos matemáticos de análise, mas estão embutidos nas medidas obtidas através das leituras dos pêndulos diretos. Ainda que os blocos das barragens tipo contraforte ou tipo gravidade-aliviada sejam geralmente mais sensíveis às variações térmicas que as barragens do tipo gravidade maciças, existe uma influência nos deslocamentos horizontais que é difícil de separar dos dados oriundos das leituras dos PDs. Há outros fatores que influenciam nos valores obtidos nos deslocamentos horizontais da crista da barragem (além dos que são oriundos do processo de deformabilidade da fundação ou variação térmica sazonal), tais como: flexão da estrutura de concreto (que pode ser desprezada em barragem do tipo gravidade maciça) e translação da barragem como corpo rígido (mensurada por algum outro tipo de instrumentação como, por exemplo, o Pêndulo

Invertido). Deve-se atentar para o fato de que a translação pura da base da barragem não afeta as leituras do Pêndulo Direto.

O gráfico da Figura B.35 apresenta os dados dos deslocamentos horizontais das cristas dos blocos B17 e B21 correlacionados com as leituras, ao longo do período de operação da barragem, das temperaturas na superfície do bloco B17 (TS-02) e no interior do maciço da barragem próximo da galeria de inspeção (TE-01). A análise deste gráfico demonstra que a variação térmica sazonal contribui com os valores finais dos deslocamentos. Observa-se que nos períodos de inverno a crista da barragem da UHE Dona Francisca tende a apresentar picos de deslocamentos para jusante. Apesar de no inverno ocorrer o esfriamento da superfície do paramento de montante, o interior da estrutura ainda está sob o efeito do calor oriundo das altas temperaturas do verão. Este retardo ou “*time lag*” é devido ao tempo necessário para elevação da temperatura do concreto no interior da estrutura. Logo, os picos dos deslocamentos das cristas dos blocos B17 e B21 estão diretamente relacionados com os picos das temperaturas registradas pelos termômetros embutidos (ver registros do TE-01 no gráfico da Figura B.35). Silveira (2003) comenta que as variações diárias de temperatura afetam uma profundidade máxima da ordem de 0,9 a 1,0 m apenas, em relação ao paramento exterior, porém, as variações sazonais podem afetar uma profundidade da ordem de 8,0 a 9,0 m.

O gráfico da Figura B.36 correlaciona todas as leituras de temperatura no paramento a jusante do bloco B17 (TS-02) e os registros do NR a montante com os deslocamentos de crista (DCs) dos blocos B17 e B21. Através da observação deste, confirma-se que os DCs crescem na medida em que ocorre elevação do NR a montante e queda na temperatura do TS-02 (fenômeno “*time lag*”). Observa-se também, o paralelismo (coeficientes angulares muito próximos) entre as retas dos blocos B17 e B21, que ajustam os conjuntos de dados correspondentes. Este fato indica a tendência da uniformidade dos DCs em ambos os blocos. Entretanto, quando se procede com uma análise periódica das correlações supracitadas e visualizadas no gráfico da Figura B.36, é possível perceber comportamentos diferentes e que evoluíram ao longo do tempo. Os gráficos apresentados a seguir nos itens (a), (b) e (c) da Figura 34 se referem respectivamente aos conjuntos de dados dos anos de 2004/2005, 2009/2010 e 2016/2017. A observação conjunta deles permite inferir que as inclinações das retas reduziram ao longo do tempo, de forma que, no gráfico do item (c) elas estão praticamente horizontalizadas. Isto significa que o nível de deformação na fundação, que reflete em deslocamentos da crista da barragem, tendeu a reduzir ao longo dos quase 17 anos de monitoramento, assim como, a amplitude das oscilações sazonais.

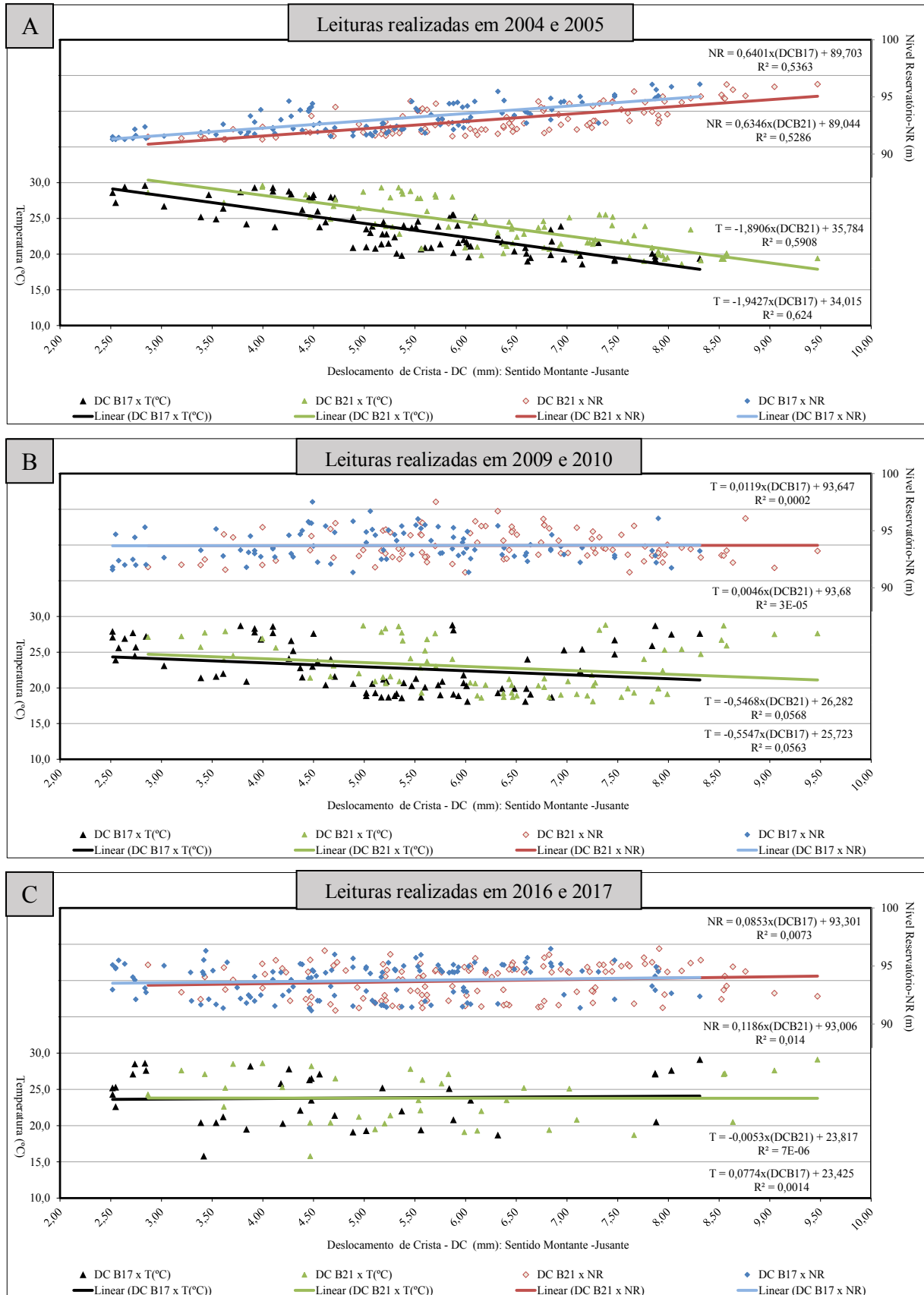


Figura 34 – Correlações periódicas entre temperatura e NR com DCs do B17 e B21

5 ANÁLISE DAS VAZÕES DE DRENAGEM E PIEZOMETRIA

A partir dos gráficos apresentados no APÊNDICE C, referentes aos dados dos medidores de vazão e dos piezômetros, este capítulo apresenta a análise destes registros, ao longo de quase 17 anos de operação da barragem de CCR da UHE Dona Francisca. Esta análise visa a avaliação indireta das condições de fluxo no maciço rochoso da fundação da barragem e verificar as tendências de comportamento hidrogeotécnico frente às diversas mudanças de carregamento causadas principalmente pela oscilação do NR a montante. O primeiro item deste capítulo trata sobre os medidores de vazão, o segundo sobre os piezômetros e o terceiro e último correlaciona os registros destes dispositivos.

O sistema de drenagem é muito importante no controle da estabilidade das barragens de concreto. O funcionamento adequado dos drenos instalados ao longo da galeria de inspeção possibilita uma rápida dissipação da poropressão/subpressão na fundação e auxilia para que pressões hidráulicas na base da barragem se mantenham controladas quando, por exemplo, ocorrer uma elevação do NR a montante. As correlações entre os registros de vazão e piezometria permitem verificar, principalmente, as condições de funcionamento dos dispositivos de drenagem (abordagem esta que será realizada no final deste capítulo).

Na UHE Dona Francisca existem 5 medidores de vazão (MVs) localizados no interior da galeria de inspeção que monitoram as vazões de drenagem através da fundação da barragem e as oriundas das infiltrações no maciço de concreto do corpo da estrutura. No que se refere a piezometria, existem 18 piezômetros tipo corda vibrante (PCVs) instalados a partir do interior da galeria de drenagem monitorando as subpressões na base e fundação da barragem, além de 12 piezômetros tipo tubo aberto (PTA) instalados da parte interna da galeria ou na região das margens do rio, próximas às ombreiras. A disposição destes instrumentos na UHE Dona Francisca está detalhada nas seções transversais apresentadas no Anexo II desta dissertação.

5.1 VAZÕES DE DRENAGEM E INFILTRAÇÃO

A supervisão do desempenho dos sistemas de drenagem é de fundamental importância para assegurar sua eficiência ao longo da vida útil da barragem. Qualquer deficiência na drenagem

poderá implicar numa redução rápida da vazão e conseqüentemente ocasionar um aumento da poropressão/subpressão na fundação afetando as condições de segurança ao deslizamento da estrutura. Desta forma, a análise do regime das vazões ao longo do tempo permite indicar a necessidade, ou não, de manutenção no sistema de drenagem através da limpeza dos drenos.

Os drenos da barragem da UHE Dona Francisca – Dreno de Piso (DP), Auxiliar de Piso (AP), Adufas (AD), Dreno de Junta entre Blocos (DJ) e de Teto (DT) – estão dispostos ao longo da galeria de drenagem, totalizando 723 dispositivos que distam entre si cerca de 1,5 a 2,0 m. A foto da Figura 35 apresenta como estão dispostos os DPs e APs.



Figura 35 – Drenos de piso ao longo da galeria de drenagem

A água oriunda destes dispositivos e de infiltrações que possam existir ao longo da galeria, é conduzida por canaletas e dutos até o poço de drenagem mais próximo para então ser bombeada para jusante da barragem. Antes da água entrar nos poços as vazões são determinadas através de dispositivos medidores de vazão instalados ao longo das canaletas de drenagem. As leituras destas vazões são feitas semanalmente, através de sensores de níveis instalados nas canaletas e conectados às caixas MUX. Com o auxílio do equipamento “*Readout*” faz-se as leituras destes instrumentos e conferência com o nível das régua instaladas nas canaletas (atualmente as leituras têm se baseado somente nas observações das régua). Conhecendo-se a seção do MV e o nível d’água passante, é possível determinar a vazão do trecho correspondente. Ao lado do sensor de NA da canaleta há uma régua para que se compare com as leituras automáticas visto que, seus valores devem ser praticamente iguais.

Ocorre um único trecho de drenos na galeria de inspeção cujas leituras das vazões são realizadas semanalmente, de forma manual e individualizada. Ele está localizado entre os

dispositivos a montante DP81 a AP99 e a jusante 31J a 54J, totalizando 49,6 m. A leitura manual é feita utilizando-se de um recipiente transparente e graduado para permitir a determinação do volume d'água. Com a ajuda de um cronômetro verificam-se quantos litros de água sai de cada dispositivo por minuto. Esta metodologia é a mesma utilizada para controlar as infiltrações que não advém dos drenos. A cada 6 meses todos os demais drenos da galeria têm sua vazão determinada individualmente de forma manual. Este procedimento permite verificar o desempenho ao longo do tempo e a necessidade de manutenção.

Há no interior da galeria 2 poços de drenagem que estão localizados na região da ombreira direita e outro na ombreira esquerda. Ambos possuem um sistema automático de bombeamento através do qual, o sistema entra em atividade quando água atinge um determinado nível dentro do poço. A capacidade de bombeamento no poço 1 (bloco B7) é de 300 m³/h e no poço 2 (bloco B24) é de 210 m³/h. O trecho de maior infiltração está localizado no túnel em rocha, abaixo da TA na ombreira direita. Ali se pode observar também, a região de contato do derrame basáltico com arenito da Formação Caturrita. A Figura 36 apresenta um panorama da situação do túnel de drenagem em agosto de 2017.



Figura 36 – Infiltrações no túnel em rocha na ombreira direita

Os 5 MVs instalados em pontos estratégicos da barragem visaram quantificar as vazões de drenadas pela fundação, percolação no maciço da barragem e também as infiltrações do túnel de drenagem da ombreira direita, cuja medida de vazão é realizada pelo MV1. No Quadro 12 são indicados os detalhes sobre as leituras dos MVs, o comprimento das canaletas de drenagem

correspondentes a cada MV e também são apresentadas as vazões máximas de controle em cada MV que foram definidas em projeto ou posteriormente sugeridas por consultores. Somando-se as vazões dos MVs 2, 3 e 4 com a vazão oriunda dos drenos localizados no trecho DP81 a AP99, tem-se a vazão total da barragem. A localização deste trecho e dos MVs pode ser visualizada nas plantas do ANEXO I.

Quadro 12 – Condições de obtenção de vazão e vazões de controle

Medidor	Local Instalação	Condições de Medição de Vazão	Comprimento Canaleta (m)	Vazão de Controle (l/min)
MV1	Túnel OD – B05	MV seção trapezoidal - leitura de NA com “Readout” ou régua	140,0	270
MV2	Barragem OD – B07	MV seção trapezoidal – leitura de NA com “Readout” ou régua	60,0 + 42,1 ³²	355
MV3	Vertedouro – B10/11	MV seção trapezoidal – leitura de NA com “Readout” ou régua	169,0	1784
MV4	Vertedouro – B25	MV seção trapezoidal – leitura de NA com “Readout” ou régua	213,2	1184
MV5	Vertedouro – B17	MV seção triangular – leitura de NA com “Readout” ou régua	59,5	771
Trecho DP81 a AP99	Vertedouro – B22,23,24 e 25	A medida é realizada dreno a dreno, e a vazão total do trecho é o somatório das vazões individuais de cada dispositivo.	49,6	Não foi estimada

Fonte: adaptado de ENGEVIX (2000e)

O comprimento total (barragem de concreto mais o túnel de drenagem) contemplado pelo monitoramento, através dos MVs nas canaletas ou trechos com medidas manuais, é de 771,0 m. Descontando-se o comprimento da canaleta correspondente ao MV1, obtém-se cerca de 631,0 m que se refere ao comprimento da barragem de CCR do bloco B5 ao B36.

A cada mês é realizado pela CEEE-GT o procedimento de avaliação geral das condições de drenagem. Esta avaliação é feita a partir do cálculo da média da leitura mensal de vazão total (descontando a parcela correspondente ao MV1 que contém o túnel de drenagem) dividida pelo valor do comprimento da barragem. Este cálculo resulta na vazão por metro de estrutura de concreto e segundo o projeto, o máximo recomendado para este parâmetro é de 2,0 l/min/m. Segundo CEEE-GT (2016), esta vazão específica foi tomada como valor de atenção e a partir dela, definiu-se às vazões máximas de controle que constam no Quadro 12.

Os gráficos das Figuras C.1 a C.4 (APÊNDICE C) apresentam as séries de leituras dos medidores de vazão. A partir da análise destes gráficos, é possível observar que as leituras dos MVs, após indicarem as vazões máximas nos primeiros anos de operação da barragem, apresentaram uma lenta tendência de queda das vazões ao longo do tempo, provavelmente

³² Trecho adufas (B8 e B9).

devido ao processo de assoreamento do reservatório principal a montante e colmatação dos caminhos de percolação através do maciço rochoso de fundação. Observa-se também, que os registros de vazões oscilam em função da variação do NR a montante.

O gráfico da Figura C.1 apresenta os dados dos MVs 1 e 2 que são responsáveis pelo monitoramento das vazões oriundas, principalmente, das infiltrações na região do túnel de drenagem da ombreira direita. Observa-se que estes registros de vazões, mesmo que tenham mostrado uma tendência de diminuição ao longo do tempo, ainda se apresentam bastante acima das vazões máximas de controle indicadas em projeto (270,0 l/min para o MV 1 e 355,0 l/min para o MV 2). O maior registro de vazão indicado pelo MV1 foi de 1170,0 l/min, porém, nos últimos 2 anos, as leituras oscilaram entre 620 e 870 l/min. Já o MV2 está localizado na ombreira direita, no bloco B7, monitora um trecho com comprimento de cerca de 102,1 m e capta a vazão oriunda do MV1, à coletada pela canaleta de drenagem existente entre MV1 e MV2 e a vazão do trecho dos blocos B8 e B9. O maior registro de vazão indicado pelo MV2 foi de 1635,0 l/min e nos últimos 2 anos, as leituras estiveram entre 750 e 1050 l/min. O MV1 e o MV2 ainda mantêm uma tendência decrescente dos valores de vazão.

O gráfico da Figura C.2 apresenta os dados dos MVs 3 e 5 que são responsáveis pelo monitoramento das vazões oriundas, principalmente, das percolações no interior do maciço da fundação na região do vertedouro. Observa-se que estes registros apresentaram uma tendência de diminuição ao longo do tempo e, exceto no período inicial de operação da barragem, as vazões registradas sempre estiveram abaixo das máximas de controle indicadas em projeto (1784,0 l/min para o MV3 e 771,0 l/min para o MV5). O maior registro de vazão indicado pelo MV5 foi de 1042,0 l/min, e esteve acima da vazão máxima de controle indicada em projeto. Porém, nos últimos 2 anos, à exceção de quando se desligou as bombas 8 e 9, em julho de 2016 (ver relato no item 3.5.1), suas leituras oscilaram entre 250 e 350 l/min. Já o MV3, capta a vazão oriunda do MV5 e a coletada pela canaleta de drenagem existente entre eles (extensão de aproximadamente 169,0 m). Seu maior registro de vazão foi de 1734,0 l/min.. Nos últimos 2 anos, também à exceção de quando se desligou as bombas 8 e 9, em julho de 2016, as leituras estiveram entre 530 e 930 l/min. O MV3 e o MV5 indicaram uma tendência decrescente e mais acentuada das leituras de vazão até meados de 2012.

O gráfico da Figura C.3 apresenta os dados do MV4 e a vazão observada nos drenos 81P à 99AP, cujas medições são realizadas manualmente. O MV4 capta a vazão procedente da ombreira esquerda. A extensão total de canaleta correspondente ao monitoramento realizado no

MV4 é de aproximadamente 213,2 m. Seus registros apresentaram uma redução ao longo do tempo e sempre estiveram abaixo da vazão máxima de controle indicada em projeto (1184,0 l/min). O maior registro de vazão indicado pelo MV4 foi 815,0 l/min. Nos últimos 2 anos, suas leituras oscilaram entre 250 e 370 l/min.

Através da análise do gráfico da Figura C.3, correspondentes aos drenos 81P à 99AP (monitorados manualmente a partir de abril de 2003) é possível inferir que os mesmos se mantiveram estabilizados em torno de 115 l/min até agosto de 2010 (as pequenas variações observadas eram devidas à oscilação do NR). Nesta data, ocorreu o problema com o dreno 85P (ver relato no item 3.5.1) e isto fez com que se registrassem neste trecho, quando desta ocorrência, as maiores vazões históricas, atingindo cerca de 260 l/min.. Deste período em diante, as vazões apresentaram uma tendência de diminuição. Em meados de 2015, após a inserção de um filtro no dreno 85P, as vazões passaram a oscilar entre 50 e 100 l/min permanecendo com esse comportamento até novembro de 2017.

O gráfico da Figura C.4 apresenta os dados de vazão total e vazões individuais dos trechos monitorados. O somatório das vazões dos trechos MV2 “menos” MV1, MV3 “menos” MV5, MV5, MV4 e drenos 81P à 99AP resulta na vazão total da barragem. O trecho do túnel em rocha (MV1) não é considerado para o cálculo da vazão total da barragem pelo fato de que ele se estende além das estruturas de concreto e desta forma é mais conveniente tratá-lo de forma separada em função de seus altos registros de infiltrações. A principal observação referente à vazão total de drenagem e infiltrações na barragem da UHE Dona Francisca é de que a mesma tendeu a diminuir ao longo do tempo oscilando em função da variação do NR a montante em decorrência das chuvas. A redução da vazão total era esperada devido ao processo de assoreamento do leito do reservatório principal a montante ocasionando, como já mencionado anteriormente, uma possível colmatção dos caminhos de percolação através do maciço rochoso de fundação.

O maior registro de vazão total observado no gráfico da Figura C.4 foi de 2735,0 l/min em 27 de abril de 2001 (correspondendo aos primeiros meses de operação da estrutura). A partir daí as vazões reduziram significativamente de modo que, nos últimos anos, elas tenderam a oscilar entre 1000 e 1500 l/min. O maior registro de vazão observado no trecho MV2 “menos” MV1 foi de 588,0 l/min em agosto de 2002 e nos últimos anos, as leituras tenderam a variar entre 0,0 e 250,0 l/min. Já o maior registro de vazão observado no trecho MV3 “menos” MV5 foi de 904,0 l/min em maio de 2001 e nos últimos anos, as leituras tenderam a oscilar entre 0,0 e

250,0 l/min. Desde 2010, as ocorrências de vazão total superior a 1500 l/min correspondem à ocorrência relatada no item 3.5.1 desta dissertação.

A análise das vazões de drenagem pode ser feita através do cálculo das vazões específicas de cada trecho e total da barragem, expressas em l/min/m. O gráfico da Figura C.5 expressam os resultados da variação da vazão específica ao longo do tempo. As vazões de cada trecho foram divididas pelo comprimento correspondente e a vazão específica total é o resultado da vazão total da barragem dividida pelo comprimento da estrutura de concreto, cujo valor é de 631,0 m (medido com trena). Observando-se as vazões específicas em cada trecho, é possível inferir que tais registros nos primeiros anos de operação da barragem apresentaram valores bastante altos. Entretanto, ao longo dos anos, exceto quando da ocorrência relatada no item 3.5.1, que refletiram nos registros do trecho 81P a 99AP, MV4 e MV5, todos os demais segmentos apresentaram uma tendência de redução das vazões.

No segmento 81P a 99AP quando da ocorrência do caso do dreno 85P, em agosto de 2010, a vazão específica aumentou de forma abrupta em cerca de 175%, porém, reduziu nos anos seguintes após os procedimentos mitigatórios adotados. Nos segmentos do MV4 e MV5, quando do período desligamento das bombas do poço de drenagem 2, de julho a agosto de 2016, verificou-se um aumento nas vazões específicas entre 110 e 140%. As vazões específicas dos trechos do MV1 e MV5 são significativamente superiores às dos demais segmentos. Os registros de vazão específica do trecho MV3 “menos” MV5 são os que mais se assemelham aos dados de vazão total da barragem e nota-se ainda, que este trecho é o que mais influência na oscilação da vazão total.

5.2 PIEZOMETRIA

A piezometria é uma medida que reflete as pressões hidráulicas, oriundas da percolação da água subterrânea, existentes na base da barragem ou interior de sua fundação. A análise dos dados da instrumentação piezométrica tem papel fundamental no controle e verificação da segurança de qualquer tipo de barragem. As medidas de variações das alturas piezométricas indicam mudanças do regime da água subterrânea e normalmente estas mudanças são ocasionadas pela variação do nível do reservatório. Desta forma, as medidas de piezometria tendem a ser sensíveis à oscilação do NR. Neste item será realizada a análise da instrumentação piezométrica da barragem de CCR da UHE Dona Francisca através de correlações com o nível

do reservatório a montante e jusante da barragem e também a partir de comparações com as subpressões estimadas durante a fase de projeto.

Os valores de controle para os piezômetros de fundação foram extraídos dos diagramas de subpressão, estabelecidos pelos critérios de projeto da barragem. O diagrama de subpressão apresenta variação linear da linha piezométrica, desde o valor correspondente ao nível do reservatório, junto ao pé de montante, até a linha de drenos de fundação, onde o valor foi considerado igual ao nível da galeria de montante, acrescido de um terço da diferença entre os níveis de montante e da galeria de montante. Daí decresce linearmente até o dreno de jusante onde a subpressão é calculada da mesma forma, ou seja, nível de jusante acrescido de um terço da diferença entre nível de jusante e a cota de boca do dreno de jusante, seguindo linearmente até o NR a jusante. Esta hipótese corresponde ao caso de drenos operantes, o que tende a prevalecer durante os primeiros anos de operação da barragem. Para o caso de drenos inoperantes, considerou-se durante a fase de projeto somente a drenagem de jusante inoperante, ou seja, a partir da linha de drenos a montante decresce linearmente até o pé de jusante, cuja subpressão corresponde ao NR de jusante.

Baseado neste critério e considerando-se o nível d'água de montante na El. 94,50 (CCN) e El. 100,50 (CCE) estimaram-se os níveis piezométricos para as situações de drenos de jusante inoperantes. De acordo com o projeto, estes resultados devem ser interpretados, respectivamente em relação às referidas cotas, como níveis de controle e níveis limites para as várias seções transversais instrumentadas.

Na barragem da UHE Dona Francisca existem 2 tipos de piezômetros: Piezômetro de Corda Vibrante (PCV) e Piezômetro de Tubo Aberto (PTA). A maioria dos PCVs localizam-se no interior da galeria de drenagem/inspeção e suas leituras são coletadas semanalmente com o auxílio do equipamento "Readout". A Figura 37 mostra, como exemplo, as posições relativas dos PCVs instalados no bloco B30, onde é possível observar que um dos PCVs está voltado para montante e outros dois para jusante. No que se refere aos piezômetros de tubo aberto, existem 4 deles que estão localizados na parte externa da barragem da UHE Dona Francisca, sendo 2 na ombreira direita (PZ-TA-03 e 04) e 2 na ombreira esquerda (PZ-ME-01 e 02). A Figura 38 mostra os PTAs localizados na ombreira direita. As leituras dos PTAs externos são feitas semanalmente com o auxílio do equipamento "pio elétrico". Este aparelho consiste numa trena com uma ponteira elétrica que ao ser inserida no tubo do piezômetro emite um "bip" no momento em que entra em contato com a água. Posteriormente, mede-se a distância entre a

boca do tubo e o NA identificado. Esta distância subtraída do comprimento do furo fornece o resultado da poropressão, em m.c.a.

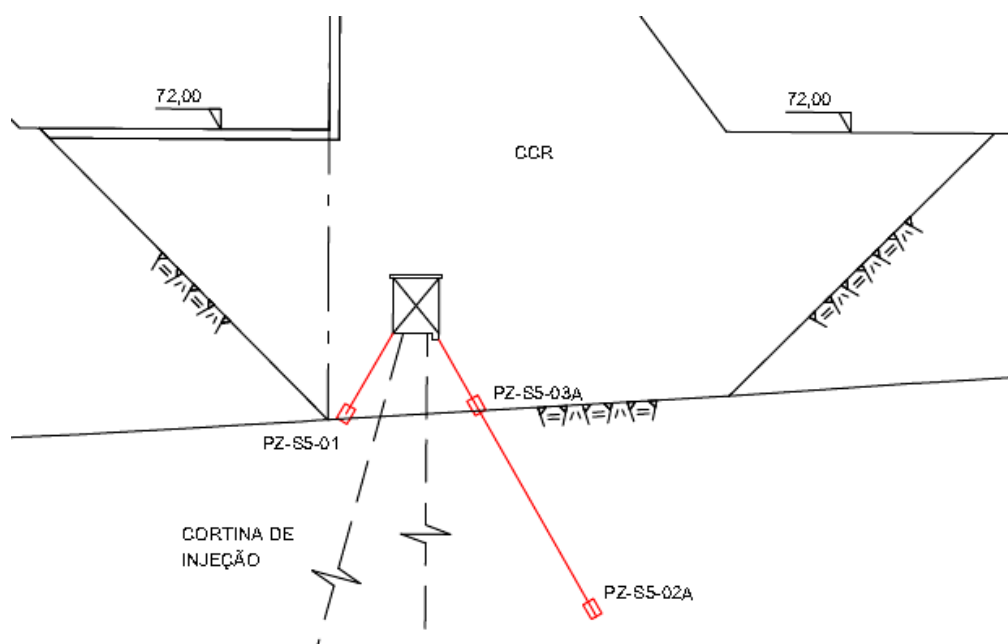


Figura 37 – Seção do bloco B30 indicando a disposição dos 3 PCVs (Fonte: ENGEVIX, 2000a)



Figura 38 – PTAs externos localizados na ombreira direita (Fonte: CEEE-GT, 2016)

No ano de 2005, foi recomendado por um consultor, que participou da inspeção regular/formal, que os responsáveis pela barragem da UHE Dona Francisca incrementassem seu monitoramento piezométrico na região do vertedouro através da inserção de piezômetros de

tubo aberto nas seções instrumentadas já existentes. Desta forma, um dreno de pé ou auxiliar de pé em cada uma das 3 seções instrumentadas do vertedouro, foram transformados em pontos de medida de piezometria através da instalação de 2 PTAs locados em cotas diferentes. Tais piezômetros foram instalados em maio de 2006 e desde então as leituras de suas cotas vêm sendo realizadas visualmente através da posição do menisco no tubo externo localizado na galeria da barragem. As cotas estão indicadas por linhas vermelhas com distância de dez em dez cm. Os 6 novos piezômetros estão localizados estrategicamente nos blocos B17, B21 e B25. A Figura 39 mostra os PTAs instalados no bloco B17. Além destes novos piezômetros de tubo aberto, na ombreira esquerda também existem 2 PTAs instalados em 2005, que pertencem à seção S7 localizada entre os blocos B29 e B30.



Figura 39 – PTAs instalados no bloco B17

O total de dispositivos referente à instrumentação piezométrica é composto por 18 PCVs e 12 PTAs. As principais características dos piezômetros, cujo conhecimento se faz necessário para análise das leituras destes instrumentos, estão apresentadas no Quadro 13. Este quadro contém os seguintes itens: código de identificação do piezômetro, tipo (PCV ou PTA), feição instrumentada, cota de instalação, elevações piezométricas indicadas no projeto (de controle e limite). A única perda de instrumento envolvendo um PCV, ocorreu na época de construção da barragem quando houve um dano no cabo de transmissão do piezômetro PZ-S3-02, localizado na bacia de dissipação na região do bloco B21.

Quadro 13 – Características principais dos piezômetros

Código Piezômetro	Tipo	Localização	Feição Instrumentada	Cota Instalação(m)	Cota Piezométrica	
					Controle (m)	Limite (m)
PZ-TA-01	PCV	Bloco TA P/a Jusante	Basalto	59,57	61,00	71,00
PZ-TA-02			Contato Concreto/Basalto	68,40	69,00	69,00
PZ-TA-03	PTA	OD - Vertical	Acima Contato Basalto/Arenito	55,64	72,00	-
PZ-TA-04			Basalto	79,94	82,00	-
PZ-S1-01	PCV	S1/B6 (OD) P/a Jusante	Brecha Intraformacional	44,11	63,60	76,50
PZ-S1-02			Contato Concreto/Arenito	55,19	66,90	79,10
PZ-S2-01	PCV	S2/B17 (Vertedouro) P/a Jusante	Brecha Intraformacional	35,80	57,30	59,30
PE-S2-01		S2/B17 Vertical, Bacia de Dissipação	Contato Concreto/Arenito	45,05	-	-
PE-S2-02			Contato Concreto/Arenito	47,35	-	-
PZ-BV48AP (sup.)	PTA	S2/B17 (Vertedouro) Vertical	Contato Concreto/Arenito	39,3	Não consta em projeto	Não consta em projeto
PZ-BV48AP (inf.)			Arenito	26,4	Não consta em projeto	Não consta em projeto
PZ-S3-01	PCV	S3/B21 (Vertedouro) P/a Jusante	Descontinuidade no Arenito	41,60	58,10	59,10
PZ-S3-02			Contato Concreto/Arenito	48,96	58,00	58,94
PE-S3-01		S3/B21 Vertical, Bacia de Dissipação	Contato Concreto/Arenito	44,50	-	-
PE-S3-02			Contato Concreto/Arenito	49,00	Avariado durante construção da barragem.	
PZ-BV79P (sup.)	PTA	S3/B21 (Vertedouro) Vertical	Contato Concreto/Arenito	48,00	Não consta em projeto	Não consta em projeto
PZ-BV79P (inf.)			Arenito	39,92	Não consta em projeto	Não consta em projeto
PZ-S6-01	PCV	S6/B25 P/a montante	Contato Concreto/Arenito	48,39	72,60	76,60
PZ-S6-02		S6/B25 (Vertedouro) P/a jusante	Arenito	44,50	56,30	57,00
PZ-S6-03			Contato Concreto/Arenito	47,46	56,10	57,10
PZ-BV105AP (sup.)	PTA	S6/B25 (Vertedouro) Vertical	Contato Concreto/Arenito	47,26	Não consta em projeto	Não consta em projeto
PZ-BV105AP (inf.)			Próximo Contato Arenito/Siltito	43,33	Não consta em projeto	Não consta em projeto
PZ-S4-01	PCV	S4/B28 (OE) P/a jusante	Arenito	37,96	61,60	75,00
PZ-S4-02			Contato Concreto/Arenito	54,89	66,20	78,50
PZ-S5-01	PCV	S5/B30 (OE) P/a montante	Contato Concreto/Arenito	57,90	89,50	96,70
PZ-S5-02			Arenito	49,59	65,20	77,80
PZ-S5-03		S5/B30 (OE) P/a jusante	Contato Concreto/Arenito	57,90	60,40	74,00
PZ-ME-01	PTA	OE (Vertical)	Basalto	85,66	83,00	-
PZ-ME-02				79,00	83,00	-
PZ-S7-01	PTA	B29/30 (Vertical)	Não se dispõe de dados sobre o processo de instalação.			
PZ-S7-02						

Fonte: adaptado de Fonte: ENGEVIX (2000e)

Visto que os PTAs da galeria não foram instalados desde o início da operação da barragem, sendo dispositivos oriundos de adaptações de furos de drenagem (com eficiência não comprovada em termos de acurácia e precisão) e em função das restrições quantitativas de páginas desta dissertação, dar-se-á prioridade às análises detalhadas somente dos PCVs. Porém, na parte 3 do APÊNDICE C (FIGURAS C.27 a C30) apresentam-se os gráficos correspondentes às leituras destes instrumentos.

Salienta-se que a interpretação das medidas de subpressão dos piezômetros de corda vibrante, correspondentes à fase inicial de operação da barragem – de março/2001 até junho de 2003 –, está prejudicada devido às inconsistências dos dados obtidos a partir de um sistema de leitura automatizado existente naquela época que foi concebido de forma ineficiente dentro do processo. Uma vez que estes dados não apresentam a acurácia necessária, os mesmos foram analisados considerando-os de importância secundária dentro da análise da piezometria. As inconsistências são perceptíveis nas apresentações gráficas das leituras de alguns PCVs.

A partir de junho de 2003, as leituras dos piezômetros começaram a ser realizadas manualmente como o auxílio do “*Readout*”. Este procedimento se mostrou eficaz ao longo do tempo, porém, o aparelho esteve danificado entre julho de 2014 e setembro de 2015 e nenhuma leitura foi realizada neste período. Situação semelhante ocorreu com o equipamento piezoelétrico utilizado para coleta manual dos dados piezométricos dos PTAs. Tal dispositivo esteve avariado de agosto de 2011 até fevereiro de 2013 e as leituras nesse período também estiveram prejudicadas. A seguir, apresenta-se a análise dos dados da instrumentação piezométrica da barragem da UHE Dona Francisca. A apresentação está dividida em função da localização dos instrumentos na região da OD, vertedouro e OE.

5.2.1 Piezometria da Região da Ombreira Direita

Na região da OD existem duas seções instrumentadas com 4 piezômetros de corda vibrante (PCVs): 2 piezômetros na seção TA e 2 na seção S1 do bloco B06 (ver ANEXO II).

Os registros completos das leituras dos PCVs denominados PZ-TA-01 e PZ-TA-02 da seção TA estão apresentados nos gráficos das Figuras C.6 e C.7. Nestes gráficos, as variações bruscas de cotas piezométricas observáveis refletem as oscilações do nível do reservatório devido às precipitações pluviométricas na fase de pós-enchimento. Apesar de ser possível observar na fase inicial de operação da barragem, registros de cotas piezométricas ligeiramente superiores às de controle no caso do PZ-TA-01 (61,0 m) e superiores às de controle e/ou limite no caso do

PZ-TA-02 (69,0 m), tais dados são considerados incongruentes por terem sido obtidos através do processo automatizado.

Os registros do piezômetro PZ-TA-01 da Figura C.6 indicam que os mesmos se mostram estabilizados dentro de um padrão de comportamento, apresentando uma tendência decrescente das leituras ao longo do tempo. Atualmente suas cotas piezométricas variam entre 60,2 e 60,5 m. A maior cota piezométrica registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual, é de 60,7 m e está abaixo de suas cotas de controle (61,0 m) e limite (71,0 m).

Os registros do piezômetro PZ-TA-02 da Figura C.7 indicam que os mesmos não se mostram estabilizados dentro de um padrão de comportamento, apresentando dados decrescentes até meados do ano de 2011 e tendência crescente das leituras após este período. Não é possível estabelecer uma amplitude piezométrica característica ao longo do tempo. A maior cota piezométrica registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual, é de 69,2 m e está acima das cotas de controle e/ou limite (69,0 m) indicadas em projeto. Tal registro está relacionado a uma elevação do NR até a cota aproximada de 98,0 m, devido às chuvas. Observam-se ainda nos registros do piezômetro PZ-TA-02 que na maior parte do tempo, suas cotas piezométricas estiveram abaixo da cota de instalação (68,4 m) indicando a ocorrência de subpressões levemente “negativas” (entre 0,0 e - 0,9 m.c.a). Estes valores devem ser analisados com cautela, visto que parece ter havido algum erro no “zero” do sensor ou na determinação da cota de instalação. Ambas situações podem levar a indicação de subpressão “negativa”. Desta forma, indica-se proceder com a verificação do funcionamento e calibração deste PCV, assim como, confirmação da cota de instalação. Contudo, nota-se que a resposta ao longo do tempo é compatível com um comportamento normal esperado em termos de resposta às oscilações do NR, indicando que estas variações parecem ser confiáveis.

Nas Figuras C.8 e C.9 são apresentados, respectivamente, os registros completos das leituras dos PCVs denominados de PZ-S1-01 e PZ-S1-02 da seção S1 do bloco B6. Analisando-os, é possível inferir que, quando o NR está próximo do normal, as cotas piezométricas mostram-se estabilizadas dentro de um padrão de comportamento e apresentando uma pequena tendência decrescente ao longo do tempo. As variações bruscas destes valores, observáveis em ambos os piezômetros, refletem as oscilações do NR devido às chuvas na fase de pós-enchimento.

Os registros do piezômetro PZ-S1-01 da Figura C.8 indicam que as cotas piezométricas oscilam entre 47,4 e 48,2 m quando o NR está próximo do normal. A maior cota piezométrica

registrada foi de 50,8 m que está abaixo das cotas de controle (63,30 m) e limite (76,50 m) de projeto. Os dados do PCV PZ-S1-02, da Figura C.9, apontam que as cotas piezométricas oscilam entre 56,0 e 57,0 m quando o NR está próximo do normal. A maior cota piezométrica registrada foi de 59,8 m que está abaixo das cotas de controle (69,90 m) e limite (79,10 m).

Existem ainda na ombreira direita, dois piezômetros de tubo aberto (PTA) que não pertencem às seções instrumentadas TA e S1. Porém, suas localizações podem ser visualizadas na planta baixa do Anexo I. Nas Figuras C.10 e C.11 são apresentados, respectivamente, os gráficos correspondentes ao banco de dados das leituras destes PTAs, denominados PZ-TA-03 e PZ-TA-04. A partir da análise de seus registros, é possível inferir que os conjuntos de dados se mostram consistentes pelo fato de sempre terem sido obtidos manualmente com o auxílio do pio elétrico. Desta forma, assim como os demais PTAs, estes dispositivos não estão inseridos dentro do processo de automatização inoperante que existiu no período inicial de monitoramento da barragem. As variações das cotas piezométricas observáveis nestes piezômetros correspondem à fase do enchimento do reservatório e às oscilações do NR do reservatório devido às precipitações pluviométricas. Entretanto, o PZ-TA-04 apresenta um comportamento incomum que será discutido na sequência.

Os registros do piezômetro PZ-TA-03 da Figura C.10 indicam que, a partir de outubro de 2003, quando o NR a montante esteve próximo do normal, as leituras piezométricas mostram-se estabilizadas dentro de um padrão de comportamento e apresentam uma tendência decrescente ao longo do tempo. Atualmente, as cotas piezométricas oscilam entre 61,0 e 63,0 m. A maior cota piezométrica registrada é de 74,14 m e está acima da cota de controle (72,00 m) indicada em projeto. Após esta ocorrência, as cotas piezométricas tenderam a se estabilizarem em valores bastante inferiores à cota de controle. Entre agosto e outubro de 2011 as leituras do PZ-TA-03 estiveram comprometidas devido a problemas técnicos com o equipamento de leitura pio elétrico.

A partir da análise dos registros do piezômetro PZ-TA-04 da Figura C.11 é possível inferir que as leituras piezométricas não se encontram estabilizadas e que as mesmas possuem uma significativa sensibilidade. O comportamento que se pode definir para os registros deste piezômetro está relacionado às oscilações das cotas piezométricas que tendem a variar entre 79,94 m (cota inferior que corresponde à de instalação) e 101,51 m (maior cota piezométrica registrada – 24 de setembro de 2007). Essa maior cota piezométrica registrada está bastante acima da cota de controle (82,00 m) indicada em projeto. Observa-se também, nos registros do

PZ-TA-04, que em diversas ocasiões ao longo do tempo, as elevações piezométricas ultrapassaram as cotas do NR a montante. As causas destas ocorrências podem ser: existência de alguma carga hidráulica adicional, equívoco na marcação da cota de instalação deste piezômetro ou a água da chuva estar adentrando no tudo aberto. Ainda que a situação observada em campo (Figura 38) possa sugerir que esta última hipótese deva estar ocorrendo, faz-se necessário investigar melhor os fatores que estão influenciando tais registros.

5.2.2 Piezometria da Região do Vertedouro

Na região do vertedouro existem três seções instrumentadas com 9 PCVs e 6 PTAs³³ operantes: 3 PCVs e 2 PTAs na seção S2 do bloco B17, 3 PCVs e 2 PTAs na seção S3 do bloco B21 e 3 PCVs e 2 PTAs na seção S6 do bloco B25 (ver estas seções no ANEXO II).

Os registros completos das leituras dos PCVs da seção S2 denominados PZ-S2-01, PE-S2-01 e PE-S2-02 estão apresentados nas Figuras C.12, C.13 e C.14, respectivamente. Salienta-se que os piezômetros PE-S2-01 e PE-S2-02 estão localizados na região da bacia de dissipação do vertedouro. Em ambos estes gráficos é possível visualizar que as variações bruscas de cotas piezométricas observáveis refletem as oscilações do NR devido às precipitações pluviométricas. Além disso, pode-se notar o reflexo nas medidas piezométricas oriundo do problema ocorrido, entre julho de 2016 e agosto de 2016, devido ao desligamento das bombas do poço de drenagem (ver relato detalhado no item 3.5.2). Tal ocorrência ocasionou uma elevação abrupta e intensa nas cotas piezométricas destes instrumentos e como consequência, estes dispositivos registraram seus maiores valores históricos de poropressão/subpressão num período em que o NR estava baixo.

Os registros do piezômetro PZ-S2-01 apresentados no gráfico da Figura C.12 indicam que os mesmos apresentam um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações das cotas piezométricas dentro de uma amplitude que é passível de definição e mostram uma pequena tendência decrescente destas leituras ao longo do tempo. Nos últimos anos, quando o NR esteve próximo do normal e desconsiderando o desligamento das bombas do poço de drenagem 2, as cotas piezométricas oscilaram entre 37,4 e 37,9 m. As maiores elevações piezométricas registradas, a partir da inserção do processo de leitura manual, estiveram próximas de 40,0 m. Apesar disto, este valor ainda ficou bastante abaixo das cotas de controle (57,30 m) e limite (59,30 m) indicadas em projeto.

³³ Os PTAs não serão analisados detalhadamente nesta dissertação.

Observando-se os registros do piezômetro PE-S2-01, apresentados no gráfico da Figura C.13, nota-se um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações de cota piezométrica em torno de um valor aproximado (47,0 m), quando o NR está próximo do normal. Na maior parte do período de monitoramento, as cotas piezométricas estiveram entre de 46,5 e 47,5 m. A elevação piezométrica máxima registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual, foi de cerca de 54,0 m, registrada no período em que ocorreu o desligamento das bombas do poço de drenagem 2 (entre os dias 05 de julho de 2016 e 12 de agosto de 2016). No que se refere aos registros do PCV PE-S2-02, apresentados na da Figura C.14, fica evidenciada a existência de uma tendência crescente das leituras até final de 2009 (época em que o NR esteve alto por um longo período). A partir daí, quando NR a montante esteve próximo do normal, as cotas piezométricas tenderam a oscilar entre de 49,6 e 51,1 m. A elevação piezométrica máxima verificada foi de cerca de 60,2 m, também registrada no período em que ocorreu o problema com as bombas do poço de drenagem 2. Salienta-se ainda, que tanto no piezômetro PE-S2-01 quanto no PE-S2-02, o desligamento das bombas do poço de drenagem e a redução do NR a jusante para construção da ensecadeira na bacia de dissipação, ocasionou uma subpressão na base da estrutura de dissipação superior à originada quando do maior registro histórico de NR a montante.

No que se refere à seção S3 do bloco B21, os registros completos das leituras dos PCVs denominados PZ-S3-01, PZ-S3-02 e PE-S3-01 estão apresentados a seguir nas Figuras C.15, C.16 e C.17, respectivamente. Salienta-se que o piezômetro PE-S3-01 está localizado na região da bacia de dissipação do vertedouro, no contato entre a estrutura de concreto e o maciço rochoso. Nestes gráficos, é possível visualizar que as variações bruscas de cotas piezométricas observáveis refletem as oscilações do NR a montante. Observam-se ainda inconsistências nos registros iniciais por terem sido obtidos através do processo automatizado que já foi mencionado anteriormente, logo, estas leituras iniciais não serão tratadas como relevantes. Também, nota-se o reflexo nas medidas de poropressão/subpressão devido ao desligamento do sistema de bombeamento do poço de drenagem 2.

Os registros do piezômetro PZ-S3-01, apresentados na Figura C.15, indicam que os mesmos apresentam um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações das cotas piezométricas dentro de uma amplitude que é passível de definição e mostram uma pequena tendência decrescente das leituras ao longo do tempo. Até final de 2009, numa época em que o NR a montante permaneceu alto por um longo período, as leituras de piezometria se mostraram estabilizadas entre 44,6 e 44,8 m. Após este período, houve uma mudança do regime

piezométrico, de forma que as cotas tenderam a decrescer. Desconsiderando quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2, atualmente as cotas piezométricas encontram-se oscilando entre 44,4 e 44,7 m. A maior cota piezométrica, registrada a partir da inserção da leitura manual com o *Readout*, foi de 45,0 m e ainda ficou bastante abaixo das cotas de controle (58,10 m) e limite (59,10 m) indicadas em projeto. Quando as bombas do poço 2 foram desligadas registrou-se cotas piezométricas próximas de 44,7 m.

Os registros do piezômetro PZ-S3-02 da Figura C.16 indicam que os mesmos apresentam um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações das cotas piezométricas dentro de uma amplitude que é passível de definição. As leituras de piezometria se mostraram, na maioria das vezes, estarem estabilizadas entre 52,3 e 52,5 m. A cota piezométrica máxima, verificada a partir da inserção do processo de leitura manual com o *Readout*, foi de 52,8 m. Este registro ainda ficou bastante abaixo das cotas de controle (58,00 m) e limite (58,94 m) indicadas em projeto. Quando as bombas do poço 2 foram desligadas registrou-se cotas piezométricas próximas de 52,6 m.

Quanto ao piezômetro PE-S3-01 da Figura C.17, pela observação de seus registros é possível verificar a existência de uma tendência crescente das leituras até final de 2009. A partir de então, a maioria das cotas piezométricas tenderam a oscilar entre 46,0 e 48,5 m. As cotas piezométricas máximas, registradas a partir da inserção do processo de leitura manual com o *Readout*, estiveram em torno de 54,1 m e foram obtidas no período em que ocorreu o desligamento das bombas do poço de drenagem 2. As cotas piezométricas de controle e limite não foram estabelecidas em projeto para este piezômetro.

No que se refere à seção instrumentada S6 do bloco B25, o PCV PZ-S6-01 apresenta a característica principal de estar voltado 25° para montante da galeria principal. Os registros completos de suas leituras estão apresentados no gráfico da Figura C.18. A partir da observação de suas leituras, é possível inferir que as variações bruscas das cotas piezométricas refletem às oscilações do NR. Identifica-se ainda, a existência de uma tendência decrescente das leituras até final de 2009 (colmatação dos caminhos de percolação na fundação). A partir de então, quando o NR esteve próximo do normal, verifica-se um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações de cota piezométrica dentro de uma amplitude que é passível de definição. Esta amplitude de medidas de subpressões tende estar entre 55,0 e 56,0 m. A maior cota piezométrica registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual com o *Readout*, foi de 60,0 m. Esta cota piezométrica máxima ainda ficou bastante abaixo das cotas de controle

(72,60 m) e limite (76,60 m) indicadas em projeto. No período em que ocorreu o desligamento das bombas do poço de drenagem 2, não foram verificadas alterações no padrão de comportamento dos registros de subpressões.

Já os registros completos das leituras dos PCVs PZ-S6-02 e PZ-S6-03 (voltados 30° para jusante da galeria principal) são apresentados, respectivamente, nos gráficos das Figuras C.19 e C.20. Em ambos os gráficos é possível visualizar que as variações bruscas de cotas piezométricas observáveis refletem as oscilações do NR devido às chuvas. Observam-se ainda diversas inconsistências nos registros iniciais por terem sido obtidos através do processo automatizado de leitura e desta forma eles não foram considerados relevantes neste trabalho. Além disso, pode-se notar o reflexo nas medidas de piezometria quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2. Tal fato ocasionou uma elevação abrupta e intensa nas cotas piezométricas destes instrumentos em um período no qual o NR esteve baixo.

Os registros do piezômetro PZ-S6-02 da Figura C.19 indicam que os mesmos apresentam um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações das subpressões dentro de uma amplitude que é passível de definição. Até final de 2009 as leituras de piezometria se mostraram ligeiramente crescentes. Após este período, houve uma mudança do regime e as cotas piezométricas tenderam a decrescer. Entretanto, desconsiderando-se o período de desligamento das bombas do poço de drenagem 2 e os períodos nos quais o NR esteve acima do normal, as cotas piezométricas estiveram estabilizadas entre 48,3 e 48,7 m ao longo de todo o monitoramento. As maiores cotas piezométricas registradas, a partir da inserção do processo de leitura manual, estiveram em torno de 48,8 m e foram verificadas no período do desligamento das bombas do poço de drenagem 2. Estes valores praticamente igualaram o maior registro histórico anterior em 4 de novembro de 2011 e ficaram abaixo das cotas de controle (56,3 m) e limite (57,0 m) indicadas em projeto.

A partir da análise dos registros do piezômetro PZ-S6-03 da Figura C.20, é possível inferir que os mesmos apresentam um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações das cotas piezométricas dentro de uma amplitude que é passível de definição. Nota-se que até final de 2009 as leituras de subpressões apresentaram uma amplitude piezométrica maior que após este período. Entretanto, desconsiderando quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2 e os períodos nos quais o NR esteve acima do normal, as cotas piezométricas estiveram estabilizadas entre 51,0 e 51,4 m ao longo de todo o monitoramento. As maiores cotas piezométricas registradas, a partir da inserção do processo de leitura manual com o

Readout, estiveram em torno de 51,6 m. Estas subpressões máximas foram obtidas no período em que as bombas do poço de drenagem 2 estiveram desligadas. Ainda assim, estes valores ficaram abaixo das cotas de controle (56,1 m) e limite (57,1 m) indicadas em projeto.

5.2.3 Piezometria da Região da Ombreira e da Margem Esquerda

Na galeria de drenagem da região da ombreira esquerda existem 2 seções instrumentadas com 5 piezômetros de corda vibrante (PCVs): 2 na seção S4 do bloco B28 e 3 na seção S5 do bloco B30 (ver seções no ANEXO II). No que se refere a PTAs, existem 2 instalados na seção S7 entre os blocos B29/B30 (ver planta baixa no ANEXO I e Seção S7 do ANEXO II).

Os registros completos das leituras dos PCVs denominados PZ-S4-01 e PZ-S4-02 da seção S4 estão apresentados nos gráficos das Figuras C.21 e C.22, respectivamente. Em ambos os gráficos é possível visualizar que as variações bruscas de cotas piezométricas refletem as oscilações do NR devido às precipitações pluviométricas. Entretanto, seus registros apresentam comportamentos bem distintos ao longo do tempo. Observam-se ainda inconsistências nos registros iniciais por terem sido obtidos através do processo automatizado e desta forma eles não foram considerados relevantes.

Os registros do piezômetro PZ-S4-01 apresentados no gráfico da Figura C.21, indicam que o mesmo possui 3 fases de comportamentos bem definidos ao longo de seu monitoramento. Na primeira delas, correspondente ao período inicial até abril de 2006, as cotas piezométricas tenderam a decrescer. A partir daí até setembro de 2011 fica evidenciada a segunda fase, na qual há uma tendência crescente dos valores registrados neste piezômetro. Já a terceira fase corresponde à estabilização das variações das cotas piezométricas dentro de uma amplitude que é passível de definição. Desconsiderando o desligamento das bombas do poço de drenagem 2, em julho de 2016, e os períodos nos quais o NR esteve acima do normal, de setembro de 2011 até outubro de 2017, as cotas piezométricas oscilaram entre 45,1 e 45,3 m. As maiores cotas piezométricas registradas estiveram em torno de 45,5 m e foi verificada no período em que as bombas do poço de drenagem 2 foram desligadas. Nesta ocasião, as leituras superaram o maior registro histórico verificado anteriormente (45,4 m em 31 de agosto de 2011). Os registros do PCV PZ-S4-01 sempre estiveram abaixo das cotas de controle (61,1 m) e limite (75,1 m) indicadas em projeto.

A partir da observação dos registros do piezômetro PZ-S4-02 da Figura C.22 é possível identificar a existência de uma tendência decrescente das leituras até janeiro de 2012 (coincidentemente numa época em que o NR esteve baixo por um período de mais de 6 meses). A partir de então, nota-se um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações de cota piezométrica dentro de uma amplitude que é passível de definição. Esta faixa de variação das medidas de subpressões tende a estar entre 58,0 e 59,0 m. A maior cota piezométrica registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual, foi de 59,6 m e ainda está bastante abaixo das cotas de controle (66,20 m) e limite (78,50 m) indicadas em projeto. Com referência ao desligamento do sistema de bombeamento do poço de drenagem 2, este piezômetro se mostrou pouco sensível a isto, registrando um pequeno acréscimo de subpressão de cerca de 0,1 m.c.a. nesta ocasião.

No que se refere à seção instrumentada S5 localizada no bloco B39, o PCV PZ-S5-01 apresenta a característica de estar voltado 30° para montante da galeria de drenagem. Os registros completos de suas leituras estão apresentados no gráfico da Figura C.23. Já as leituras dos demais PCVs da seção S5, denominados PZ-S5-02 e PZ-S5-03 (voltados 30° para jusante da galeria principal), estão apresentados nos gráficos das Figuras C.24 e C.25, respectivamente. Em ambos os gráficos destes PCVs da seção S5 é possível visualizar que as variações bruscas de cotas piezométricas refletem as oscilações do NR. Os registros apresentam comportamentos semelhantes ao longo do tempo e indicam que estes piezômetros se encontram atualmente estabilizados dentro de suas respectivas faixas de oscilação piezométrica. Observam-se ainda inconsistências nos registros iniciais devido ao processo automatizado de leitura. Com referência ao desligamento das bombas do poço de drenagem 2, estes PCVs não se mostraram sensíveis a esta ocorrência.

A partir da observação dos registros do piezômetro PZ-S5-01 da Figura C.23 é possível identificar a existência de uma tendência decrescente das leituras até janeiro de 2012. A partir de então, nota-se um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações de cota piezométrica dentro de uma amplitude que é passível de definição. Esta amplitude de medidas piezométricas, desconsiderando os períodos nos quais o NR esteve acima do normal, esteve entre 63,8 e 64,2 m. A maior cota piezométrica registrada foi de 66,6 m e ficou bastante abaixo das cotas de controle (89,50 m) e limite (96,70 m) indicadas em projeto.

Quanto aos registros do piezômetro PZ-S5-02 da Figura C.24, através da análise dos mesmos é possível identificar a existência de uma tendência decrescente das leituras até março de 2010. A

partir de então, nota-se um padrão de comportamento no sentido de estabilização das variações das elevações piezométricas dentro de uma amplitude que é passível de definição. Esta amplitude de medidas de subpressões esteve entre 50,1 e 50,5 m e a maior cota piezométrica registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual com o Readout, foi de 51,0 m. Entretanto, este valor máximo registrado ainda ficou bastante abaixo das cotas de controle (65,20 m) e limite (77,80 m) indicadas em projeto.

Já os registros do piezômetro PZ-S5-03, apresentados no gráfico da Figura C.25, indicam que o mesmo demonstra uma tendência decrescente das leituras até final de 2009. A partir de então, nota-se um padrão de comportamento no sentido de estabilização das oscilações das elevações piezométricas dentro de uma amplitude bem definida. Esta faixa de oscilação das medidas de subpressões esteve entre 67,0 e 67,3 m. A maior cota piezométrica registrada, a partir da inserção do processo de leitura manual com o Readout, foi de 67,8 m e está acima da cota de controle (60,40 m), porém, abaixo da cota limite (74,00 m) definidas em projeto.

Na margem esquerda existem 2 PTAs que não pertencem às seções instrumentadas desta região uma vez que se localizam fora da ombreira esquerda. Suas localizações podem ser visualizadas na planta baixa do ANEXO I. Na Figura C.26 são apresentados os registros das leituras destes PTAs denominados de PZ-ME-01 e PZ-ME-02. Em praticamente todo o período monitorado, a linha freática nestes instrumentos esteve abaixo de suas cotas de instalação e desta forma, eles têm estado “secos” quando do processo de leitura.

5.2.4 Normalização dos Dados de Piezometria

O monitoramento conjunto e a verificação da acurácia dos registros e precisão dos piezômetros podem ser efetuados através de um procedimento de normalização dos dados de piezometria em função de um parâmetro de referência que influencia diretamente nas leituras. A oscilação do NR a montante tende a influenciar nos registros dos piezômetros tornando-o um parâmetro ideal para o procedimento de normalização. Os gráficos das Figuras C.31 e C.32 apresentam, respectivamente, as cotas piezométricas dos PCVs da região da bacia de dissipação e da galeria de inspeção, normalizadas em função do NR a montante.

A observação dos dados normalizados dos PCVs localizados na região da bacia de dissipação, apresentados no gráfico da Figura C.31, permite inferir que ao longo do tempo, houve a tendência de um padrão de comportamento comum a estes 3 PCVs. Os valores obtidos do processo de normalização na maioria das vezes variaram entre 0,49 e 0,53 e quando da

elevação das subpressões, devido ao desligamento das bombas do poço de drenagem 2, verificou-se um aumento neste parâmetro. Já os dados normalizados dos PCVs localizados na região da galeria de inspeção, apresentados no gráfico da Figura C.32, mostram que ao longo do tempo também houve um padrão de comportamento comum a todos estes instrumentos, demonstrando que a precisão não variou de instrumento para instrumento assim como, a acurácia de leitura digital através do multiplexador em conexão com os sensores de frequência das cordas vibrantes. Os valores obtidos do processo de normalização não foram superiores a 0,75 e no caso dos PCVs cujas cotas piezométricas diferem muito entre si, devido a diferença considerável de cota de instalação, observa-se que as faixas de oscilação dos parâmetros normalizados não foram da mesma ordem de grandeza.

Todavia, um artifício que permite a aproximação destas faixas é através da normalização, também em função do NR a montante, da cota piezométrica individual relativa a uma cota de referência local. Ou seja, desconta-se da cota de instalação (CI) de cada PCV a diferença de altura vertical entre ela e este ponto de referência. No caso, indica-se tomar a CI do PCV PZ-S2-01 como sendo este ponto de referência pelo fato dele estar instalado na camada mais inferior do maciço rochoso, correspondendo à menor elevação em relação ao nível do mar (CI=35,8 m). Este procedimento atenua o incremento de carga hidráulica devido à diferença de altura entre as posições de instalação dos PCVs em relação do PZ-S2-01. Desta forma, uma cota piezométrica relativa normalizada (CPRN) pode ser dada pela EQUAÇÃO (9):

$$CPRN = \frac{CPI - \Delta CI}{NR} \quad (9)$$

Onde:

CPRN: Cota piezométrica relativa normalizada (m/m);

CPI: Cota piezométrica individual (m);

$\Delta CI = (CI_i - 38,5)$, onde CI_i é a Cota de instalação individual (m) e 38,5 m é a cota de instalação do PZ-S2-01, adotado como referência;

O gráfico da Figura C.33 apresenta os registros em termos de CPRN, ao longo dos 17 anos de monitoramento, de todos os PCVs localizados na região da galeria de inspeção. Já o gráfico da Figura 40, a seguir, apresenta o detalhe destas cotas piezométricas relativas normalizadas, a

partir do ano de 2016. A observação delas permite inferir que os registros de piezometria dos PCVs podem, através deste procedimento, ser analisados e monitorados conjuntamente numa mesma escala. Qualquer desvio de tendência nas leituras de piezometria, seja por problemas com o instrumento ou anormalidades nas subpressões, é facilmente verificado através da alteração no padrão de comportamento da CPRN. Como exemplo, é possível verificar no gráfico da Figura C.33 uma CPRN atípica do PZ-S1-01 em meados de 2012 ou, então, no gráfico da Figura 40, uma CPRN anormal do PZ-S2-01 em julho de 2016. Nestes casos, ocorreram alterações em relação ao padrão que vinha sendo registrado. A partir de uma observação geral, os resultados deste último procedimento de normalização para os PCVs da região da galeria de inspeção tendem estar entre 0,37 e 0,50.

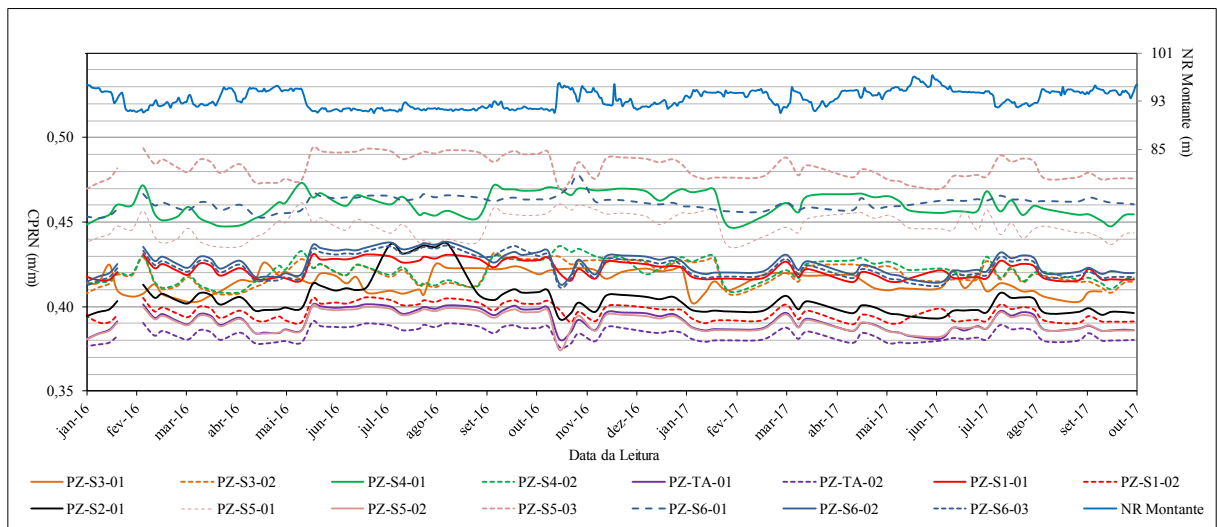


Figura 40 – CPRNs após 2016 nos PCVs da galeria de inspeção

5.3 CORRELAÇÃO ENTRE VAZÕES E SUBPRESSÕES

Em termos de solicitação na fundação e base da barragem devido às subpressões existentes, faz-se necessária uma análise comparativa da piezometria entre os instrumentos. Esta abordagem é feita convertendo-se as cotas piezométricas em sua carga hidráulica de subpressão (H) correspondente, através da diferença entre a cota piezométrica (CP) e a cota de instalação (CI) de cada piezômetro (EQUAÇÃO 10). Será dada ênfase na avaliação dos PCVs visto que são os que possuem parâmetros de controle e limites definidos em projeto.

$$H = CP - CI \quad (10)$$

O Quadro 14 apresenta um comparativo entre as cargas de subpressão observadas em cada um dos piezômetros e os valores previstos em projeto. Os dispositivos grifados em verde, na coluna

“Código piezômetro”, correspondem aos instrumentos instalados na base da barragem ou interior do maciço rochoso da fundação, voltados para jusante. Os piezômetros grifados em azul, na coluna “Código piezômetro”, correspondem aos instrumentos instalados na base da barragem, voltados para montante. Os demais piezômetros encontram-se locados verticalmente na galeria de drenagem, margens/ombreiras da barragem ou na região da bacia de dissipação (ver ANEXOS I e II para visualização das localizações destes instrumentos). De acordo com as previsões de projeto, as cargas de subpressão na base da barragem, nos PCVs voltados para jusante, deveriam ser inferiores aos valores registrados no interior do maciço da fundação. Desta forma, seus valores são superiores às subpressões nos PCVs a jusante.

Quadro 14 – Comparativo carga de subpressão projeto x observada

Região da barragem	Código piezômetro	H Projeto (m.c.a.)		H máxima observada (m.c.a.)	Tendência atual – H (m.c.a.)
		Controle	Limite		
TA/OD	PZ-TA-01 (Jusante)	1,43	11,43	1,13	0,63 a 0,93
	PZ-TA-02 (Jusante)	0,60	0,60	0,80	-0,40 a 0,70
MD	PZ-TA-03	16,36	-	18,46	5,36 a 7,36
	PZ-TA-04	2,06	-	21,56	Sem definição
OD	PZ-S1-01 (Jusante)	19,49	32,39	6,69	3,29 a 4,09
	PZ-S1-02 (Jusante)	11,71	23,91	4,61	0,81 a 1,81
Vertedouro	PZ-S2-01 (Jusante)	21,50	23,50	4,20	1,60 a 2,10
	PE-S2-01 (Bacia Diss.)	-	-	8,95	1,45 a 2,45
	PE-S2-02 (Bacia Diss.)	-	-	12,85	2,25 a 3,75
	PZ-BV48AP (sup.)	-	-	14,90	13,70 a 14,70
	PZ-BV48AP (inf.)	-	-	28,00	26,60 a 27,60
	PZ-S3-01 (Jusante)	16,50	17,50	3,40	2,80 a 3,10
	PZ-S3-02 (Jusante)	9,04	9,98	3,84	3,34 a 3,54
	PE-S3-01 (Bacia Diss.)	-	-	9,60	2,00 a 4,00
	PZ-BV79P (sup.)	-	-	6,60	6,10 a 6,60
	PZ-BV79P (inf.)	-	-	14,58	14,18 a 14,68
	PZ-S6-01 (Montante)	24,21	28,21	11,61	6,61 a 7,61
	PZ-S6-02 (Jusante)	11,80	12,50	4,30	3,80 a 4,20
	PZ-S6-03 (Jusante)	8,64	9,64	4,14	3,54 a 3,94
	PZ-BV105AP (sup.)	-	-	7,64	7,24 a 7,64
	PZ-BV105AP (inf.)	-	-	11,77	11,17 a 11,67
OE	PZ-S4-01 (Jusante)	23,64	37,04	7,54	7,14 a 7,34
	PZ-S4-02 (Jusante)	11,31	23,61	4,71	3,11 a 4,11
	PZ-S5-01 (Montante)	31,60	38,80	8,70	5,90 a 6,30
	PZ-S5-02 (Jusante)	15,61	28,21	1,41	0,51 a 0,91
	PZ-S5-03 (Jusante)	2,5	16,1	9,90	9,10 a 9,40
ME	PZ-ME-01	-2,66	-	0,34	0,00
	PZ-ME-02	4,00	-	0,00	0,00

As subpressões observadas atualmente na região da ombreira direita demonstram que os registros na base da estrutura (contato concreto com rocha basáltica ou arenítica) se mostram, na mesma seção instrumentada, inferiores às subpressões no interior do maciço rochoso subjacente a base da barragem. As leituras verificadas nestes piezômetros tendem a ser inferiores aos parâmetros de controle ou levemente superiores (cerca de 0,10 m.c.a.) no caso do

PZ-TA-02. No geral, as condições em termos de piezometria nesta região podem ser consideradas normais.

Na região da bacia de dissipação, os PCVs PE-S2-01, 02 e PE-S3-01 apresentam, cargas hidráulicas na mesma ordem de grandeza. Considerando a tendência de estabilidade das leituras destes PCVs, é possível inferir que as condições de subpressão na região da bacia de dissipação são normais, exceto quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2. Infelizmente, não foram estimados em projeto os valores de controle e limite para estes PCVs para que se pudesse fazer alguma comparação com o banco de dados.

As subpressões observadas atualmente na região vertedouro tendem a ser bastante inferiores às de controle. As cargas hidráulicas na base da barragem a jusante, indicadas pelos PCVs PZ-S3-02 e PZ-S6-03, são da mesma ordem de grandeza e se apresentam estabilizadas. Na seção S3 a subpressão na base da barragem é ligeiramente superior à registrada no interior do maciço da fundação pelo PCV PZ-S3-01. Já na seção S6, a subpressão na base da barragem a jusante (PZ-S6-03) é da mesma ordem de grandeza da observada no PCV PZ-S6-02, instalado no interior do maciço arenítico. Visto que a carga hidráulica na base a montante da barragem indicada pelo PCV PZ-S6-01 é aproximadamente o dobro da observada a jusante no PCV PZ-S6-03, é possível inferir que os drenos nesta região estão reduzindo as subpressões em cerca de 50%. Salienta-se que a influência da cortina de injeção não foi considerada na fase de projeto quando das estimativas das cotas piezométricas de controle e limite³⁴. No geral, as condições a partir da piezometria nesta região podem ser consideradas normais.

Na região da ombreira esquerda, as subpressões observadas atualmente tendem a ser bastante inferiores às de controle, exceto no caso do PZ-S5-03, porém ainda inferiores à subpressão limite de projeto. As subpressões na base da barragem a jusante, indicadas pelo PCV PZ-S4-02 são da mesma ordem de grandeza dos PCVs instalados nos mesmos locais na região do vertedouro (PZ-S3-02 e PZ-S6-03). Assim como, as subpressões verificadas no PCV PZ-S4-01 são semelhantes aos registros do PZ-S6-02, instalado na região vertedouro. Na seção S5 a subpressão a jusante na base da barragem indicada pelo PCV PZ-S5-03 é superior à registrada

³⁴ A influência das cortinas de injeção na redução das poropressões ainda pode ser considerada um assunto polêmico. Entretanto sabe-se que elas são fundamentais para controlar a percolação e conseqüentemente podem aumentar a eficiência dos drenos principalmente em terrenos muito permeáveis (que poderiam de outra maneira ficar saturados e suas vazões atingirem valores inadmissíveis). Costa (2012) comenta que nas zonas de baixa permeabilidade de uma fundação de barragem, as injeções não surtem qualquer efeito positivo, independentemente do objetivo para o qual foram programadas, e nas zonas muito permeáveis as injeções devem reduzir as infiltrações, porém, somente a drenagem aliviará as subpressões, razão pela qual a melhor solução parece ser a utilização simultânea desses dois processos.

no interior do maciço da fundação pelo PCV PZ-S5-02 e pelo PCV PZ-S5-01 a montante (neste último caso há o indicativo de que os drenos nesta região podem não estar sendo completamente eficientes na redução de subpressão de montante para jusante). As subpressões na base da barragem a montante, indicadas pelo PCV PZ-S5-01, são da mesma ordem de grandeza das do PZ-S6-01, porém, as subpressões a jusante no PZ-S5-03 são cerca de 2,5 vezes às do PZ-S6-03. No geral, as condições referentes à subpressão na região da OE podem ser consideradas normais.

Os gráficos das Figuras C.34 e C.35 apresentam a variação das subpressões ao longo dos 17 anos de monitoramento dos PCVs instalados na região da galeria de inspeção e na bacia de dissipação. Do gráfico da Figura C.34, destaca-se que as maiores subpressões atualmente tendem a ser registradas nos PZ-S5-03 e PZ-S6-03 (ambos voltados a montante) e se observa que em condições normais de operação há a tendência de oscilação das subpressões em função do NR a montante. As subpressões observadas nos PCVs da região da bacia de dissipação, cujos registros estão apresentados no gráfico da Figura C.35, apresentam a mesma ordem de grandeza e foram crescentes até meados de 2009. A partir de então, seus registros tenderam a se estabilizar entre 1,5 e 3,0 m.c.a., porém, quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2, observou-se uma significativa elevação de suas subpressões.

A correlação entre vazão de drenagem e infiltração com os registros de piezometria, a partir dos dispositivos instalados num trecho monitorado por determinado MV, é uma técnica que fornece uma ideia sobre o comportamento e eficiência dos drenos ao longo do tempo. Os gráficos das Figuras C.36, C.37 e C.38 apresentam, respectivamente, a correlação das subpressões dos dispositivos instalados na região da ombreira direita, vertedouro e ombreira esquerda, com os registros de vazão específica dos MVs que contemplam o local onde determinado piezômetro está instalado.

A partir de uma análise geral do banco de dados, considera-se uma situação normal quando, ao longo do período de operação da barragem, as vazões de drenagem reduzem e os registros de piezometria não aumentam. Ou então, para uma dada elevação no NR a montante que tipicamente refletirá em aumento nas subpressões, existe a tendência de também se verificar um aumento nas vazões de drenagem. A partir destas asserções, analisando-se os gráficos das Figuras C.36, C.37 e C.38 é possível inferir que estes comportamentos foram observados na barragem da UHE Dona Francisca, corroborando com o parecer de que os drenos estão

operando de forma satisfatória. As situações atípicas relatadas no item 3.5 desta dissertação remetem às ocorrências que não seguiram as premissas supramencionadas.

5.4 PIEZOMETRIA NOS ANOS DE 2016 e 2017

Para uma melhor avaliação do comportamento atual e previsão para os próximos anos em termos de resposta esperada dos piezômetros em função da oscilação do NR, considera-se de grande importância, uma análise detalhada de um período mais recente (últimos 2 anos, por exemplo) do banco de dados dos registros de piezometria. Desta forma, neste item são apresentadas análises a partir das leituras dos PCVs, obtidas de janeiro de 2016 até outubro de 2017. Este período foi escolhido, principalmente, pelo fato de abranger o desligamento das bombas do poço de drenagem 2. Como descrito anteriormente, este acontecimento refletiu imediatamente nas leituras da maioria dos piezômetros instalados na região do vertedouro e sendo assim, tal fato assume a condição de um evento histórico importante.

O gráfico da Figura 41 apresenta as leituras, correspondentes ao período supracitado, dos PCVs localizados na região da ombreira direita da barragem da UHE Dona Francisca (PZ-S1-01, PZ-S1-02, PZ-TA-01 e PZ-TA-02).

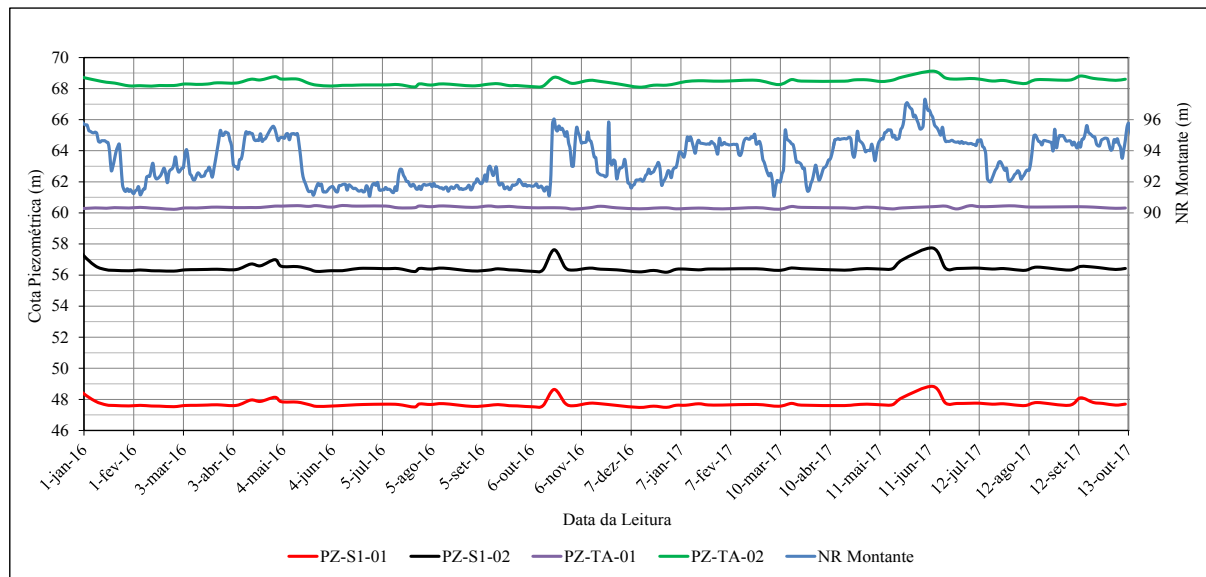


Figura 41 – Registros dos PCVs da região da OD a partir de 2016

A partir da análise dos registros dos piezômetros apresentados na Figura 41 é possível verificar que os mesmos se mostraram estáveis durante este período em análise. Exceto o PCV PZ-TA-01, localizado no maciço basáltico a cerca de 10,0 m da base da barragem, os demais

piezômetros demonstraram uma sensibilidade mais aparente quando o NR ultrapassou a CCN (94,5 m). Sendo assim, conclui-se que de uma forma geral, as condições de fluxo pela fundação na região da ombreira direita estão estabilizadas pelos dispositivos de controle de subpressão/poropressão ali existentes (drenos e túnel de drenagem).

Considerando-se a máxima carga hidráulica observada (H máx.) nos PCVs da seção TA, distantes verticalmente cerca de 8,83 m, verificou-se uma perda de carga entre eles de somente 0,33 m.c.a. (ver Quadro 14). Este valor está abaixo da perda de carga estimada a partir da diferença entre as subpressões de controle previstas em projeto para os PCVs PZ-TA-01 e 02, cujo valor é de 0,83 m.c.a., principalmente pelo fato da subpressão no interior do maciço ser inferior à prevista em projeto, o que corresponde a uma situação favorável. Desta forma, nota-se que os principais dispositivos de controle de subpressões nesta região estão apresentando uma eficiência adequada. A partir da inspeção realizada por este autor na barragem da UHE Dona Francisca, em agosto de 2017, observou-se que o sistema de drenagem ali existente (túnel e drenos) é o grande responsável por manter as condições de subpressões dentro das previsões, dadas as significativas vazões de infiltrações observadas nesta região, naquela ocasião. Este fato também pode ser comprovado pelos registros de vazão do MV1.

No que se refere aos PCVs da seção S1 (distantes verticalmente cerca de 11,08 m) a perda de carga entre eles, considerando-se H máx., foi de 2,08 m.c.a. A partir dos limites superiores da tendência atual de carga hidráulica de subpressão, nota-se que a perda observada apresenta mesma magnitude (2,28 m.c.a.). Estes valores são menores que a perda de carga prevista de 7,78 m.c.a., estimada a partir das subpressões de controle dos PCVs PZ-S1-01 e 02, assim como, as cotas piezométricas individuais observadas atualmente têm sido inferiores às previstas. Logo, observa-se que estas subpressões estão satisfatoriamente estabilizadas na região da seção S1.

O gráfico da Figura 42 apresenta os registros, a partir do ano de 2016, dos PCVs da região da bacia de dissipação da barragem de Dona Francisca (PE-S2-01, PE-S2-02 e PE-S3-01). A partir da análise dos registros destes piezômetros, é possível verificar que eles não se apresentaram estáveis neste período em análise. Quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2, as subpressões se elevaram bruscamente nesta região com um aumento entre 7,0 e 11,0 m.c.a., atingindo cargas hidráulicas que ultrapassaram em mais de 5,0 m.c.a. o NR a Jusante (situação observada no PE-S2-02). Para demonstrar esta situação, os registros do NR a jusante

foram plotados no mesmo eixo das cotas piezométricas no gráfico da Figura 42. Após esta ocorrência, as subpressões se estabilizaram, oscilando somente em função do NR.

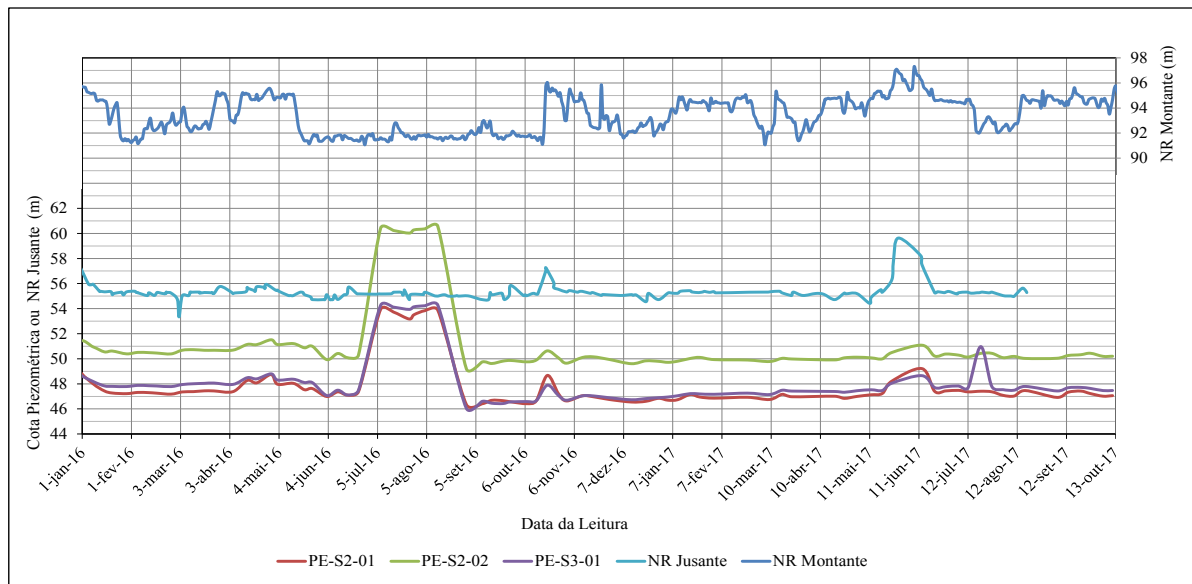


Figura 42 – Registros dos PCVs da região da bacia de dissipação a partir de 2016

O gráfico da Figura 43 apresenta as leituras, a partir de 2016, dos PCVs localizados na região do vertedouro da barragem de Dona Francisca (PZ-S3-01, PZ-S3-02, PZ-S2-01, PZ-S6-01, PZ-S6-02 e PZ-S6-03). A partir da análise dos registros destes PCVs nota-se que, à exceção do PZ-S2-01, os demais se apresentaram praticamente estáveis neste período em análise.

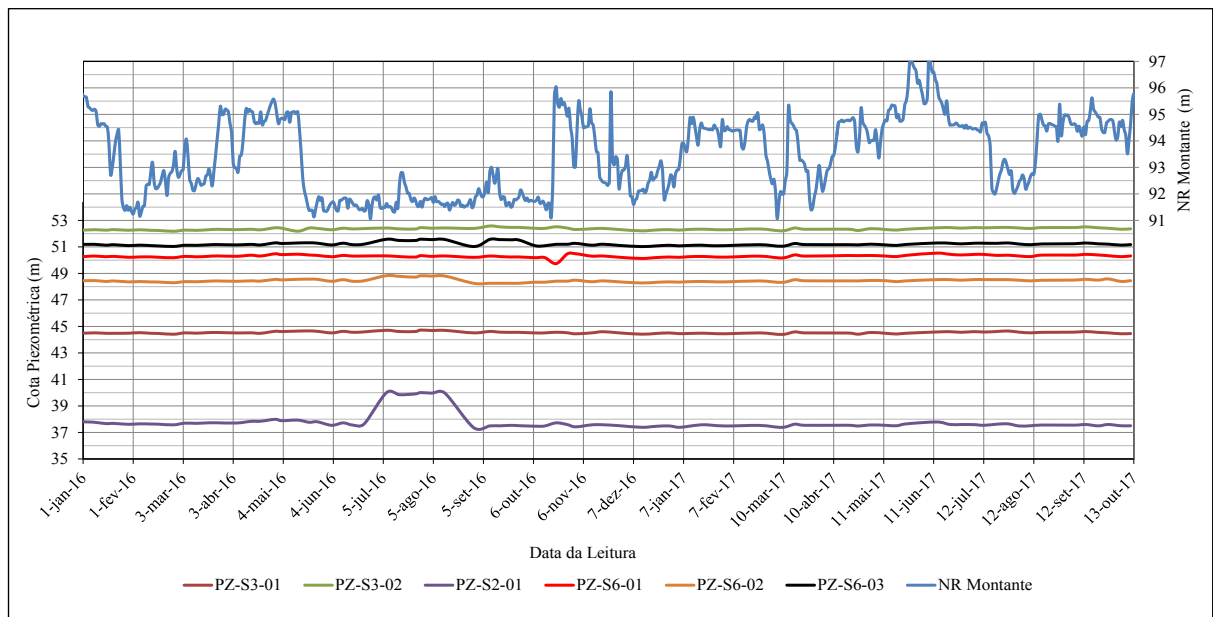


Figura 43 – Registros das leituras dos PCVs da região do vertedouro a partir de 2016

O PCV PZ-S2-01 apresentou um aumento de cerca de 3,5 m.c.a. quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2 e os PCVs PZ-S6-02 e 03 (inclinados 30° para jusante) se mostraram levemente sensíveis ao referido acontecimento, indicando pequenas elevações de carga hidráulica inferiores a 1,0 m.c.a. As demais oscilações de carga verificadas nestes PCVs ocorreram quando o NR ultrapassou a CCN demonstrando assim, que as subpressões na região do vertedouro encontram-se estáveis.

A perda de carga hidráulica observada, considerando-se H máx., entre os piezômetros PZ-S3-02 e 01, instalados na região do vertedouro na seção S3 e distantes verticalmente cerca de 7,36 m, foi de 0,44 m.c.a. (ver Quadro 14). Em projeto foi previsto que a carga em PZ-S3-02 seria inferior à do 01, logo, as subpressões observadas não estão de acordo com as previsões de projeto em termos de perda de carga. Porém, as cargas piezométricas observadas atualmente são inferiores às previsões de projeto. Desta forma, no geral, é possível inferir que estas subpressões estão satisfatoriamente estabilizadas pelos drenos existentes na região da seção S3. Este fato é confirmado através da observação visual, realizada em agosto de 2017, por ocasião da inspeção feita por este autor na barragem da UHE Dona Francisca, de que os drenos estavam bastante produtivos nesta região.

Já a perda de carga hidráulica observada, considerando-se H máx., entre os PCVs PZ-S6-02 e 03, instalados na região do vertedouro na seção S6 e distantes verticalmente cerca de 6,0 m, é de apenas 0,16 m.c.a. Este valor é inferior ao previsto em projeto, que é de 3,2 m.c.a., a partir das cargas de controle indicadas no Quadro 14, correspondendo a uma situação favorável pelo fato de que as cargas piezométricas observadas atualmente, também são inferiores às previsões. Entre os PCVs na base da barragem PZ-S6-01 (voltado para montante) e PZ-S6-03 (voltado para jusante) era prevista uma perda de carga de 15,57 m.c.a. (desconsiderando-se a possibilidade de interferência das cortinas de injeção), entretanto, a perda de carga que se verifica de montante para jusante é de cerca de 3,67 m.c.a, indicando que não há perda de carga significativa e as subpressões estão estabilizadas. Da mesma forma que na região da seção S3, observou-se visualmente que os drenos são bastante ativos nesta região S6.

Na Figura 44, são apresentados os registros das leituras, no ano de 2016, dos PCVs localizados na região da ombreira esquerda. A máxima perda de carga observada, considerando H máx., entre os PCVs da seção S4, distantes verticalmente cerca de 16,93 m, foi de 2,83 m.c.a. Este valor é inferior ao previsto em projeto, que é de 12,33 m.c.a., a partir das subpressões de controle indicadas no Quadro 14, correspondendo a uma situação favorável pelo fato de que as

cargas piezométricas observadas atualmente também são inferiores às previsões. Desta forma, as subpressões parecem estar controladas pela drenagem existente na região da seção S4. É possível verificar nos piezômetros da seção S4 um pequeno aumento nas subpressões quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2 (julho de 2016).

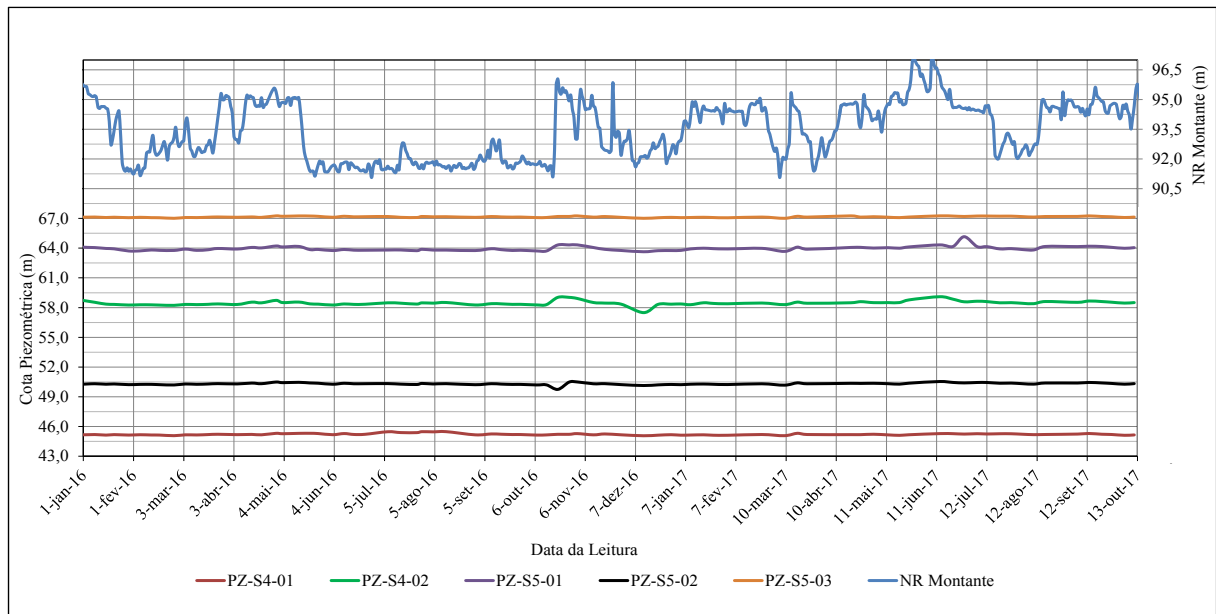


Figura 44 – Registros das leituras dos PCVs da região da OE a partir de 2016

Já a observação dos dados referentes aos PCVs instalados na seção S5, apresentados também na Figura 44, permite inferir que não houve reflexo neles quando do desligamento das bombas do poço de drenagem 2. A perda de carga observada entre os PCVs PZ-S5-02 e PZ-S5-03 da seção S5, distantes verticalmente cerca de 8,31 m, tem sido de 8,49 m.c.a. (considerando-se H máx. ou os limites superiores da tendência atual de subpressão observados a partir das cotas piezométricas quando o NR a montante esteve próximo do normal no gráfico da Figura 44).

As cargas piezométricas observadas no PZ-S5-03 são superiores às previsões de controle de projeto. Também foi previsto que a carga em PZ-S5-03 seria inferior à registrada nos PCVs PZ-S5-02 e 01 e isto que não tem ocorrido. Entre os PCVs na base da barragem PZ-S5-01 (voltado para montante) e PZ-S5-03 (voltado para jusante) foi prevista uma perda de carga de 29,1 m.c.a. Entretanto, não se tem observado perda de carga de montante para jusante, o que pode significar que os drenos não estão controlando satisfatoriamente a redução das subpressões. Apesar das subpressões estarem bastante abaixo dos valores limite de projeto, esta situação deve ser considerada de atenção.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Os objetivos principais deste capítulo são apresentar resumidamente os resultados deste trabalho, mostrar as tendências de leituras de cada instrumento (que podem e devem ser tomadas como parâmetros de controle baseados na instrumentação da barragem) e comparar tais registros com os de outras barragens. Ao final, efetuam-se as conclusões deste trabalho e sugere-se outros estudos relacionados.

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ainda que se disponha na literatura de poucos dados de instrumentação de maciços de barragens tipo gravidade cujas fundações são compostas por rochas brandas, com especificidades semelhantes às encontradas na região da UHE Dona Francisca, salienta-se a importância de comparar os seus dados de instrumentação com os de outras barragens, mesmo que as condições das fundações ou geometria destas outras estruturas sejam diferentes. Desta forma, a partir da experiência de Silveira (2003) com a auscultação de diversas barragens de concreto, esta dissertação se utiliza dos dados destas outras estruturas, divulgados pelo autor em seu livro “Instrumentação e comportamento de barragens de concreto”, para compará-los com os registros da instrumentação geotécnica da barragem da UHE Dona Francisca.

6.1.1 Deslocamentos Relativos entre Blocos

O monitoramento das juntas de construção pelos MTJs teve periodicidade variada, inicialmente semanais e, a partir de janeiro de 2005, mensais. Isto prejudicou um pouco a verificação da influência da oscilação do NR (cujas leituras foram, na maioria das vezes, realizadas semanalmente) sobre os deslocamentos diferenciais. A Tabela 22 apresenta um resumo da análise dos MTJs da barragem da UHE Dona Francisca, onde são apresentados os valores máximos registrados e as tendências de leituras baseadas na observação nos últimos anos de operação em relação a outubro de 2017. Estas tendências podem ser utilizadas como parâmetros de controle dos MTJs baseados no próprio desempenho destes instrumentos. As faixas de tendência de leituras grifadas em amarelo remetem a uma situação de atenção pelo fato de que estiveram ou estão acima dos limites indicados em projeto.

Tabela 22 – Resumo final a partir da auscultação dos MTJs

MTJ	AJ (mm) (Limite: -2,7 mm)		DH (mm)			RD (mm)		
	AJ Máx. (Leitura)	Tendência Out./2017	Limite Projeto	Leitura Máxima	Tendência Out./2017	Limite Projeto	Leitura Máxima	Tendência Out./2017
TA/B3	-2,2	-0,5 a -1,8	2,6	3,0	1,7 a 2,5	-2,3	-0,7	-0,6 a -0,8
B3/B4	-1,1	-0,9 a -1,1	±1,2	0,4	-0,1 a 1,0	±1,2	-1,1	0,0 a -0,2
B7/B8	-0,2	0,0 e -0,1	±1,2	-0,4	-0,1 a -0,2	±1,2	-1,0	0,1 a -0,2
B8/B9	-0,9	-0,2 a -0,5	±1,2	-0,5	-0,1 a -0,5	±1,2	-0,4	0,0 a -0,4
B9/B10	-1,0	0,0 a 0,3	±1,2	0,4	0,0 a -0,2	±1,2	0,3	0,1 a -0,2
B15/B16	-4,8	-2,8 a -3,1	±0,6	0,4	0,0 a 0,3	±0,4	-1,6	-0,6 a -0,9
B18/B19	-0,3	0,0 a -0,3	±0,6	1,0	0,3 a 0,5	±0,4	-1,5	-0,4 a -0,6
B19/B20	Sem AJ	0,9 a 1,0	±0,6	-0,4	0,0 a -0,2	±0,4	-0,5	0,0 a -0,3
B20/B21	-1,0	-0,9 a -1,0	±0,6	0,5	0,0 a 0,1	±0,4	0,4	0,0 a -0,3
B23/B24	-0,5	-0,1 a 0,1	±0,6	0,2	0,0 a 0,1	±0,4	-1,0	0,0 a -0,3
B25/B26	-1,4	-0,3 a -0,5	±0,6	0,3	0,0 a 0,2	±0,4	-0,3	-0,1 a -0,3
B26/B27	-0,4	-0,1 a 0,1	±0,6	-0,4	-0,1 a 0,1	±0,4	-0,3	0,0 a -0,3
B29/B30	-3,7	-1,8 a -2,7	±1,1	-1,5	-0,3 a -0,6	±0,1	-1,1	-0,2 a 0,5
B34/B35	-1,7	-0,4 a -1,2	±1,1	-0,6	0,0 a -0,4	±0,1	-1,4	-0,4 e -0,9

A partir dos procedimentos de monitoramento dos MTJs e a presença de algumas inconsistências nos registros, as seguintes considerações e conclusões sobre os deslocamentos relativos entre os blocos da barragem da UHE Dona Francisca podem ser feitas:

- A abertura máxima das juntas estipulada em projeto, considerando-se apenas os efeitos térmicos, foi de 2,7 mm. Entretanto, os medidores triortogonais não foram instalados desde a fase inicial da construção. Assim, os MTJs mediram apenas parte desta abertura. Porém, de acordo com os dados do MTJ B15/B16, o valor de AJ neste local atingiu cerca de 4,7 mm em setembro de 2005. Apesar de nos últimos anos ter ocorrido uma tendência de redução dos valores de AJ do MTJ B15/B16, seus registros ainda são altos e oscilam entre 2,8 e 3,1 mm, o que configura uma situação de atenção no seu monitoramento;
- Para os demais MTJs, observa-se que a maioria das variações expressivas de AJs ocorreram nos primeiros 5 anos de monitoramento, devido a influência da queda da temperatura do concreto. O processo de estabilização das deformações da fundação e a variação do NR são fatores que também tem influência nos deslocamentos diferenciais. Em geral a abertura das juntas pode ser considerada normal, excetuando o caso da B15/B16 descrito acima;
- No que se refere aos recalques diferenciais entre os blocos, a situação está normal visto que a maioria dos registros estiveram abaixo dos valores máximos

previstos em projeto e atualmente as medidas tendem à estabilização, oscilando dentro de faixas de valores bem definidas. As exceções são as juntas TA/B3 e B34/B35 cujos dados ainda mostram uma ligeira tendência de crescimento. O maior recalque diferencial registrado entre os blocos foi de 1,6 mm, em junho de 2004, e ocorreu na junta B15/B16. Os valores de RDs registrados nas juntas B15/B16, B18/B19, B34/B35 e B34/B35 estão acima do valor máximo de projeto, porém, estão estabilizados;

- d) Em termos de deslocamentos horizontais diferenciais a situação está normal visto que, a maioria das leituras estiveram abaixo dos valores máximos previstos em projeto e, atualmente, os dados de DHs de quase todos os MTJs, exceto TA/B3, tendem estar estabilizados ou decrescentes, oscilando dentro de faixas de valores bem definidas. O maior DH ocorreu entre os blocos TA e B3 (estruturas com geometrias diferentes) o que pode provocar deslocamentos diferenciais maiores. O maior valor registrado entre os blocos TA e B3 foi de aproximadamente 3,0 mm, em abril de 2015, e superou o valor máximo previsto em projeto (2,5 mm);
- e) Os maiores deslocamentos diferenciais foram registrados nos períodos de inverno devido ao fenômeno do “*time lag*”. Os deslocamentos diferenciais nas juntas localizadas na região do vertedouro se mostraram menos sensíveis às variações térmicas sazonais em relação às juntas das ombreiras.

O Quadro 15 apresenta uma síntese dos dados de deslocamentos diferenciais máximos entre blocos observados na estrutura da UHE Dona Francisca e os de diversas outras barragens de concreto, obtidos a partir de Silveira (2003). Analisando-se este quadro, constata-se que as aberturas de juntas e os deslocamentos horizontais diferenciais máximos na barragem de Dona Francisca foram superiores àqueles de outras barragens brasileiras. Já o registro de recalque diferencial máximo só foi menor que o valor verificado na barragem principal de Itaipu. O fato dos valores de deslocamentos diferenciais máximos serem bastante expressivos se comparados com outras barragens com dimensões superiores, é justificado a partir da fundação da barragem da UHE Dona Francisca tratar-se de maciços de rochas brandas, normalmente mais deformáveis que os basaltos e granitos. Desta forma, uma análise de risco destes deslocamentos diferenciais elevados deve, impreterivelmente, considerar as especificidades desta fundação. Observou-se no maciço da barragem que o sistema de vedação das juntas está absorvendo de forma satisfatória estes deslocamentos diferenciais.

Quadro 15 – Comparativo com os deslocamentos diferenciais de outras barragens

Barragem/Período Monitorado	Tipo de estrutura	Rochas Fundação	Altura máxima (m)	AJ (mm)	DH (mm)	RD (mm)
Dona Francisca/17 anos	Gravidade CCR	Areníticas	63,0	4,7	3,0	1,6
Água Vermelha/Início operação	Gravidade concreto	Basálticas com anomalia geológica (estrutura geológica circular)	67,0	1,8	0,8	1,2
São Simão/16 anos	Gravidade concreto	Basálticas	96,0	1,3	2,6	0,7
Xingó/6 anos	Enrocamento com face em concreto	Graníticas e Gnáissicas	150,0	0,7	0,9	0,5
Paulo Afonso IV/20 anos	Gravidade concreto	Graníticas	54,0	2,3	0,3	0,7
Canoas I/4 anos	Gravidade concreto	Basálticas com anomalia geológica (rochas fortemente fraturadas)	35,0	2,8	1,3	1,6
Canoas II/4 anos	Gravidade concreto	Basálticas	35,0	0,6	0,3	0,5
Itaipu (Estrutura Desvio)/18 anos	Gravidade concreto	Basálticas	162,0	1,1	0,2	0,5
Itaipu (Principal)/18 anos	Gravidade aliviada e contrafortes	Basálticas	196,0	3,7	1,1	3,3
Itaipu (Lat. Direita)/18 anos	Contrafortes	Basálticas	64,5	2,3	0,8	1,0

Fonte: adaptado de SILVEIRA (2003)

6.1.2 Deformações na Fundação da Barragem

As seguintes considerações e conclusões sobre as deformações da fundação do maciço da barragem da UHE Dona Francisca podem ser feitas:

- a) As inconsistências encontradas nos registros das planilhas do banco de dados dos EMs podem ter sido ocasionadas por erro humano durante o contato dos elétrodos de leitura com o *readout* ou na observação/anotação das frequências de vibração e temperatura do potenciômetro ou possíveis problemas técnicos nos sensores ou no equipamento de leitura. Durante a verificação e certificação destas ocorrências, por meio da observação da tendência dos demais dados, seja do instrumento ou dos EMs próximos, o procedimento adotado nesta dissertação foi de não os considerar ou ajustá-los em função da leitura imediatamente anterior (as planilhas originais foram mantidas);
- b) Os procedimentos de leituras automatizadas dos extensômetros que ocorreram nos primeiros anos de operação prejudicaram a qualidade e consistência de seus

registros neste período, e o procedimento acima foi adotado;

- c) No geral, a oscilação do NR influencia diretamente nas deformações observadas nos extensômetros. Na medida em que o NR aumenta, as distensões dos EMs a montante e a compressão dos EMs a jusante tendem a crescer. Os EMs a montante se mostraram mais sensíveis à variação do NR;
- d) A variação térmica sazonal também influencia os registros dos EMs pelo fato de que a estrutura apresenta variações volumétricas associadas a dilatação/retração do concreto que refletem nas hastes dos extensômetros;
- e) Os extensômetros a montante da barragem servem para o monitoramento das deformações de distensão que costumam indicar alívio de tensões. As leituras dos EMs a montante na barragem da UHE Dona Francisca apresentaram ao longo do tempo distensões normalmente com magnitudes superiores aos registros de compressão dos extensômetros 30° a jusante (ver no Quadro 16);
- f) A maioria das deformações máximas estimadas em projeto não foram observadas ao longo monitoramento. As previsões teóricas de projeto para estes instrumentos indicaram valores de distensão mesmo para os extensômetros inclinados para jusante, o que é algo pouco provável de ocorrer. Isto deve ser resultado do fato de algumas premissas não terem sido consideradas durante a modelagem numérica como, por exemplo, as influências térmicas ambientais, as deformações plásticas que ocorreriam durante o período operacional da barragem (fator tempo nas deformações dos maciços rochosos) e a desconsideração da estratificação local do maciço rochoso. Foram analisadas apenas as hipóteses-limite de fundação mais rígida e mais deformável com os parâmetros inseridos numa camada única;
- g) O EM instalado no bloco de ancoragem do conduto forçado (TA-04), inclinado 60° para montante, está apresentando uma amplitude de deformação de cerca de 0,30 mm (oriunda da variação térmica sazonal), em torno de um valor atual da ordem de 2,0 mm (HL) que ainda não se apresenta estabilizado. Este deslocamento para jusante, abaixo da rampa dos condutos, é mais de 5 vezes superior à previsão de projeto para HL e grande parte desta deformação ocorre no maciço rochoso monitorado pela HC (ver TA-EM-04 no Quadro 16). Pela importância da estabilização dos deslocamentos no desempenho dos condutos

forçados, a situação das leituras do EM-TA-04 deve ser considerada de alerta. Faz-se necessária a revisão da modelagem considerando as premissas citadas no item f) e obtenção de novos valores de controle e o estudo do nível de deformação tolerável para esta região.

Após a análise detalhada das deformações nos locais monitorados pelos EMs, as conclusões sobre a situação da fundação são apresentadas a seguir, no Quadro 16. Preferiu-se em alguns EMs dividir o parecer sobre a situação em função do que foi observado na camada rochosa monitorada pela HC e no verificado pela HL (que também contempla a camada monitorada pela HC). Na coluna correspondente às “Observações finais importantes”, são apresentadas resumidamente as justificativas para as conclusões emitidas sobre a situação da fundação a partir das deformações das hastes dos EMs.

O Quadro 17 apresenta os dados de compressões e distensões máximas observadas nos extensômetros da barragem da UHE Dona Francisca (HL) e nos de outras barragens brasileiras de concreto, cujos registros foram obtidos a partir de Silveira (2003). Constata-se que as deformações máximas no maciço rochoso da barragem da UHE Dona Francisca foram bastante altas em comparação com as deformações máximas verificadas nas outras barragens de concreto relatadas no quadro. Em termos de distensão a montante, o valor máximo verificado no bloco B25 do vertedouro da barragem da UHE Dona Francisca é muito superior às demais, inclusive em relação à da UHE de Itaipu, cuja altura é cerca de 3,5 vezes maior. Já em relação à compressão das hastes a jusante, o valor máximo verificado no bloco B25 é próximo do registro da barragem de São Simão (cuja altura é cerca de 2 vezes à da barragem UHE Dona Francisca) e inferior somente ao recalque a jusante da base da barragem registrado na estrutura de desvio de Itaipu. O fato das deformações na fundação da barragem da UHE Dona Francisca serem expressivas, se comparadas às de outras barragens maiores, é justificado pela sua fundação ser estratificada e composta por rochas sedimentares mais deformáveis e com módulos E inferiores aos das rochas basálticas, por exemplo.

Uma análise geral do banco de dados dos EMs, através dos gráficos correspondentes, permite constatar que as leituras nas rosetas instaladas nos blocos monitorados no corpo da barragem indicam um comportamento previsível na barragem em termos de “rotação na base”. Esta asserção se deve ao fato de que era esperado que os EMs indicassem que o maciço rochoso está recalçando a jusante e soerguendo a montante. As hastes dos EMs verticais tenderam a indicar ora pequena compressão ora distensão, sendo também um comportamento esperado.

Quadro 16 – Resumo final a partir da análise dos EMs

EM	Deformações (mm)			Situação	Observações finais importantes
	Faixa controle (El. 94,5 m)	Tendência atual	Máxima Observada		
EM-TA-01	HL	-1,35 a -0,86	-1,00 a -1,30	NORMAL	Deformações lentas ainda não estão estabilizadas, mas estão de acordo com as deformações de controle de projeto.
	HC	-0,39 a -0,31	-0,30 a -0,50		
EM-TA-02	HL	-1,40 a -0,94	1,60 a 1,80	ATENÇÃO	Previsão teórica de deformação não se confirmou e os recalques da fundação não estão estabilizados.
	HC	-0,20 a -0,17	0,50 a 0,60	NORMAL	Previsão teórica de deformação não se confirmou, porém a magnitude dos recalques é baixa e estão estáveis.
EM-TA-03	HL	-1,05 a -0,75	2,15 a 2,30	ATENÇÃO	Previsão teórica de deformação não se confirmou e os recalques da fundação não estão estabilizados.
	HC	-0,05 a 0,04	0,80 a 0,90	NORMAL	Previsão teórica de deformação não se confirmou, porém, a magnitude dos recalques é baixa e os mesmos estão estáveis.
EM-TA-04	HL	-0,39 a -0,21	-1,80 a -2,20	ALERTA	Previsões teóricas de deformação não se confirmaram, distensões relativamente altas e os deslocamentos para jusante não estão estabilizados. Região dos condutos forçados é de extrema importância em termos de controle dos deslocamentos/deformações na fundação.
	HC	0,02 a 0,01	-1,20 a -1,50		
EM-S6-01 (B25)	HL	-2,41 a -1,94	-8,50 a -10,0	ATENÇÃO	Previsões teóricas de deformação não se confirmaram, distensões relativamente altas e ainda não estão estabilizadas. As distensões na HC são maiores às da HL.
	HC	-10,95 a -7,52	-9,50 a -11,0		
EM-S6-02 (B25)	HL	-7,15 a -5,04	-0,30 a -0,70	NORMAL	-
	HC	-1,08	0,00 a -0,20		
EM-S6-03 (B25)	HL	-8,39 a -5,71	3,30 a 3,90	ATENÇÃO	Previsões teóricas de deformação não se confirmaram e este EM apresenta um banco de dados incompleto e com incertezas devido a problemas com o sensor da HC. As distensões na HC são maiores que na HL.
	HC	0,77 a 0,73	3,60 a 3,90		
EM-S4-01 (B28)	HL	-1,63 a -1,16	-7,00 a -8,00	ATENÇÃO	Previsões teóricas de deformação não se confirmaram e os registros recentes são incertos e/ou incompletos.
	HC	-7,74 a -4,92	-2,00 a -3,00		
EM-S4-02 (B28)	HL	-5,17 a -3,48	-0,10 a 0,10	NORMAL	-
	HC	-1,58 a -1,18	-0,50 a -0,70		
EM-S4-03 (B28)	HL	-4,07 a -2,98	2,90 a 3,10	NORMAL	-
	HC	0,54 a 0,64	0,40 a 0,50		
EM-CF-01	HL	1,00	-0,10 a -0,30	NORMAL	-
	HC	0,30	0,10 a -0,30		
EM-CF-02	HL	1,00	0,50 a 0,80	NORMAL	-
	HC	0,30	-0,10 a 0,25		

Quadro 17 – Comparativo com as deformações da fundação de outras barragens

Barragem/Período do Monitorado	Tipo de estrutura	Rochas Fundação	Bloco	Distensão (mm)	Compressão (mm)
Dona Francisca/17 anos	Gravidade CCR	Areníticas	TA	-1,3	2,2
			B25	-11,0	3,8
			B28	-7,6	3,3
São Simão	Gravidade concreto	Basálticas	-	-1,2 (enchimento)	3,5 (16 anos)
Canoas I/ fase enchimento	Gravidade concreto	Basálticas com anomalia geológica (fraturas no maciço)	VT	-	0,23
				-0,53	-
Canoas II/ fase enchimento	Gravidade concreto	Basálticas	VT	-	0,28
				-0,13	-
Itaipu (Estrutura Desvio)/18 anos	Gravidade concreto	Basálticas	H8	-	5,9
Itaipu (Principal)/18 anos	Gravidade aliviada e contrafortes	Basálticas	F13 F14	-6,7	-

Fonte: adaptado de SILVEIRA (2003)

6.1.3 Deslocamentos da Crista da Barragem

Após quase 17 anos de monitoramento, a análise dos dados oriundos dos pêndulos diretos, instalados nos blocos B17 e B21, localizados na região do vertedouro da barragem da UHE Dona Francisca, permitem fazer as seguintes considerações:

- a) Os deslocamentos horizontais da crista, no sentido montante-jusante, apresentaram na fase C, deslocamentos máximos de 8,5 mm no B17 e 9,6 mm no B21. As amplitudes observadas, entre os períodos de inverno e verão, estão entre 3,0 e 6,0 mm;
- b) Os deslocamentos horizontais da crista, no sentido MD-ME, apresentaram deslocamentos máximos da ordem de 2,2 mm (B17) e 4,8 mm (B21) em direção à MD. As amplitudes observadas, entre os períodos de inverno e verão, estão entre 1,0 e 2,0 mm. O B17 está estável em torno de 1,0 mm deslocado em direção à MD e o B21 (deslocado cerca de 3,0 mm) apresenta uma leve tendência crescente do deslocamento também nesta direção;
- c) Durante os períodos de inverno os deslocamentos horizontais da crista, sentido montante-jusante, tendem a se aproximar dos valores teóricos previstos através de modelagem matemática com MEF para o caso de fundação mais rígida e com NR na cota 94,5 m. Por vezes, estes valores se encontram entre os previstos para fundação mais rígida e mais deformável.

O Quadro 18 apresenta o comparativo dos deslocamentos de crista observados na barragem da UHE Dona Francisca com os registros das estruturas de São Simão e Itaipu obtidos de Silveira (2003). Analisando-se este quadro, verifica-se que os registros da barragem da UHE Dona Francisca estão próximos e por vezes até superiores aos verificados nestas outras estruturas. Considerando a diferença no tipo de fundação destas outras barragens (constituídas essencialmente de maciços basálticos) e dadas às especificidades da fundação da UHE Dona Francisca (arenitos entremeados por pelitos mais deformáveis) os deslocamentos horizontais de crista observados podem ser considerados normais, mesmo que a estrutura e geometria da barragem de Dona Francisca seja menor em relação à de Itaipu e de São Simão.

Quadro 18 – Comparativo com os deslocamentos de crista de outras barragens

Barragem	Local-altura	Sentido Deslocamento			
		Montante-Jusante		MD-ME	
		Deslocamento Máximo (mm)	Amplitude Anual (mm)	Deslocamento Máximo (mm)	Amplitude Anual (mm)
Dona Francisca (17 anos de monitoramento)	B17-60m	8,5	3,0 a 6,0	4,8 (p/a MD)	≈2,0
	B21-60m	9,6	3,0 a 6,0	2,2 (p/a MD)	≈1,0
São Simão (16 anos de monitoramento)	Vertedouro-68 m	6,5	-	-	-
		7,2	-	-	-
		3,6	-	-	-
	B15-68m	-	-	6,0 (p/a ME)	-
Itaipu (18 anos de monitoramento)	F5/6-130m	9,6	3,5 a 4,5	≈3,0 (não informa p/a qual margem)	-
	F13/14-180m	13,0	3,0 a 5,0		-
	F19/20-180m	13,8	4,0 a 5,0		-
	F35/36-110m	11,5	5,5 a 8,5		-

Fonte: adaptado de SILVEIRA (2003)

Baseando-se na análise dos dados dos pêndulos diretos dos blocos B17 e B21, na comparação destes valores com os teóricos previstos em projeto para a fase de enchimento do reservatório (que podem ser utilizados como base para fase de operação) e com os dados de deslocamentos horizontais de crista de outras barragens, é possível dizer que o cenário pode ser considerado normal para deslocamento horizontal de crista da barragem da UHE Dona Francisca.

6.1.4 Vazões de Drenagem e Infiltração

Levando-se em conta os procedimentos de monitoramento destes dispositivos, as conclusões e considerações finais sobre as análises das vazões observadas em cada trecho e sobre a vazão total da estrutura são:

- a) Os registros dos MVs se mostram bastante consistentes uma vez que não foi constatada nenhuma leitura fora do padrão geral. Os registros utilizados são integralmente fiéis ao banco de dados original;
- b) No geral a oscilação do Nível do Reservatório influencia diretamente nas vazões de drenagem e infiltrações observadas nos trechos monitorados pois, na medida em que o NR cresce, as vazões tendem a aumentar;
- c) As vazões oriundas MV2 (que contém a vazão do MV1) e do MV3 (que contém a vazão do MV5) são drenadas pelo poço de drenagem 1 (4 bombas submersas), com uma capacidade total de 5,0 m³/min. A vazão máxima registrada no somatório do MV2 e MV3 foi de aproximadamente 3015,0 l/min em janeiro de 2001 (60% da capacidade de bombeamento). Nos últimos 10 anos, as vazões lançadas no poço 1 não solicitaram mais do que 44% de sua capacidade;
- d) As vazões oriundas do trecho 81P a 99AP e do MV4 são lançadas no poço 2 com 3,5 m³/min de capacidade de drenagem. A vazão máxima observada foi de cerca de 815,0 l/min em agosto de 2002 (23% da capacidade). Nos últimos anos, as vazões lançadas no poço 2 não ultrapassaram 19% de sua capacidade;
- e) A maioria das vazões de controle de projeto não têm sido observadas ao longo dos 17 anos de monitoramento dos MVs. Sugere-se ainda, que a vazão de controle do MV5 (771,0 l/min) seja revisada, visto que, há um trecho sendo monitorado manualmente (81P a 99AP) que não faz parte deste MV5 como previsto em projeto durante as estimativas das vazões de controle.

A Tabela 23 apresenta um resumo das vazões registradas ao longo do tempo e suas tendências atuais e faz uma comparação com as vazões de controle indicadas em projeto. Salienta-se que as vazões máximas foram, na maioria das vezes, observadas no período pós-enchimento e com o passar do tempo elas foram reduzindo e ficando com faixas de oscilação abaixo das vazões de controle. Em termos de vazões totais, para um comprimento da barragem de 631,0 m tem-se que a vazão total de controle seria de 1262,0 l/min (considerando a vazão específica de 2,0 l/min/m). Atualmente, os registros de vazão total tendem a oscilar em torno deste valor.

A Tabela 24 apresenta um resumo das vazões específicas observadas nos vários trechos da barragem da UHE Dona Francisca. Em termos de vazão total da estrutura, a mesma se encontra oscilando entre 1,6 e 2,8 l/min/m nos últimos anos. Observa-se também, que somente nos

trechos do MV2 “menos” MV1, 81P a 99AP e MV4, as vazões específicas, na maioria das vezes, têm estado abaixo de 2,0 l/min/m nos últimos anos.

Tabela 23 – Comparativo vazões de controle de projeto e máximas observadas nos MV

Medidor	Comprimento canaleta (m)	Vazão de controle (l/min)	Vazão máxima registrada (l/min)	Vazão máxima em relação à vazão de controle	Faixa de oscilação atual (l/min)
MV1	140,0	270,0	1170,0	333 % acima	620,0 a 870,0
MV2	102,1	355,0	1635,0	361 % acima	750,0 a 1050,0
MV3	169,0	1784,0	1734,0	3 % abaixo	530,0 a 930,0
MV4	213,2	1184,0	815,0	31 % abaixo	250,0 a 370,0
MV5	59,5	771,0	1042,0	35 % acima	250,0 a 350,0
Trecho 81P-99AP	49,6	Não foi estimada	260,0	-	50,0 a 100,0
Total	631,0	1262,0	2735,0	117 % acima	1000,0 a 1500,0

Tabela 24 – Resumo vazões específicas dos MVs e específica total

Trecho	Comprimento (m)	Vazão Específica Máxima (l/min/m)	Faixa Atual Oscilação Vazão Específica (l/min/m)
MV1	140,0	8,4 (2001)	4,4 a 6,4
MV2 “menos” MV1	102,1	5,8 (2002)	0,0 a 2,8
MV3 “menos” MV5	169,0	5,6 (2001)	1,6 a 3,6
MV5	59,5	17,5 (2001)	4,0 a 6,0
MV4	213,2	4,9 (2001)	1,6 a 2,0
DP81 a AP99	49,6	5,6 (2011)	1,6 a 2,0
Total	631,0	4,3 (2001)	1,6 a 2,8

Em termos de vazões específicas, o resumo apresentado na Tabela 24 mostra que os trechos correspondentes ao túnel de drenagem (MV1) e MV5 são os que atualmente apresentam uma situação de atenção, dadas suas vazões específicas tenderem a estar acima da vazão específica de projeto (2,0 l/min/m). Este valor é baseado na experiência com outras barragens, principalmente as com fundações constituídas por maciços basálticos.

O Quadro 19 apresenta uma comparação entre as vazões específicas dos túneis de drenagem na fundação das barragens de Itaipu, Água Vermelha, Xingó, Itá e Dona Francisca. Observa-se que a vazão específica do túnel de drenagem da barragem da UHE Dona Francisca é das mais altas, mas ultrapassada pela do túnel de drenagem da barragem de Água Vermelha, por exemplo, onde observou-se o valor de 10,5 l/min/m. Silveira (2007) comenta que esta vazão alta da barragem de Água Vermelha se deve à existência de uma descontinuidade geológica na fundação do vertedouro, onde o maciço apresenta-se muito fraturado e permeável.

Quadro 19 – Comparativo com as vazões dos túneis de drenagem de outras barragens

Barragem (Túnel)	Maciço Rochoso	Comprimento (m)	Vazão (l/min)		Vazão Específica (l/min/m)	
			1982	2006	1982	2006
Itaipu (El.20)	Basalto	670	1270	960	1,9	1,4
Itaipu (El.55)	Basalto	210	580	246	2,8	1,2
Itaipu (El.60)	Basalto	160	330	174	2,1	1,1
Itaipu (El.125)	Basalto	220	690	258	3,1	1,2
Água Vermelha	Basalto	400	4200 (2007)		10,5 (2007)	
Xingó (TA)	Granito-Gnaisse	274	300 (2007)		1,1 (2007)	
Itá (El. 294)	Basalto	135	900 (2007)		6,7 (2007)	
Dona Francisca	Basalto/Arenito	140	870 (2017)		6,2 (2017)	

Fonte: adaptado de SILVEIRA & MIRANDA (2007)

Em termos de vazões específicas nas galerias de drenagem (não considerando o túnel de drenagem), o Quadro 20 apresenta um comparativo com os registros de outras barragens brasileiras e americanas. Neste caso, a vazão específica total de drenagem e infiltrações na barragem da UHE Dona Francisca apresenta os maiores valores dentre todas as barragens apresentadas neste quadro adaptado de SILVEIRA (2003). A de Greefs Ferry, com 74 m de altura e em maciço de arenitos e folhelhos, atingiu a vazão específica de aproximadamente 3,1 l/min/m, similar à barragem de Promissão, com 35 m altura e em maciço basáltico, que atingiu o valor máximo de 3,1 l/min/m.. Em todas as barragens, inclusive na da UHE Dona Francisca, observa-se a tendência de redução das vazões de drenagem com tempo.

Quadro 20 – Comparativo com as vazões específicas de outras barragens de concreto

Barragem/Anos	Fundação	Comp. (m)	Altura (m)	Vazão Média Inicial (l/min/m)	Vazão Média Final (l/min/m)
Green Peter (EUA) / 3	Basalto	462	100	1,39	1,05
Conemaugh (EUA) / 12	Arenito Denso	332	42	0,40	0,16
Greefs Ferry (EUA) / 9	Arenito Folhelho	519	74	3,06	1,00
Mt. Morris (EUA) / 19	Folhelho Fraturado	313	76	0,04	0,11
Norfolk (EUA) / 9	Calcário Folhelho	800	70	0,02	0,02
Bull Shoals (EUA) / 22	Dolomito Denso	688	87	0,34	0,07
Table Rock (EUA) / 12	Dolomito Lentas de Areia	488	77	1,48	1,08
Itaipu (Vert.) / 18	Basalto	374	44	-	0,07
Itaipu (Desvio) / 18	Basalto	170	160	-	1,62
Ilha Solteira	Basalto	1288	74	2,40	-
Promissão	Basalto	384	35	3,10	-
Itumbiara	Anfibolito gnaisse	123	106	0,37	-
Dona Francisca / 17	Arenito	631	60	4,00	2,20

Fonte: adaptado de SILVEIRA (2003)

Assim, é possível concluir que, apesar das vazões verificadas serem bastante elevadas, elas podem ser consideradas aceitáveis para um maciço rochoso de arenito e com as especificidades existentes, tais como as lentes de siltito e argilito que ocorrem na região do vertedouro e o contato entre uma camada de basalto e arenito próximo da cota do túnel de drenagem na região da ombreira direita. Um maciço rochoso nestas condições tende a ser bem mais permeável que os maciços basálticos constituintes das fundações de algumas barragens apresentadas no Quadro 20.

O trecho correspondente ao túnel de drenagem (monitorado pelo MV1) apresenta um cenário que exige atenção principalmente no que se refere ao carreamento de material fino da fundação devido suas vazões elevadas. O mesmo pode ser dito para os drenos localizados nos trechos do vertedouro (MVs 3 e 5), onde as altas vazões podem ocasionar um problema semelhante ao que houve com o dreno 85P (relatado no item 3.5.1). O Quadro 21 resume os cenários atribuídos individualmente aos trechos correspondentes a cada um dos MVs.

Quadro 21 – Resumo do cenário atribuído aos trechos monitorados por cada MV

Trecho monitorado	Cenário atribuído
MV1	Atenção
MV2	Normal
MV3	Atenção
MV4	Normal
MV5	Atenção
Trecho 81P-99AP	Normal após filtro no dreno 85P
Total – 631,0 m (sem MV1)	Normal

6.1.5 Piezometria

A análise da piezometria da barragem da UHE Dona Francisca foi realizada em função de todo o conjunto histórico dos registros de cada piezômetro. Este procedimento levou a um entendimento geral e importante do desempenho destes instrumentos ao longo do tempo. O Quadro 22 apresenta um comparativo entre as cotas piezométricas observadas em cada um dos piezômetros e os seus valores previstos em projeto. Os registros grifados em vermelho indicam que a cota piezométrica por vezes se encontrou acima da cota de controle de projeto. Verifica-se que a maioria dos piezômetros não apresentaram cotas piezométricas superiores às cotas de controle indicadas em projeto. As exceções se referem aos piezômetros PZ-TA-02, 03 e 04, PZ-S5-03 e PZ-ME-01.

Quadro 22 – Comparativo entre as cotas piezométricas de projeto e leituras

Piezômetro	Cota instalação (m)	Cota piezométrica			Tendência de leitura atual (m)
		Controle (m)	Limite (m)	Máxima observada (m)	
PZ-TA-01	59,57	61,00	71,00	60,70	60,20 a 60,50
PZ-TA-02	68,40	69,00	69,00	69,20	68,00 a 69,10
PZ-TA-03	55,64	72,00	-	74,10	61,00 a 63,00
PZ-TA-04	79,94	82,00	-	101,50	Não é possível definir
PZ-S1-01	44,11	63,60	76,50	50,80	47,40 a 48,20
PZ-S1-02	55,19	66,90	79,10	59,80	56,00 a 57,00
PZ-S2-01	35,80	57,30	59,30	40,00	37,40 a 37,90
PE-S2-01	45,05	-	-	54,00	46,50 a 47,50
PE-S2-02	47,35	-	-	60,20	49,60 a 51,10
PZ-BV48AP (sup.)	39,30	-	-	54,20	53,00 a 54,00
PZ-BV48AP (inf.)	26,40	-	-	54,40	53,00 a 54,00
PZ-S3-01	41,60	58,10	59,10	45,00	44,40 a 44,70
PZ-S3-02	48,96	58,00	58,94	52,80	52,30 a 52,50
PE-S3-01	44,50	-	-	54,10	46,50 a 48,50
PE-S3-02	49,00	Avariado durante a construção da barragem.			
PZ-BV79P (sup.)	48,00	-	-	54,60	54,10 a 54,60
PZ-BV79P (inf.)	39,92	-	-	54,50	54,10 a 54,60
PZ-S6-01	48,39	72,60	76,60	60,00	55,00 a 56,00
PZ-S6-02	44,50	56,30	57,00	48,80	48,30 a 48,70
PZ-S6-03	47,46	56,10	57,10	51,60	51,00 a 51,40
PZ-BV105AP (sup.)	47,26	-	-	54,90	54,50 a 54,90
PZ-BV105AP (inf.)	43,33	-	-	55,10	54,50 a 55,00
PZ-S4-01	37,96	61,60	75,00	45,50	45,10 a 45,30
PZ-S4-02	54,89	66,20	78,50	59,60	58,00 a 59,00
PZ-S5-01	57,90	89,50	96,70	66,60	63,80 a 64,20
PZ-S5-02	49,59	65,20	77,80	51,00	50,10 a 50,50
PZ-S5-03	57,90	60,40	74,00	67,80	67,00 a 67,30
PZ-ME-01	85,66	83,00	-	86,00	85,66 (seco)
PZ-ME-02	79,00	83,00	-	79,00	79,00 (seco)
PZ-S7-01	-	-	-	61,90	61,30 a 61,70
PZ-S7-02	-	-	-	61,70	61,30 a 61,70

O PCV PZ-TA-02 é um instrumento que necessita de verificação quanto a sua condição de instalação e calibração visto que, por vezes, ele registrou carga hidráulica “negativa” ou apresentou leituras um pouco acima da elevação de controle e limite indicadas em projeto, cujo valor é o mesmo (69,0 m). O PCV PZ-TA-03 nos primeiros 3 anos de operação da barragem apresentou algumas leituras acima da cota de controle, entretanto, atualmente os registros estão bastante abaixo desta cota e sua situação pode ser considerada normal. O PTA PZ-TA-04 possui alguma interferência em suas leituras que deve ser verificada e corrigida. A situação do PZ-S5-03 deve ser considerada de atenção visto que seus registros têm sido superiores à cota piezométrica de controle, porém, abaixo da elevação limite.

As vantagens dos procedimentos de normalização, efetuados no item 5.2.4, são tornar mais fácil a observação dos registros numa mesma escala permitindo uma avaliação global e conjunta de todos os piezômetros, possibilitando uma observação ampla da qualidade e precisão das leituras. A desvantagem principal desta metodologia de tratamento dos dados está relacionada à perda do sentido físico dos registros. Desta forma, recomenda-se o procedimento de normalização como uma técnica auxiliar na análise da piezometria que não substitui a investigação individual de cada piezômetro.

Dada a importância da verificação contínua das subpressões e a existência de diversas lacunas no banco de dados, oriundas de problemas com os equipamentos de leitura dos piezômetros, sugere-se que a equipe responsável pela barragem disponha de um “*Readout*” e pio elétrico reserva, a fim de evitar que o monitoramento fique comprometido quando tais dispositivos por ventura estiverem avariados.

6.2 CONCLUSÕES

As inconsistências encontradas nos registros das planilhas do banco de dados dos instrumentos podem ter sido ocasionadas por erro humano, problemas com o instrumento de auscultação ou com os equipamentos auxiliares de medição. Quando da verificação e certificação destas ocorrências, o procedimento adotado nesta dissertação foi de desconsiderar estes registros ou ajustá-los em função das tendências de leituras próximas.

A correlação das leituras dos instrumentos com a variação do NR ao longo do tempo é um artifício que permite a avaliação do comportamento da estrutura em seu período de operação, evidenciando qualquer alteração que possa pôr em risco a segurança da barragem. Desta forma, a análise conjunta dos dados dos diferentes instrumentos, em função da variação do parâmetro NR, trata-se de um procedimento que possibilita melhorar a sistemática de auscultação e verificação da segurança da barragem, pois observou-se que a maioria dos instrumentos da UHE Dona Francisca são sensíveis à variação deste parâmetro.

A partir do processo de leitura manual (Fase C), o pêndulo direto tem sido eficaz no monitoramento dos deslocamentos de crista dos blocos B17 e B21. Seus valores estão de acordo com o previsto em projeto, apresentando uma situação dentro de um regime “elástico” quando se observa o comportamento dos deslocamentos em função da variação do NR.

Os dados obtidos pelos extensômetros múltiplos são consistentes e indicam que o maciço rochoso da fundação ainda está em fase de estabilização, porém, já em processo final. As previsões de projeto para os dados dos extensômetros não são consistentes, fazendo-se necessário rever a modelagem, de modo a obter novos valores de referência para os limites dos deslocamentos/deformações da fundação.

Quanto aos deslocamentos diferenciais entre os blocos, a maioria encontra-se dentro do previsto em projeto ou muito próximo disto e estão sendo satisfatoriamente absorvidos pelo sistema de vedação instalado nas juntas.

A conclusão sobre a situação das vazões de drenagem e infiltrações no geral pode ser considerada normal, visto que, ao longo do tempo ocorreu uma tendência de redução em praticamente todos os trechos monitorados e, conseqüentemente, nos registros de vazão total da barragem. Esta constatação possivelmente está associada ao processo de colmatação dos caminhos de percolação através do maciço rochoso da fundação. Logo, enquanto este comportamento de redução ou estabilização das vazões dentro de faixas de oscilação bem definidas se mantiver, é pouco provável que ocorra algum problema relacionado que afete a segurança da estrutura. Entretanto, esta premissa somente será válida se os registros de piezometria não indicarem aumento na subpressão da fundação ao passo que ocorra uma redução nas vazões. Num cenário como este, deve-se proceder com uma verificação se o sistema de drenagem não necessita de manutenção dado que sua função principal é de justamente manter estáveis as subpressões.

As subpressões na base e fundação da barragem da UHE Dona Francisca tenderam a diminuir e/ou estabilizar ao longo do tempo. Desta forma, salvo as situações pontuais que apresentaram alguma anormalidade ou fato não esperado (indicadas ao longo do texto), o cenário obtido em termos de segurança da estrutura a partir da análise piezométrica pode ser considerado normal. Em termos de estabilidade global (com referência a segurança ao deslizamento ou tombamento relacionado ao aumento das subpressões), a análise da instrumentação permite afirmar que o maciço da barragem de UHE Dona Francisca está estável.

Finalmente, cabe ressaltar a importância de se efetuar a análise da instrumentação hidrogeotécnica de barragens conjuntamente com as observações obtidas a partir das inspeções visuais para a garantia de um controle adequado e um monitoramento abrangente do comportamento de barragens de concreto associadas a aproveitamentos hidrelétricos. As

tendências atuais das leituras de todos os instrumentos (baseadas principalmente nos 5 anos anteriores a outubro de 2017) podem ser tomadas como parâmetros de controle para a sequência do monitoramento da barragem.

6.3 SUGESTÕES PARA OUTROS ESTUDOS RELACIONADOS

A metodologia de análise da instrumentação de barragem de concreto adotada nesta dissertação de mestrado respondeu satisfatoriamente as dúvidas que se tinha sobre o comportamento da barragem da UHE Dona Francisca, ao longo de 17 anos de operação, em termos de deslocamentos, deformações na fundação, vazões de drenagem e infiltração, e piezometria. Também, foi possível determinar um referencial de comportamento para cada instrumento instalado na barragem, baseando-se nos dados de sua instrumentação. Tais referenciais são de grande valia para os profissionais responsáveis pelo monitoramento do empreendimento. Neste contexto, indica-se esta metodologia como referência no tema segurança de barragens e que ela possa ser utilizada de forma semelhante em outras estruturas do tipo, cuja documentação histórica e banco de dados encontram-se disponíveis, porém ainda não analisados criteriosamente. Entretanto, percebeu-se que outros estudos ou trabalhos relacionados ao maciço da barragem da UHE Dona Francisca ainda carecem de pesquisas as quais não foram possíveis de serem feitas nesta dissertação, tais como:

- a) Estudo mais aprofundado, através de ensaios triaxiais, dos parâmetros geomecânicos e de permeabilidade dos materiais constituintes de sua fundação (siltitos, argilitos e arenitos). Os testemunhos destes materiais ainda se encontram guardados e disponíveis para pesquisa;
- b) Modelagem numérica calibrada com os dados da instrumentação, visando, principalmente, a obtenção de novos parâmetros limites de deformações na fundação e estudo da rede de fluxo da barragem;
- c) Automatização das leituras dos instrumentos e desenvolvimento de um *software* para análise da barragem da UHE Dona Francisca. Porém, para fins de conferência, devem ser mantidos os procedimentos atuais de leituras;
- d) Estudo estatístico do banco de dados e análise da instrumentação através de redes neurais artificiais (RNA).

PRINCIPAIS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS³⁵

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLÓGIA DE ENGENHARIA (ABGE). **Primeiro Relatório do Comitê de Estudos Geotécnicos de Rochas Sedimentares**. In: Artigo Técnico nº 15. São Paulo, 1 ed., 1988. 160 p.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de Segurança de Barragens 2016**. Brasília: ANA, 2017. 225 p.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (ANEEL). **Resolução normativa nº 696, de 15 de dezembro de 2015**. Critérios para classificação, formulação do plano de segurança e realização da revisão periódica de segurança em barragens fiscalizadas pela ANEEL. Brasília-DF. Dezembro de 2015.

AGUIAR, R. A.; FERNANDES, A. M.; BORN, O. Aspectos modernos do gerenciamento de consórcios EPC no caso da UHE Dona Francisca. In: XXIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2001, Fortaleza. **Anais...**Rio de Janeiro: CBDB, 2001. p.31-p.49.

ANDRADE, R.M. **A Drenagem nas Fundações das Estruturas Hidráulicas**: análise, interpretação, prática. 1 ed. Rio de Janeiro: Engevix, 1982. 437 p.

ARAÚJO, T. **Disciplina de Obras de Terra**. Apostila do curso de graduação em Engenharia Civil. Santa Maria: UFSM, 2009. 210 p.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**: A complete manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. 1 ed. New York: Wiley Interscience, 1989. 251 p.

BORGES, A. A. F. **Caracterização geomecânica de fundação de barragem de concreto em rocha branda**. 2016. 112 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

BRASIL. **Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010**. Política nacional de segurança de barragens. Brasília-DF. Setembro de 2010.

_____. **Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997**. Política nacional de recursos hídricos. Brasília-DF. Janeiro 1997.

BRASÍLIA. MINISTÉRIO DE INTEGRAÇÃO NACIONAL. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília, 2002. 148 p.

³⁵ Estas referências remetem aos principais documentos utilizados para o desenvolvimento desta dissertação. Entretanto, relata-se a utilização de diversos outros arquivos do projeto da UHE Dona Francisca que não foram citados aqui, como por exemplo, desenhos da barragem, croquis dos projetistas, memória de cálculo, relatórios, etc.

BROWN, E. T. **Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM suggested methods.** 1 ed. Oxford: Pergamon Press, 1981. 211p.

CANADIAN DAM SAFETY ASSOCIATION (CDSA). **Dam Safety Guidelines.** 1 ed. Edmonton: Alberta, Canadá, 1995.

CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROF. PARIGOT DE SOUZA (CEHPAR). **Relatório Projeto HL-109.** Plano de Ações Emergenciais (PAE) devido a enchentes naturais e a hipotética ruptura da barragem da UHE Dona Francisca. 2009. UHE Dona Francisca. 61 p.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **Guia Básico de Segurança de Barragens.** São Paulo: CBDB - Núcleo Regional de São Paulo, 2001. 78 p.

_____. **A História das Barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI:** cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens. Rio de Janeiro: CBDB, 2011. 524 p.

COMPANHIA ESTADUAL DE GERAÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA – RIO GRANDE DO SUL (CEEE-GT). **Manual de Procedimento de Inspeção (MPI) – Barragem de Dona Francisca.** Porto Alegre: CEEE-GT, 2016. 42 p.

COSTA, W. D. **Geologia de Barragens.** 1 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012. 352 p.

CRUZ, P.T. **100 Barragens Brasileiras:** casos históricos, materiais de construção, projeto. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos/FAPESP, 1996. 648 p.

DESAI, C. S. & CHRISTIAN, J. T. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering.** New York: McGraw-Hill series in modern structures, 1977. 783 p.

DOBEREINER, L. & DE FREITAS, M. H. Geotechnical properties of weak sandstones. **Geotechnique**, [s.1], v. 36, n.1, p. 79-94, mar. 1986. Institution of Civil Engineers.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance.** 1 ed. United States: John Wiley Pod, 1993. 608 p.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétrica.** Rio de Janeiro: Centrais Elétricas Brasileiras S.A., 2003. 279 p.

ENGEVIX S.A. **Determinação dos Parâmetros Geomecânicos dos Siltitos e Argilitos.** 1998a. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-RL-0006. 27 p.

ENGEVIX S.A. **Relatório dos Consultores Paulo Teixeira da Cruz e José Carlos Degaspere.** 1998b. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-RL-0005. 9 p.

ENGEVIX S.A. **Relatório de Estabilidade da Barragem e Vertedouro** – relatório resumo. 1998c. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-RL-0001. 26 p.

ENGEVIX S.A. **Análise de Tensões no Concreto da Barragem/Vertedouro**. 1999a. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3F-MC-0001. 39 p.

ENGEVIX S.A. **Vertedouro: geometria-seção e detalhes**. 2000a. UHE Dona Francisca. Desenhos 8447/BP-30-16-0005 A.

ENGEVIX S.A. **Barragem e Vertedouro - Leito do Rio: seção geológica e barragem - bloco 21**. 2000b. UHE Dona Francisca. Desenhos 8447/BP-3G-A1-0062-B.

ENGEVIX S.A. **Barragem e Vertedouro – Blocos 19 a 27 – Verificação da Estabilidade: critério do corps of engineers – memória de cálculo**. 2000c. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-MC-0013-1. 55 p.

ENGEVIX S.A. **Barragem e Vertedouro – Blocos 10 a 18 – Verificação da Estabilidade: critério do corps of engineers – memória de cálculo**. 2000d. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-MC-0014-0. 98 p.

ENGEVIX S.A. **Manual para Supervisão de Acompanhamento do Comportamento das Estruturas Civas**. 2000e. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-RL-0031-C. 40 p.

FONSECA, A. R. **Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica – estudo de caso das barragens da UHE São Simão**. 2003. p. 158. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

GUSMÃO FILHO, J. **Desempenho de Obras Geotécnicas**. 1 ed. Recife: Editora Universitária UFPE, 2006. 523 p.

GUTSTEIN, D. **Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método de elementos finitos**. 2003. p. 278. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

ICOLD. **Dam Failures Statistical Analysis**. Bulletin 99. Paris, 1995. CICB/ICOLD. 73p.

JANSEN, R. B. **Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation**. 1 ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1988. 817 p.

KUPERMAN, S. C.; CIFU, S. Projeto de Barragens de Concreto. **Concreto & Construções**. Ano XXXIV, n. 42, p. 82-89, mai. 2006. Instituto Brasileiro do Concreto.

LA ROVERE, H.L. **EE08-Utilização do Método dos Elementos Finitos em Projetos de Estruturas**. Apostila do curso de pós-graduação latu sensu: Especialização em Projeto de Estruturas. Florianópolis: UFSC. 2001. 138 p.

LOWE, J. Utilization of soil-cement as slope protection for earth dams. In: ASCE WATER RESOURCES ENGINEERING CONFERENCE, 1962, Omaha, Nebraska. **Proceedings...** Reston, Virginia: ASCE, 1962. Discussion III – Vol. 1.

MAGELA, G.P. **Projeto de Usinas Hidrelétricas Passo a Passo**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 700 p.

MARANGON, M. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**. Apostila do curso de graduação em Engenharia Civil. Juiz de Fora: UFJF. 2004. p. 1-27.

MARQUES FILHO, J. **Maciços experimentais de laboratório de concreto compactado com rolo aplicado às barragens**. 2005. 278 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MEDEIROS, C.H. de A.C. Utilização da técnica de análise de probabilidade de risco na avaliação de segurança de barragens. In: XXIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1999, Belo Horizonte. **Anais...** Rio de Janeiro: CBDB. Vol. 1. p.77-81

MOLITERNO, A. **Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples**. 1 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1995. 374 p.

NORONHA, F. L.; MIZUSAKI, A. M.; BRESSANI, L. A. O mapeamento geológico-geomorfológico como uma ferramenta para obtenção de informações geotécnicas preliminares: estudo de caso na área urbana de Santa Cruz do Sul (RS, Brasil). **Pesquisas em Geociências**, v. 39 (2), n. 1518–2398, p.127–145, 2012. UFRGS.

PASTORE, E. L.; CRUZ, P.T.; FREITAS JR., M.S. Fundações de barragens e estruturas em arenito: natureza dos maciços e controle de fluxo e erosões. In: XXX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2015, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: CBDB. Não Paginado.

PEREIRA, P. R. **Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra**: estudo de caso da UHE de São Simão. 2014. 113 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

PIASENTIN, C. Considerações sobre a importância das observações visuais na auscultação de barragens. In: XXV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2003, Salvador. **Anais...** Rio de Janeiro: CBDB. Vol. 1, p. 149 - 155.

POSSAN, E. **Curso Segurança de Barragens**. Módulo I – Barragens: Aspectos Legais, Técnicos e Sócio-ambientais. UNESP. Unidade 10: Barragens de Concreto. p. 1-62. (201-) Disp. em: < https://capacitacao.ead.unesp.br/conhecerh/bitstream/ana/110/4/Unidade_10-modulo1.pdf>. Acesso em: 16 abr. 2018.

READ, S. A. L.; MILLAR, P. J.; RIDDOLLS, B. W.; WHITE, T. Geomechanical properties of new zealand soft sedimentary rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WEAK ROCK, 1981, Tóquio, **Proceedings...** Vol. 1, p. 33-38.

RUBERT, R. R.; SCHULTZ, C. L. Um novo horizonte de correlação para o Triássico Superior do Rio Grande do Sul. **Pesquisas em Geociências**, v. 31 (1), n. 1518–2398, p. 71–78, 2004. UFRGS.

SARE, A. R. **Análise das condições de fluxo na barragem de Curuá-Una, Pará**. 2003. 149 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 317 p.

SILVEIRA, J. F. A., MIRANDA, L. W. V. O comportamento da barragem de CCR de Dona Francisca após 5 anos de operação. In: XXVI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2007, Belém. **Anais...CBDB**, Rio de Janeiro. T101, A07.

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, 1994, Rio de Janeiro. **Anais...** CBDB, Rio de Janeiro. T. I: p.111–121.

SMIDERLE, C. S. D. **Segurança de barragens: análise da instrumentação da barragem de Itaúba**. 2014. 172 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

SOBRINHO, J. A.; ALBERTONI, C. A., TAJIMA, R., MORAES, R. B. Investigação dos materiais de fundação da UHE Dona Francisca. In: XXIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1999, Belo Horizonte. **Anais...** CBDB, Rio de Janeiro. Vol. 1. p.229-236.

SPINK, T. W.; NORBURY, D. R. The engineering geological description of weak rocks and overconsolidated soils. The engineering geology of weak rock. Proc. In: 26th ANNUAL CONFERENCE OF THE ENGINEERING GROUP OF THE GEOLOGICAL SOCIETY, 1993, Leeds, United Kingdom. **Proceedings...** Vol. 1, p. 289-301.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **EM 1110-2-2200: Gravity Dam Design**. Washington: USACE, 1995. 88p.

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

_____. **Safety Evaluation of Existing Dams**. Denver: USBR, 1995.

APÊNDICE A

Análise dos Condicionantes Ambientais que Influenciam nos Registros da Instrumentação Hidrogeotécnica da Barragem da UHE Dona Francisca

SUMÁRIO DO APÊNDICE A

1. INTRODUÇÃO	184
2. ANÁLISE DA OSCILAÇÃO TÉRMICA SAZONAL.....	184
3. ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO NÍVEL DO RESERVATÓRIO.....	192
REFERÊNCIAS CITADAS NO APÊNDICE A	193

LISTA DE FIGURAS DO APÊNDICE A

Figura A.1 – Registros temperatura externa e interna da galeria de inspeção/drenagem.....	186
Figura A.2 – Variação térmica na superfície paramentos montante e jusante - bloco B17....	188
Figura A.3 – Variação térmica interna - bloco B17	189
Figura A.4 – Correlação temperatura concreto e a externa e interna da galeria de inspeção.	191
Figura A.5 – Correlação do NR a montante e jusante com a temperatura ambiente.....	194

1. INTRODUÇÃO

A variação térmica da barragem e as mudanças no carregamento hidrostático devido à oscilação do Nível do Reservatório são os principais fatores que influenciam no comportamento da barragem e conseqüentemente, nas leituras dos instrumentos. Neste capítulo são apresentados graficamente os registros referentes à temperatura ambiental na região da UHE Dona Francisca a fim de se verificar, através da correlação com as temperaturas do concreto da barragem (superfície dos paramentos e internamente), a maneira como as variações térmicas sazonais interferem na temperatura do maciço da estrutura. Apresentam-se ainda, os registros dos níveis do reservatório (NR) a montante e jusante ao longo de quase 17 anos de monitoramento no intuito observar suas oscilações sazonais.

2. ANÁLISE DA OSCILAÇÃO TÉRMICA SAZONAL

O Estado do RS possui uma grande amplitude térmica anual caracterizada por verões quentes e invernos frios. Segundo Andrade (1972) as massas de ar que influenciam o regime térmico do Estado são a Marítima Polar, a Marítima Tropical e a Continental Tropical. No verão, a massa de ar Continental Tropical atua principalmente no oeste do RS, elevando as temperaturas. No inverno, o avanço das massas de origem polar (Marítima Polar), provoca uma significativa redução das mesmas. Nimer (1990) cita que outros fatores como latitude, relevo, continentalidade e maritimidade também influenciam na temperatura do Estado.

As variações térmicas ambientais afetam principalmente as medidas de deslocamentos horizontais da crista e deslocamentos diferenciais entre blocos das barragens de concreto. Ainda que em barragens tipo gravidade maciça esta influência seja menor que nas do tipo contraforte ou gravidade-aliviada, a análise da variação térmica sazonal do local onde a barragem da UHE Dona Francisca está implantada é importante e deve ser considerada quando da análise destes deslocamentos da barragem.

Desta forma, o gráfico da Figura A.1 mostra os registros da temperatura ambiente externa e a temperatura interna da galeria de inspeção (obtida a partir de um termômetro instalado próximo ao bloco B17). Este monitoramento deu-se a partir de 03 de outubro de 2002 e a frequência das leituras variou de intervalos diários a semanais. Observando-se estes registros, é possível inferir

que as amplitudes térmicas ambientais anuais estiveram entre 20 e 30°C (baseando-se nos dados do termômetro externo) e entre 5 e 7,5°C (fundamentando-se nos dados do termômetro interno da galeria de inspeção e suas leituras posteriores ao ano de 2004). Estas amplitudes térmicas menores no ambiente interno da galeria de inspeção remetem ao fato de que a mesma atua como um isolador térmico, pois no verão, as temperaturas dentro da galeria são cerca de 10 a 15°C menores que no clima externo e no inverno elas são aproximadamente 2 a 5° C superiores.

As temperaturas mínimas registradas no inverno no termômetro externo tenderam a ser próximas de 10°C e no termômetro interno da galeria em torno de 12,5°C. Já as máximas registradas no verão, no termômetro externo tenderam a ser próximas de 32,5°C e no termômetro interno da galeria em torno de 20,0°C. Saliencia-se que estes registros dos termômetros foram feitos durante o dia, normalmente entre as 9h e 15h, não havendo um horário definido para as leituras. Este fato é importante visto que as mínimas durante o inverno tendem a ser registradas no período da madrugada e, portanto, este monitoramento realizado na UHE Dona Francisca acaba, na maioria das vezes, não contemplando as reais temperaturas mínimas durante o inverno. Fato semelhante ocorreu no verão, nos dias em que se registraram as temperaturas no período da manhã e conseqüentemente, não contemplou as máximas diárias que tendem ser verificadas à tarde. Para minimizar esta ocorrência, sugere-se que as temperaturas durante o inverno sejam lidas poucas horas após o amanhecer e durante o verão sejam verificadas no período da tarde.

O projeto executivo da barragem da UHE Dona Francisca recomendou a instalação de Termômetros Embutidos (TEs), para medição da temperatura no interior do maciço da estrutura e Termômetros Superficiais (TSs), para medição da temperatura na superfície do concreto da barragem. As seções instrumentadas S2 (B17) e S3 (B21) receberam, cada uma delas, 2 TE e 2 TS. Entretanto, durante a fase construção, o cabo de transmissão dos dados dos termômetros do bloco B21 foi danificado e os equipamentos correspondentes foram inutilizados. Logo, o monitoramento da variação térmica da barragem da UHE Dona Francisca esteve dependente das informações oriundas dos termômetros instalados na seção instrumentada S2 (B17). As temperaturas da superfície da barragem foram obtidas a partir dos termômetros de superfície instalados no paramento de montante (TS-01) e de jusante (TS-02) e as temperaturas internas do maciço de concreto da barragem foram obtidas a partir dos termômetros embutidos TE-01 e TE-02. Para visualização da localização destes termômetros, ver seção instrumentada S2 da Figura II.3 do ANEXO II.

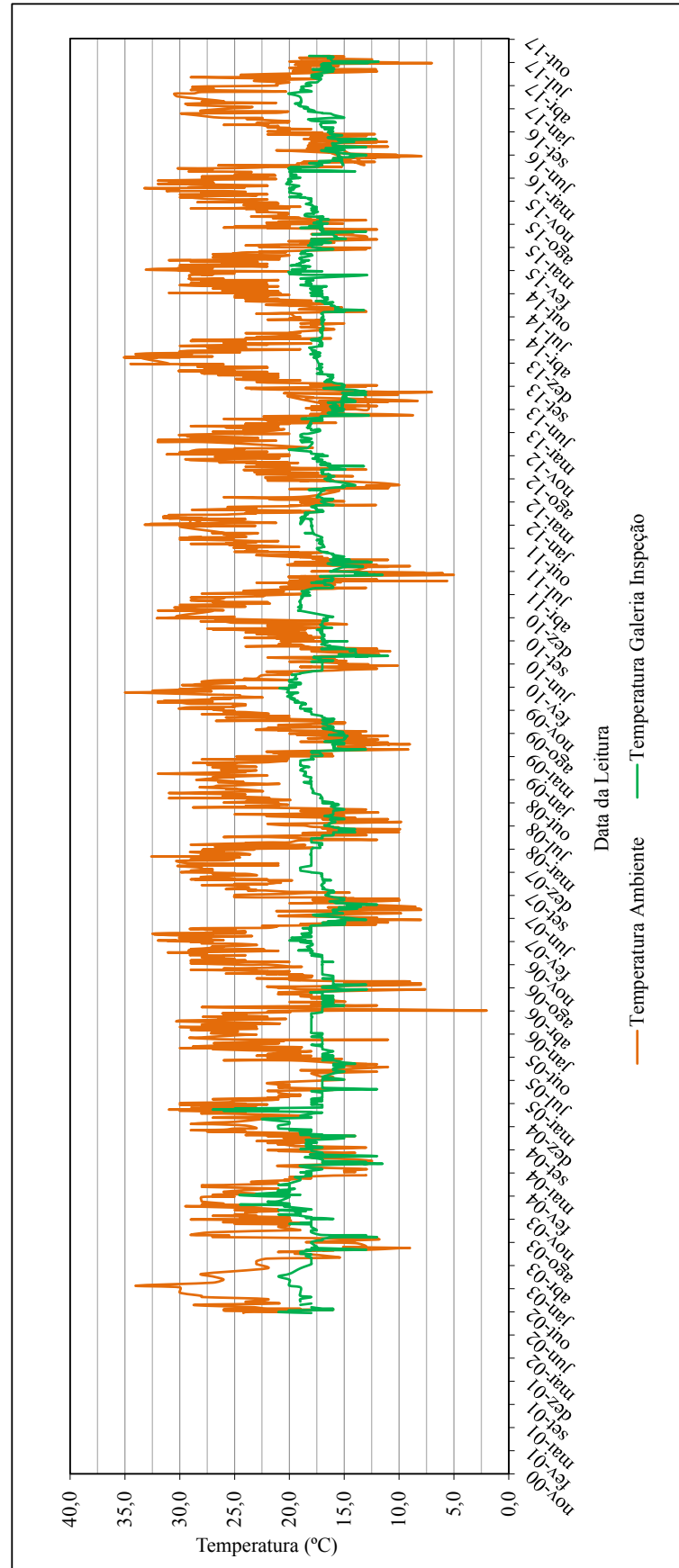


Figura A.1 – Registros temperatura externa e interna da galeria de inspeção/drenagem

Os TSs instalados na superfície do maciço da barragem permitem a observação da temperatura da água do reservatório a montante e da superfície do concreto no paramento a jusante. Os termômetros embutidos (TEs) no concreto compactado a rolo (CCR) da barragem da UHE Dona Francisca tiveram por objetivo, essencialmente, a observação das temperaturas máximas do concreto por ocasião da fase de hidratação do cimento. Posteriormente, os TEs serviram para acompanhar a dissipação das temperaturas em função do tempo, até que as mesmas entrassem em equilíbrio térmico com o meio ambiente. Portanto, as temperaturas foram analisadas durante o período construtivo e não houve, durante a fase de projeto, a necessidade de previsão de valores de controle ao longo da vida útil do empreendimento. As leituras destes termômetros e dos TEs, foram realizadas diariamente até maio de 2003 e a partir daí passaram a ser aproximadamente semanais.

Os gráficos da Figura A.2 apresentam a variação térmica sazonal monitorada na superfície da barragem da UHE Dona Francisca. Estas temperaturas foram obtidas a partir dos TSs instalados nos paramentos de montante (TS-01) e jusante (TS-02) do bloco B17. Os gráficos da Figura A.3 apresentam a variação térmica monitorada no interior do maciço da barragem, obtidas a partir dos termômetros embutidos TE-01 e TE-02. Devido a problemas operacionais com o equipamento “Readout”, nos períodos de abril de 2006 a fevereiro de 2007 e julho de 2014 a setembro de 2015, não foi possível efetuar-se as leituras dos termômetros. Além disso, no período de meados de 2013 até julho de 2014, parece haver um conjunto de dados que se mostram inconsistentes quando analisados dentro do contexto histórico. Desta forma, deve-se manter certa reserva com os mesmos.

A partir da análise do gráfico do TS-02 da Figura A.2, contendo os dados do termômetro instalado na superfície do paramento de jusante, nota-se a existência de uma grande amplitude térmica sazonal (cerca de 10 °C) que manteve um padrão de comportamento ao longo dos anos. Percebe-se que durante o inverno a temperatura desta superfície tende a atingir entre 18 e 20 °C e no verão, entre 28 e 30 °C. Já o gráfico da Figura A.2, correspondente aos dados do TS-01 (o qual indica a temperatura relacionada à da água na cota 58,0 m a montante) não apresenta um padrão de comportamento tão bem definido quanto o verificado nos dados do TS-02. Entretanto, pode-se verificar que o aumento da temperatura da água está relacionado com as épocas mais chuvosas e com o período de verão e que as temperaturas mais baixas tendem a ser registradas nas épocas de inverno.

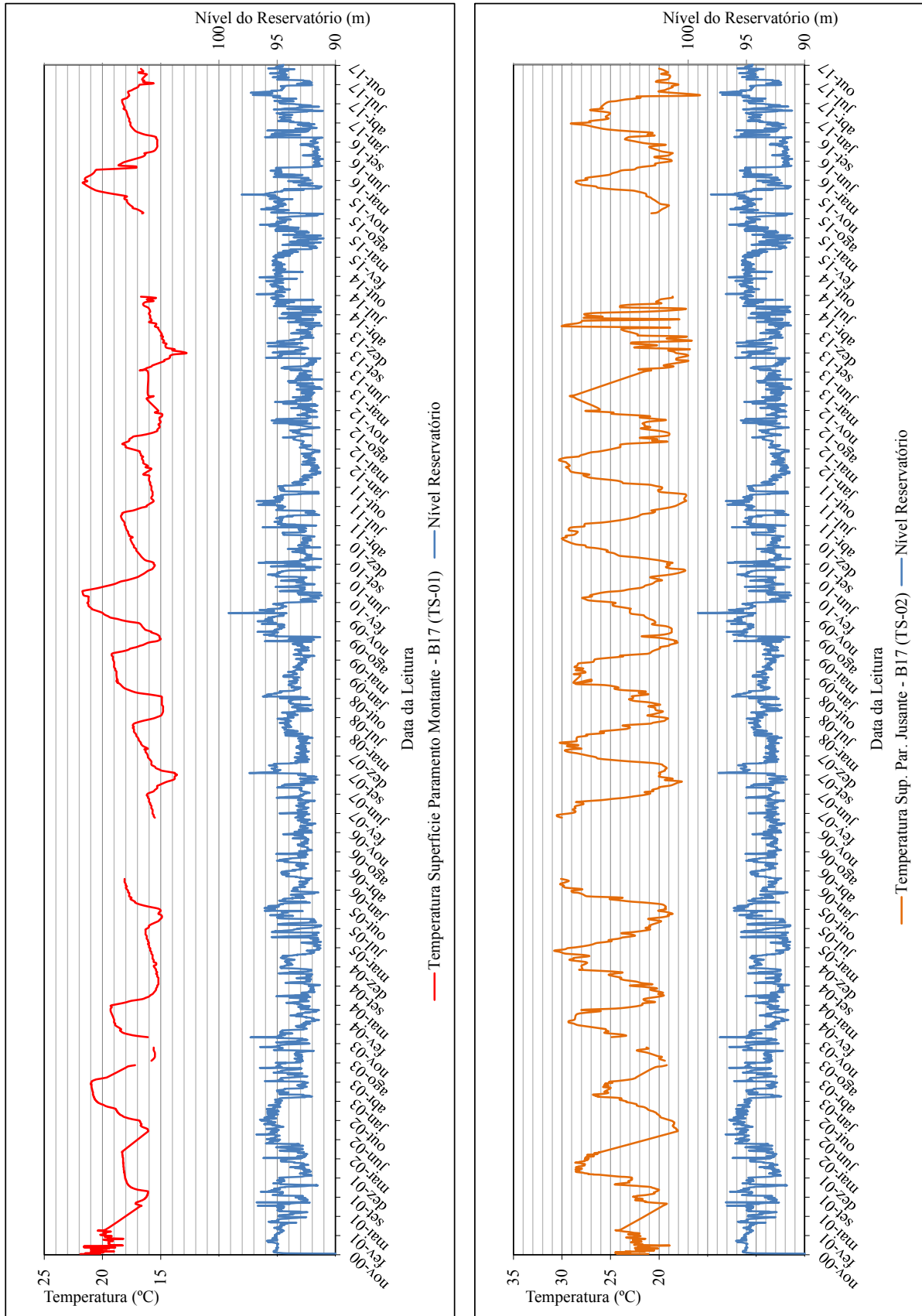


Figura A.2 – Variação térmica na superfície paramentos montante e jusante - bloco B17

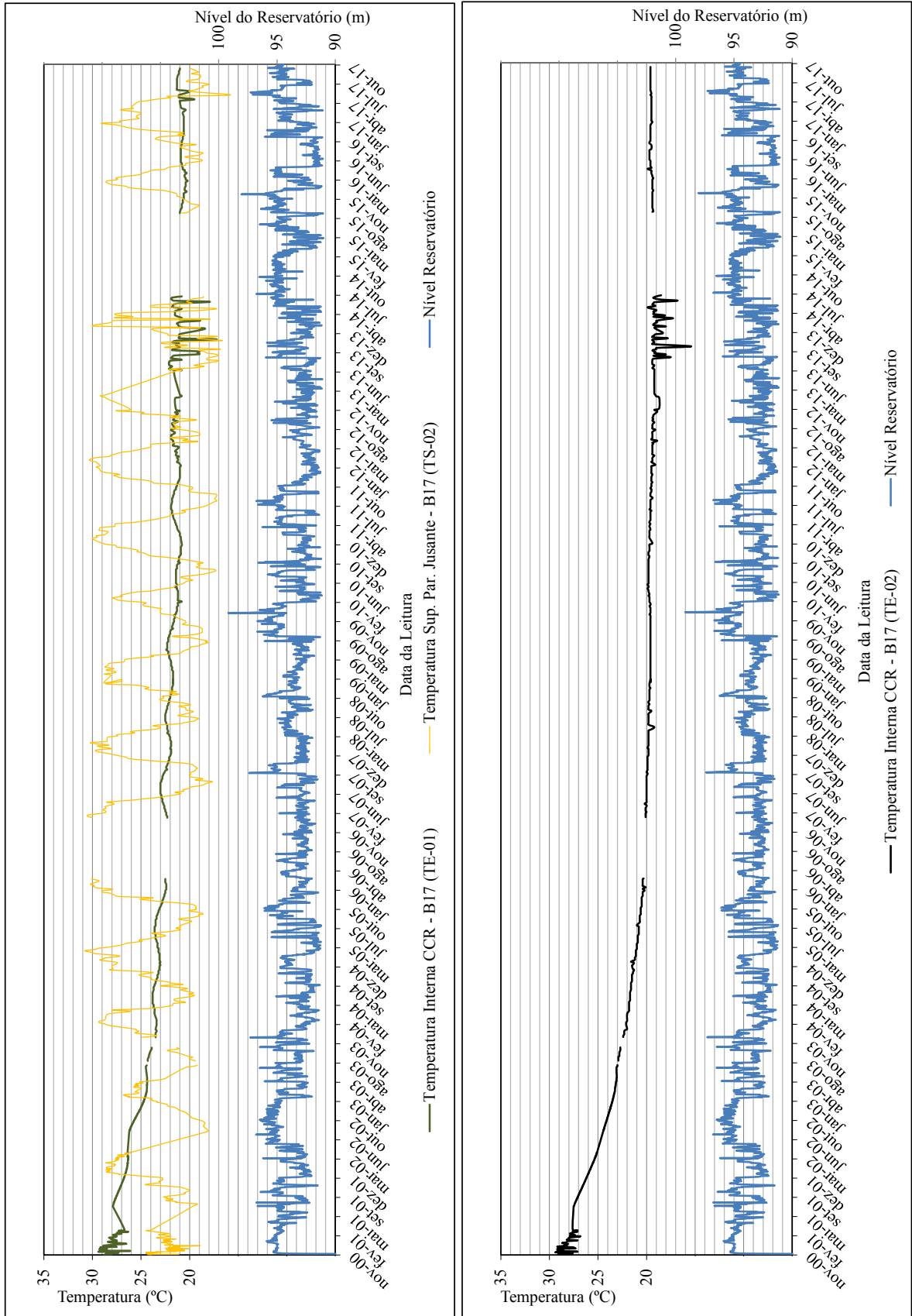


Figura A.3 – Variação térmica interna - bloco B17

A partir da análise do gráfico do TE-01 da Figura A.3, contendo as leituras do termômetro embutido mais distante do paramento de jusante e próximo da galeria de drenagem (dista cerca de 3,5 m), nota-se que o mesmo inicialmente registrou as temperaturas máximas do concreto por ocasião da fase de hidratação do cimento (as quais eram superiores a temperatura ambiente). Com o passar do tempo, estas temperaturas foram decrescendo lentamente até aproximadamente início de 2011 e a partir daí, elas se estabilizaram entre 20 e 22°C. Observa-se ainda, que os picos de temperatura registrados no TE-01 não coincidem com os do TS-02 – instalado na superfície do paramento a jusante. Isto ocorre, possivelmente, devido a um “*time lag*” ocasionado pelo processo lento de transferência de calor da superfície em direção ao interior do maciço de concreto como consequência da variação térmica sazonal e também por influência da proximidade com a galeria de drenagem que faz com que os registros de temperaturas do TE-01 sejam cerca de 2°C superiores aos do TE-02 que está mais distante.

A partir da análise do gráfico do TE-02 da Figura A.3, contendo os dados do termômetro embutido mais próximo do paramento de jusante (dista cerca de 7,0 m), nota-se que o mesmo também inicialmente registrou as temperaturas máximas do concreto por ocasião da fase de hidratação do cimento (temperaturas semelhantes às do TE-01). Com o passar do tempo, estas temperaturas foram decrescendo lentamente até aproximadamente início de 2008 e a partir daí elas se estabilizaram entre 18 e 20°C. Observa-se ainda, que este conjunto de dados praticamente não apresenta picos de temperatura, indicando assim, que a variação térmica sazonal externa não influencia significativamente nos pontos no interior do maciço localizados além de 7,0 m da superfície.

O gráfico da Figura A.4 correlaciona os registros dos termômetros instalados no concreto da barragem com as temperaturas externas e internas da galeria de inspeção/drenagem. Verifica-se que os registros do termômetro da superfície do paramento a jusante da barragem acompanham a tendência variação térmica sazonal externa e também, a temperatura interna do CCR do maciço da estrutura tende a ser superior à registrada no interior da galeria de inspeção e inferior a temperatura externa e da superfície do concreto. Mais uma vez, evidencia-se que os picos de temperatura registrado no termômetro embutido no concreto (TE-01) não acompanham os picos dos demais conjuntos de dados, demonstrando assim, a ocorrência do “*time-lag*” neste processo de condução de calor no concreto da barragem.

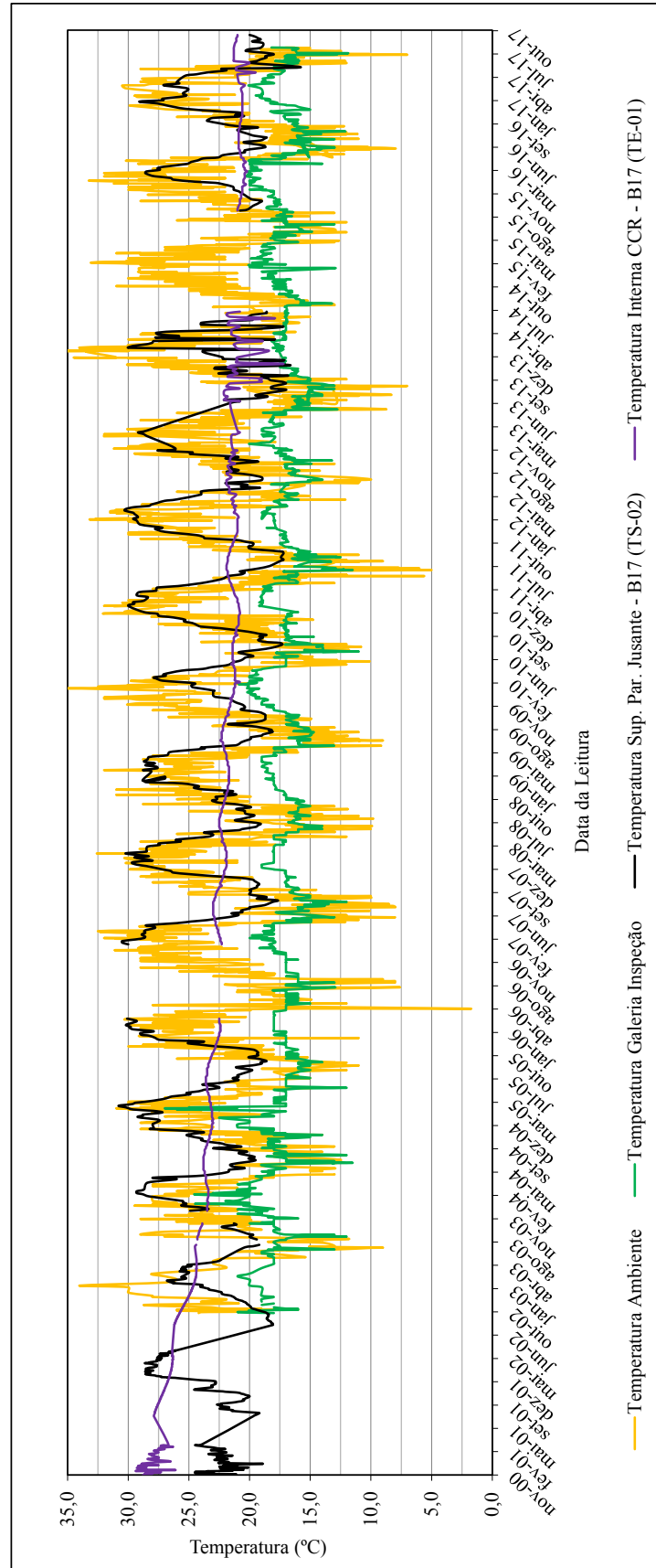


Figura A.4 – Correlação temperatura concreto e a externa e interna da galeria de inspeção

Em condições normais, a variabilidade nas leituras da instrumentação de auscultação da barragem está condicionada principalmente a variação térmica do concreto e à oscilação do NR. Desta forma, a correlação dos dados dos diversos instrumentos com o NR e em alguns casos com a temperatura da barragem, se mostra um procedimento que possibilita uma melhor visualização das tendências de leituras e facilita o entendimento do comportamento da barragem ao longo do tempo e nas definições das previsões de desempenho da estrutura.

3. ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO NÍVEL DO RESERVATÓRIO

Como já destacado anteriormente, o nível do reservatório a montante (NR) é tomado como referencial padrão neste relatório para comparação com variabilidade dos dados dos diversos instrumentos ao longo do tempo. No item anterior, as temperaturas estiveram correlacionadas nos gráficos com a variação do NR e apesar destes dados estarem ligados às condições climáticas, não foi possível identificar uma ligação direta entre eles. A variação térmica ambiental tem um comportamento bem definido e oscila sazonalmente. Já o NR não apresenta um comportamento estacional uma vez que ele pode apresentar-se elevado tanto no período de verão quanto no de inverno. O Rio Grande do Sul não apresenta ciclos definidos de cheias e secas e a ocorrência de algum destes eventos está relacionada, principalmente, aos fenômenos *El Niño* e *La Niña*, que são incertos no que se refere à intensidade e frequência de incidência ao longo dos anos.

O *El Niño*¹ é um fenômeno climático de escala global e caracteriza-se pelo aquecimento anormal das águas superficiais do Oceano Pacífico, predominantemente na sua faixa equatorial. Esse aquecimento é geralmente observado no mês de dezembro. No Brasil esse fenômeno causa um grande aumento de chuvas na região Sul. Na região Norte ocorre redução de chuvas nos setores norte e leste da Amazônia. No Nordeste também ocorre diminuição das chuvas, sendo que no Sertão nordestino essa diminuição pode alcançar até 80% do total médio do período chuvoso. Ocorre também aumento nas temperaturas do Sudeste e Centro-Oeste. Já a *La Niña* é um fenômeno oceânico-atmosférico caracterizado pelo resfriamento anormal nas águas superficiais do Oceano Pacífico Equatorial. Em geral, episódios de *La Niña* ocorreram em menor frequência que o *El Niño* durante as últimas décadas. Em anos de *La Niña* ocorrem chuvas mais abundantes no norte e leste da Amazônia e também no Nordeste brasileiro. Na

¹ Definição baseada em: <<https://www.infoescola.com/clima/el-nino/>>, acesso em março/2018.

região Sul observa-se a ocorrência de secas severas e aumento das temperaturas. No Sudeste e Centro-Oeste os efeitos são imprevisíveis, podendo ocorrer secas, inundações e tempestades.

O gráfico da Figura A.5 apresenta os registros dos Níveis do Reservatório (NR) a montante e jusante da barragem correlacionando-os com a temperatura ambiente do local da UHE Dona Francisca. Também são indicados os ciclos sazonais de verão-inverno. A partir da análise dos registros do NR a montante é possível verificar a tendência das maiores cotas serem observadas nas estações de inverno e primavera. Em dezembro e janeiro observa-se a tendência do NR a montante estar baixo e próximo da cota 92,5 m, entretanto, observou-se que quando da ocorrência de fenômenos “El niño” de intensidade moderada ou forte, nos períodos indicados no gráfico da Figura A.5, o NR a montante permaneceu alto por longos períodos e abrangendo os meses de dezembro e janeiro.

O NR mínimo registrado a montante, após o período de enchimento em 2000, foi de 91,01m no dia 11 de maio de 2015 e o NR máximo foi de 99,17 m no dia 04 de janeiro de 2010. No que se refere aos registros do NR a jusante da barragem é possível verificar que os mesmos tendem a variar entre 53,0 e 56,0m e esta oscilação é regulada pela operação da UHE. Desta forma, a variação do NR a jusante não acompanha diretamente a do NR a montante da barragem, embora esteja relacionada. As cotas máximas registradas a jusante foram em períodos nos quais ocorreu descarga pelo vertedouro da barragem (quando o NR a montante ultrapassou a cota 94,5m). O NR máximo observado a jusante, após o período de enchimento em 2000, foi de 61,69m no dia 23 de setembro de 2007 e o NR mínimo foi de 53,00 m – verificado diversas vezes, principalmente nos anos de 2008 e 2009.

REFERÊNCIAS CITADAS NO APÊNDICE D

ANDRADE, G. O. Os climas. In: Azevedo, A. (org.) **Brasil, a terra e o homem**. 2 ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 1972, v.1. p. 397-462.

NIMER, E. Clima. In: **Geografia do Brasil – Região Sul**. Rio de Janeiro: IBGE, 1990. V.2, p.151-187.

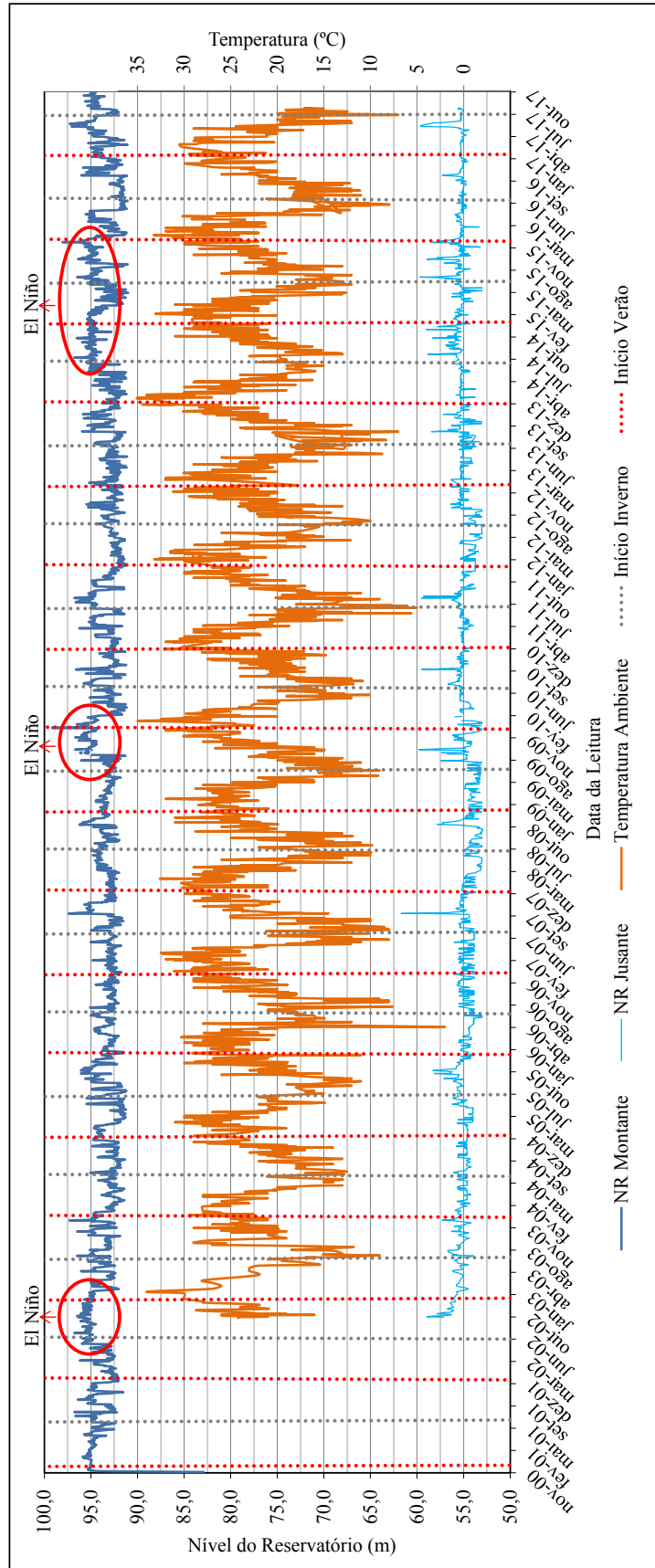


Figura A.5 – Correlação do NR a montante e jusante com a temperatura ambiente

APÊNDICE B

**Apresentação Gráfica das Leituras dos Medidores Triortogonais de Junta,
Extensômetros Múltiplos e Pêndulos Diretos**

SUMÁRIO APÊNDICE B

1. MEDIDORES TRIORTOGONAIS DE JUNTA	199
2. EXTENSÔMETROS MÚLTIPLOS	219
3. PÊNDULOS DIRETO	230

LISTA DE FIGURAS APÊNDICE B

Figura B.1 – Registros de abertura da junta TA/B3	199
Figura B.2 – Registros de AJ dos MTJs localizados na região da OD.....	200
Figura B.3 – Registros de AJ dos MTJs localizados na região do vertedouro	201
Figura B.4 – Registros de AJ a partir dos MTJs localizados na região da OE.....	202
Figura B.5 – Correlação AJ TA/B3 com os registros de temperatura do TS-02 e TE-02.....	203
Figura B.6 – Correlação AJ dos MTJs da OD com as temperaturas do TS-02 e TE-02	204
Figura B.7 – Correlação AJ dos MTJs do vertedouro com as temperaturas TS-02 e TE-02 .	205
Figura B.8 – Correlação AJ a partir dos MTJs da OE com as temperaturas TS-02 e TE-02 .	206
Figura B.9 – Registros dos DHs do MTJ TA/B3	207
Figura B.10 – Registros dos DHs dos MTJs localizados na OD.....	208
Figura B.11 – Registros dos DHs dos MTJs localizados na região do vertedouro	209
Figura B.12 – Registros dos DHs dos MTJs localizados na OE	210
Figura B.13 – Correlação DHs do MTJ TA/B3 com temperatura do TS-02.....	211
Figura B.14 – Correlação DH dos MTJs localizados na OD com temperatura do TS-02.....	212
Figura B.15 – Correlação DHs dos MTJs do vertedouro com temperatura do TS-02	213
Figura B.16 – Correlação DHs dos MTJs localizados na OE com temperatura do TS-02	214
Figura B.17 – Registros dos RDs do MTJ localizado entre os blocos TA e B3	215
Figura B.18 – Registros dos RDs dos MTJs localizados na região da OD	216
Figura B.19 – Registros dos RDs dos MTJs localizados na região do vertedouro	217
Figura B.20 – Registros dos RDs dos MTJs localizados na região da OE.....	218
Figura B.21 – Registros das deformações na fundação a partir dos EMs CF-01 e 02	219
Figura B.22 – Correlação deformações EMs CF-01 e 02 com a temperatura do TS-02.....	220
Figura B.23 – Registros das deformações na fundação a partir EM TA-01.....	221
Figura B.24 – Registros das deformações na fundação a partir dos EMs TA-02 e 03.....	222
Figura B.25 – Registros das deformações na fundação a partir EM TA-04.....	223
Figura B.26 – Registros das deformações na fundação a partir EM S4-01.....	224
Figura B.27 – Registros das deformações na fundação a partir EM S4-02.....	225
Figura B.28 – Registros das deformações na fundação a partir EM S4-03.....	226
Figura B.29 – Registros das deformações na fundação a partir EM S6-01.....	227
Figura B.30 – Registros das deformações na fundação a partir EM S6-02.....	228
Figura B.31 – Registros das deformações na fundação a partir EM S6-03.....	229

Figura B.32 – Deslocamentos horizontais medidos com PD na crista bloco B17	230
Figura B.33 – Deslocamentos horizontais medidos com PD na crista bloco B21	231
Figura B.34 – Comparativo deslocamentos horizontais da crista dos blocos B17 e B21	232
Figura B.35 – Correlação entre temperaturas e deslocamentos horizontais de crista	233
Figura B.36 – Correlações totais de Temperatura (TS-02) e NR a montante com os deslocamentos de crista (DCs) nos blocos B17 e B21	234

1. MEDIDORES TRIORTOGONAIS DE JUNTA

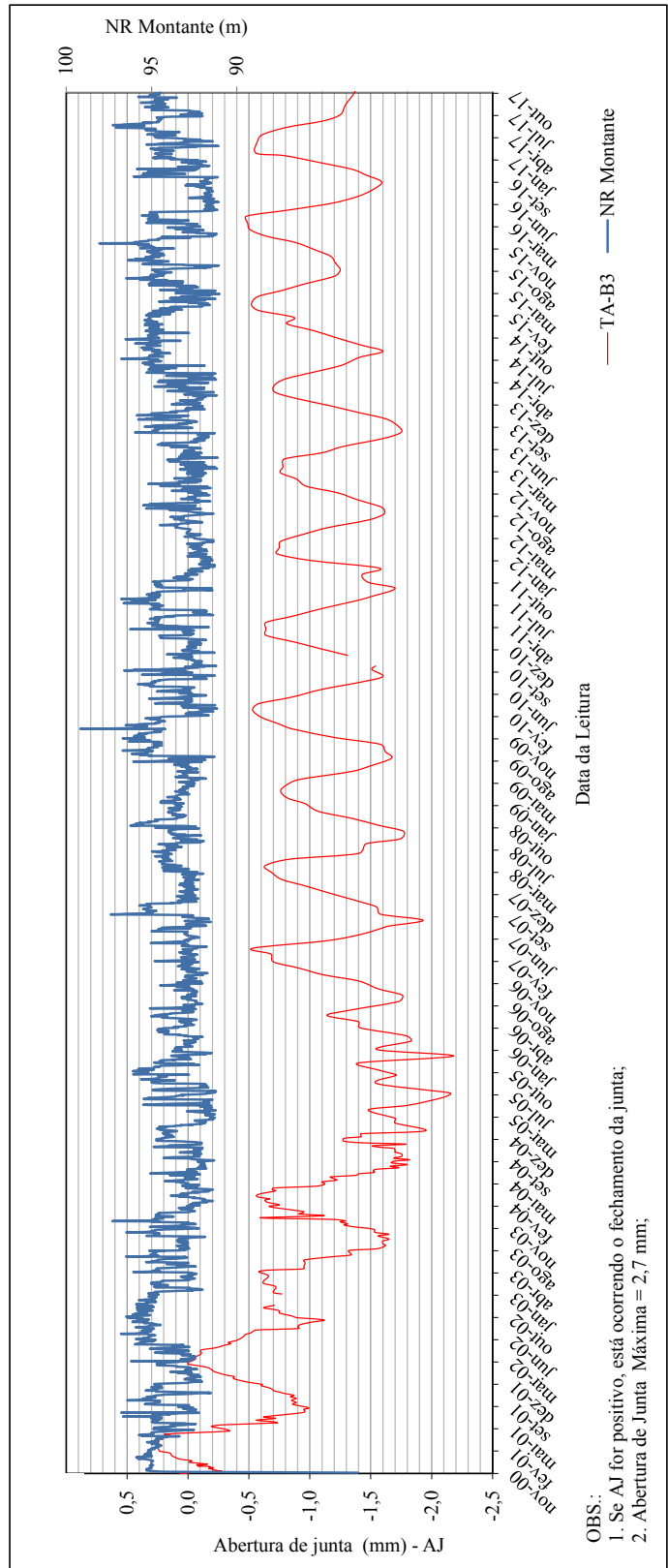
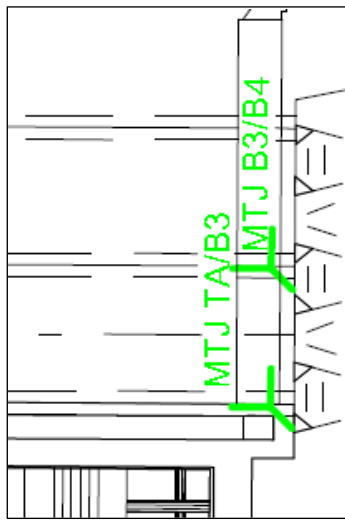


Figura B.1 – Registros de abertura da junta TA/B3

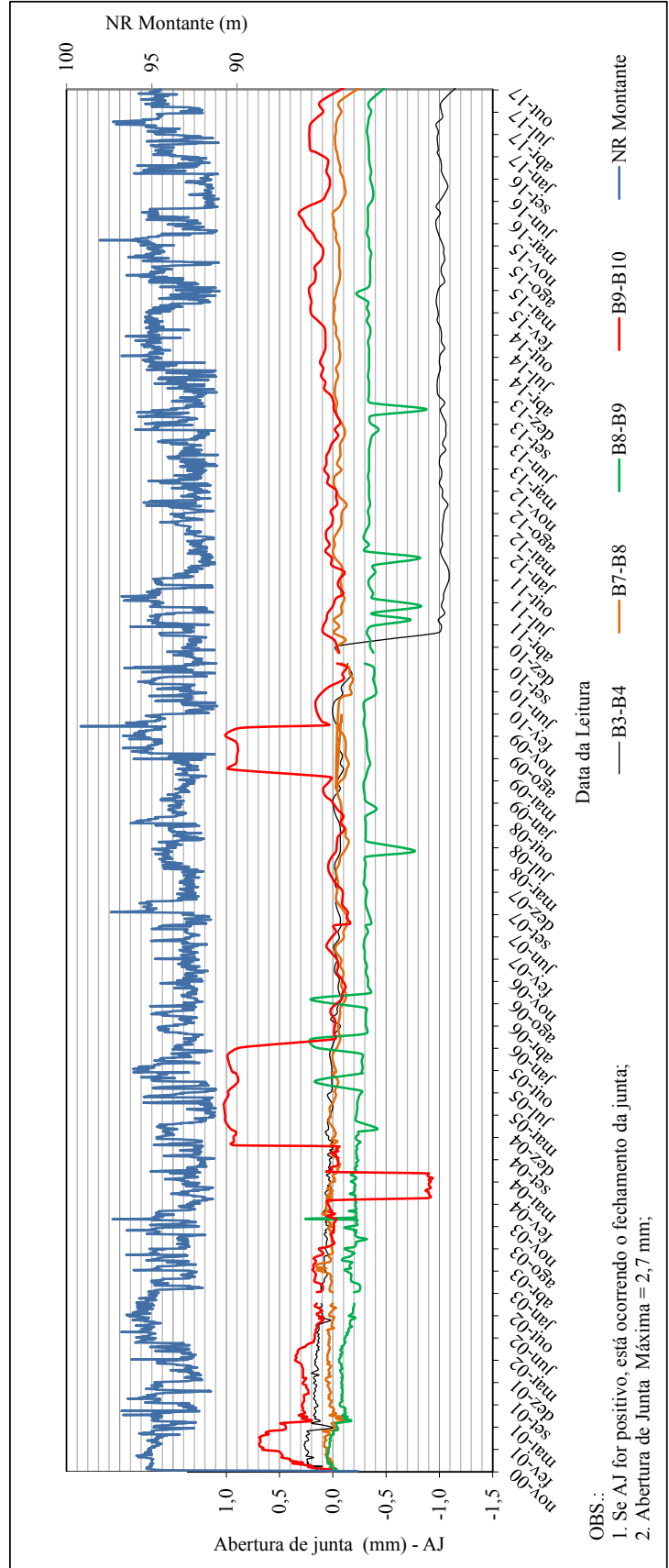


Figura B.2 – Registros de AJ dos MTJs localizados na região da OD

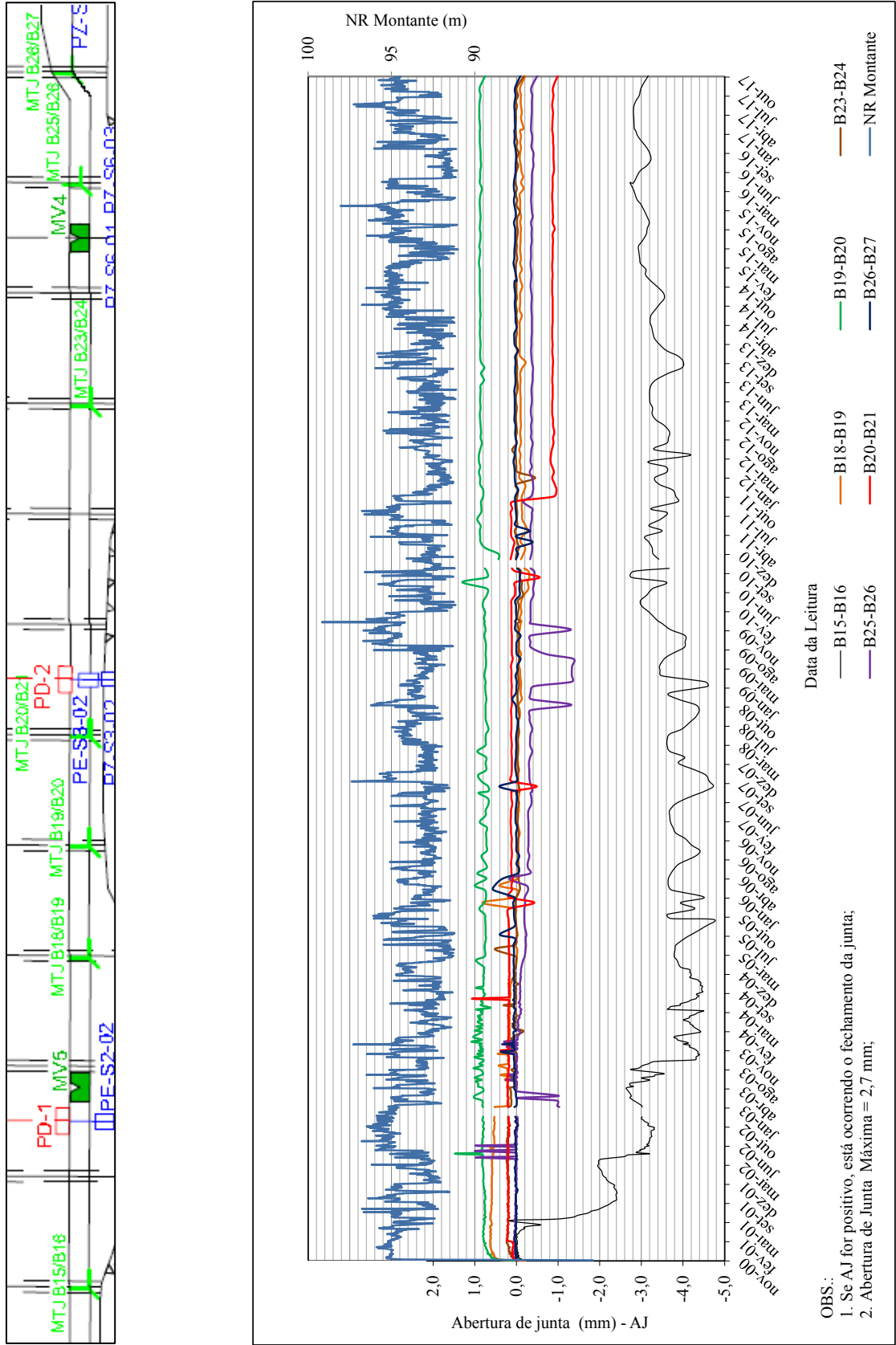


Figura B.3 – Registros de AJ dos MTJs localizados na região do vertedouro

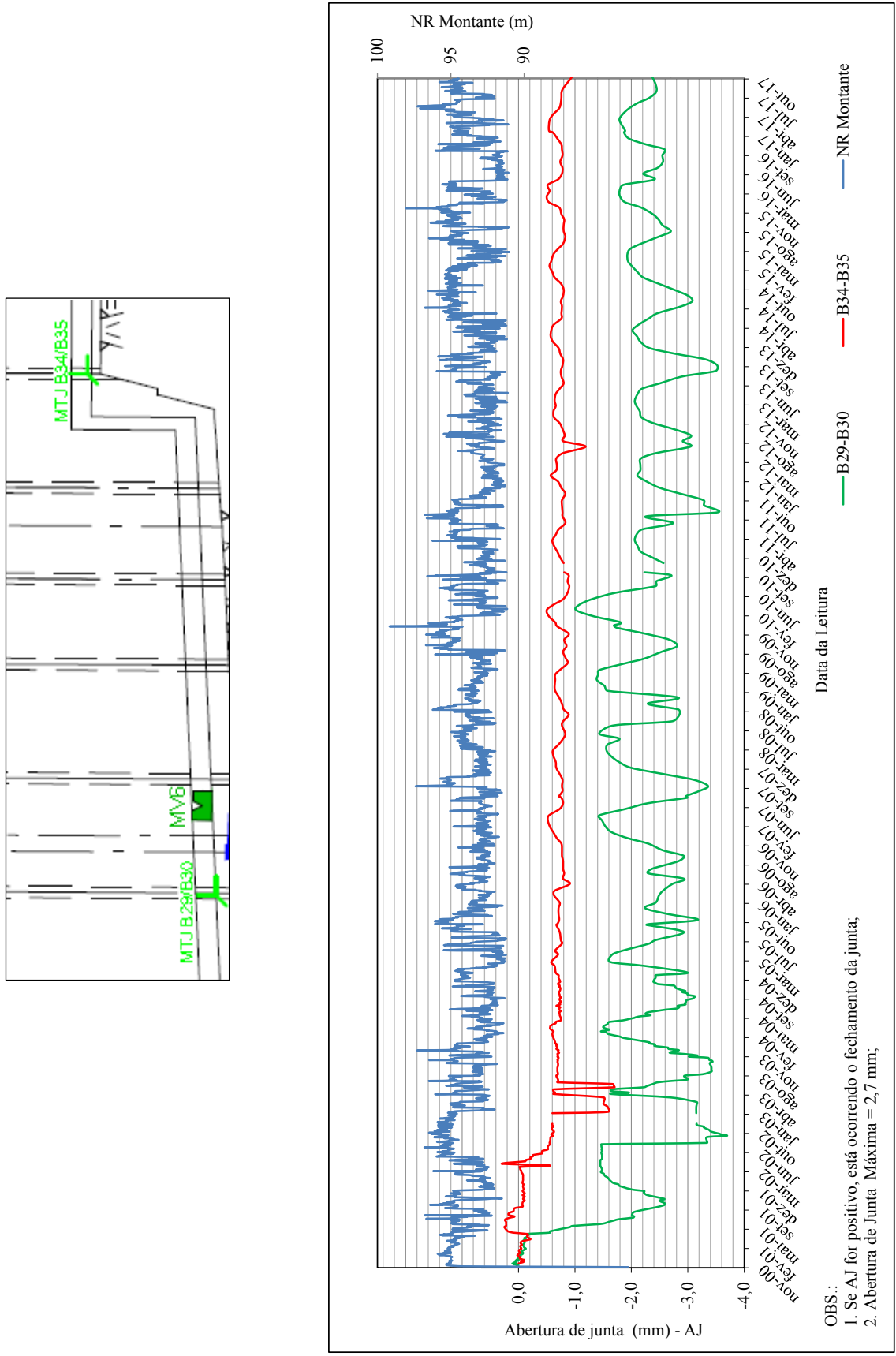


Figura B.4 – Registros de AJ a partir dos MTJs localizados na região da OE

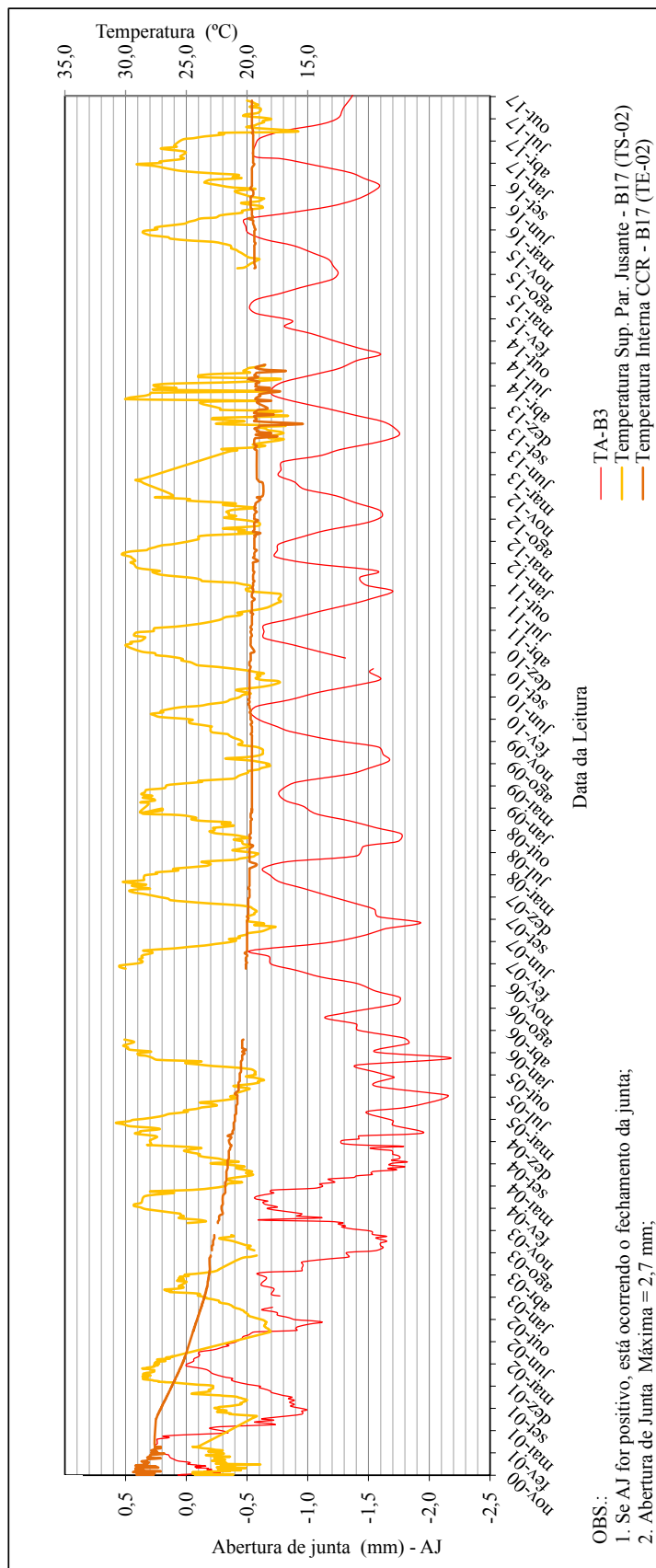


Figura B.5 – Correlação AJ TA/B3 com os registros de temperatura do TS-02 e TE-02

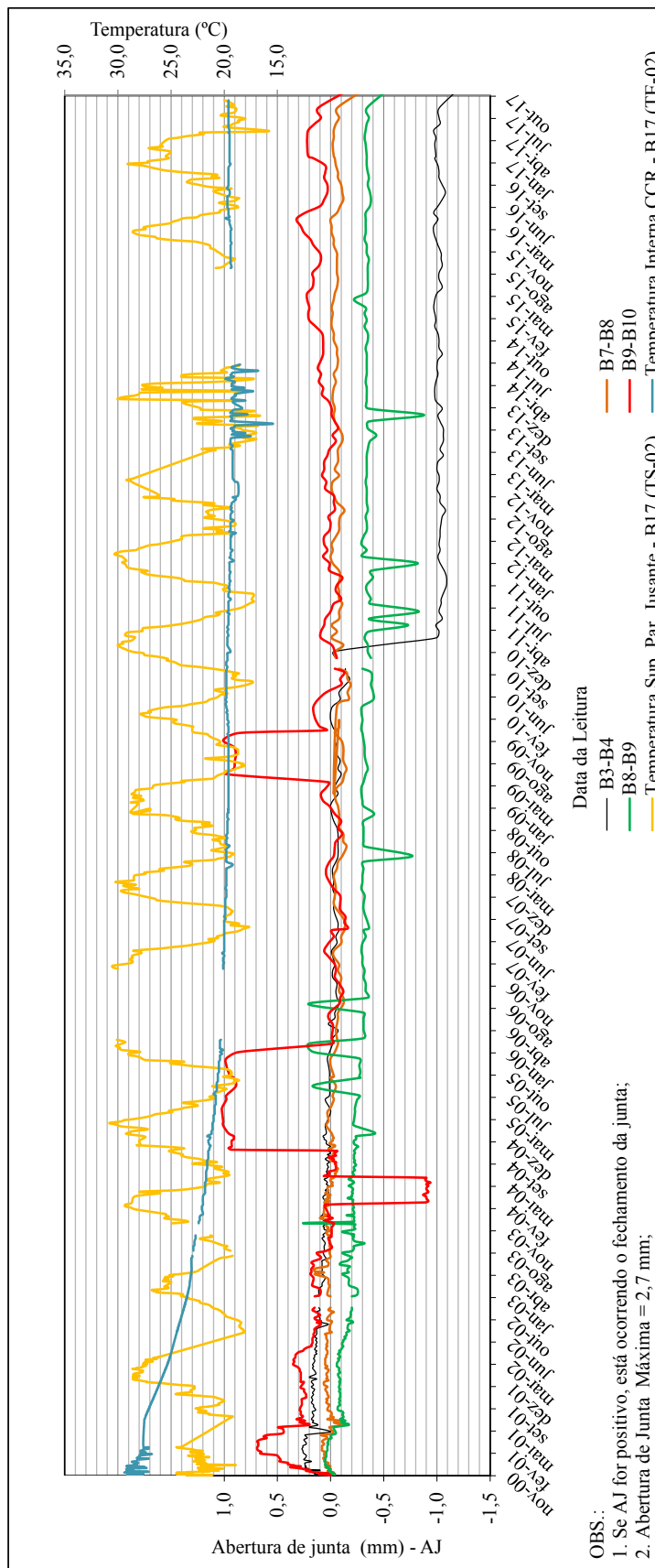


Figura B.6 – Correlação AJ dos MTJs da OD com as temperaturas do TS-02 e TE-02

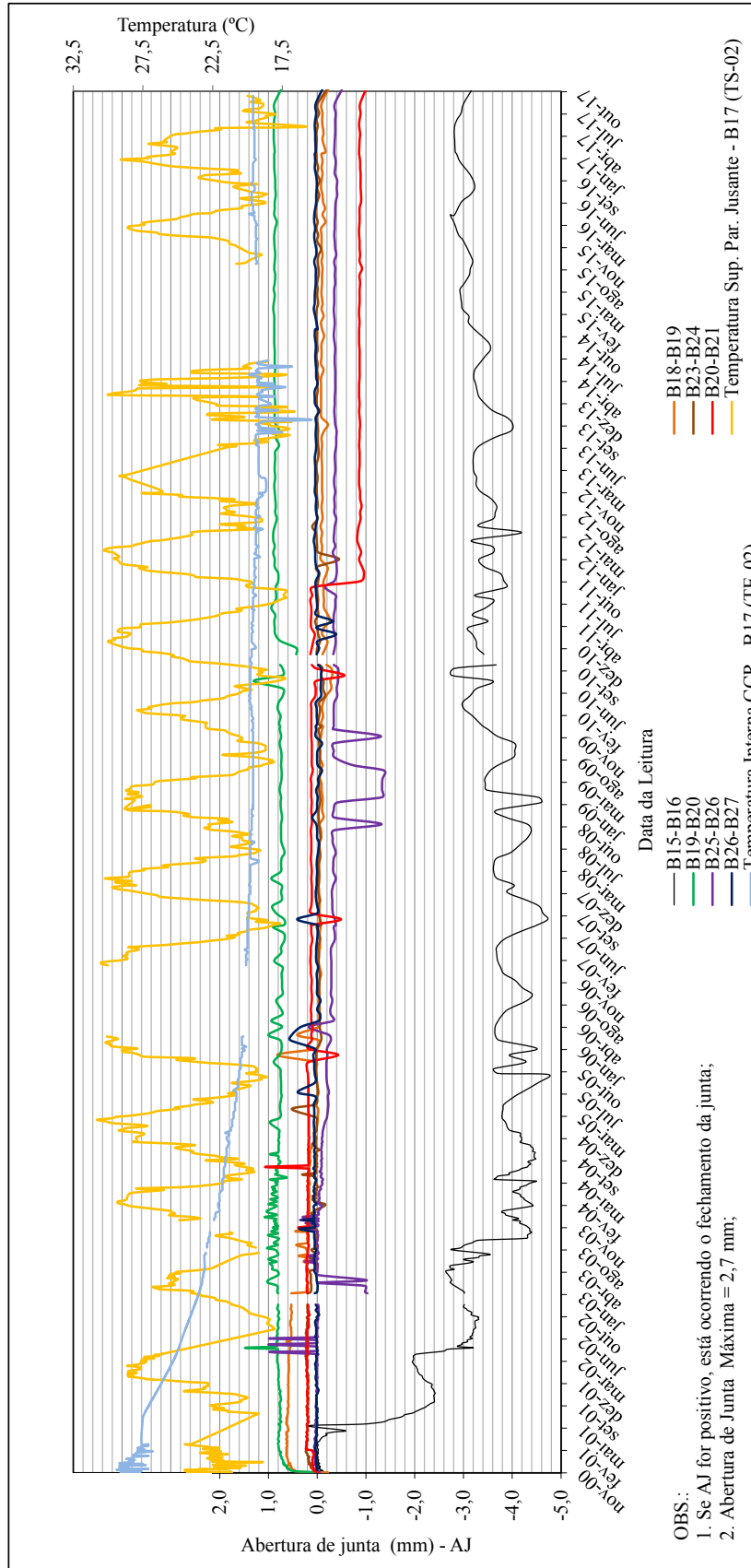


Figura B.7 – Correlação AJ dos MTJs do vertedouro com as temperaturas TS-02 e TE-02

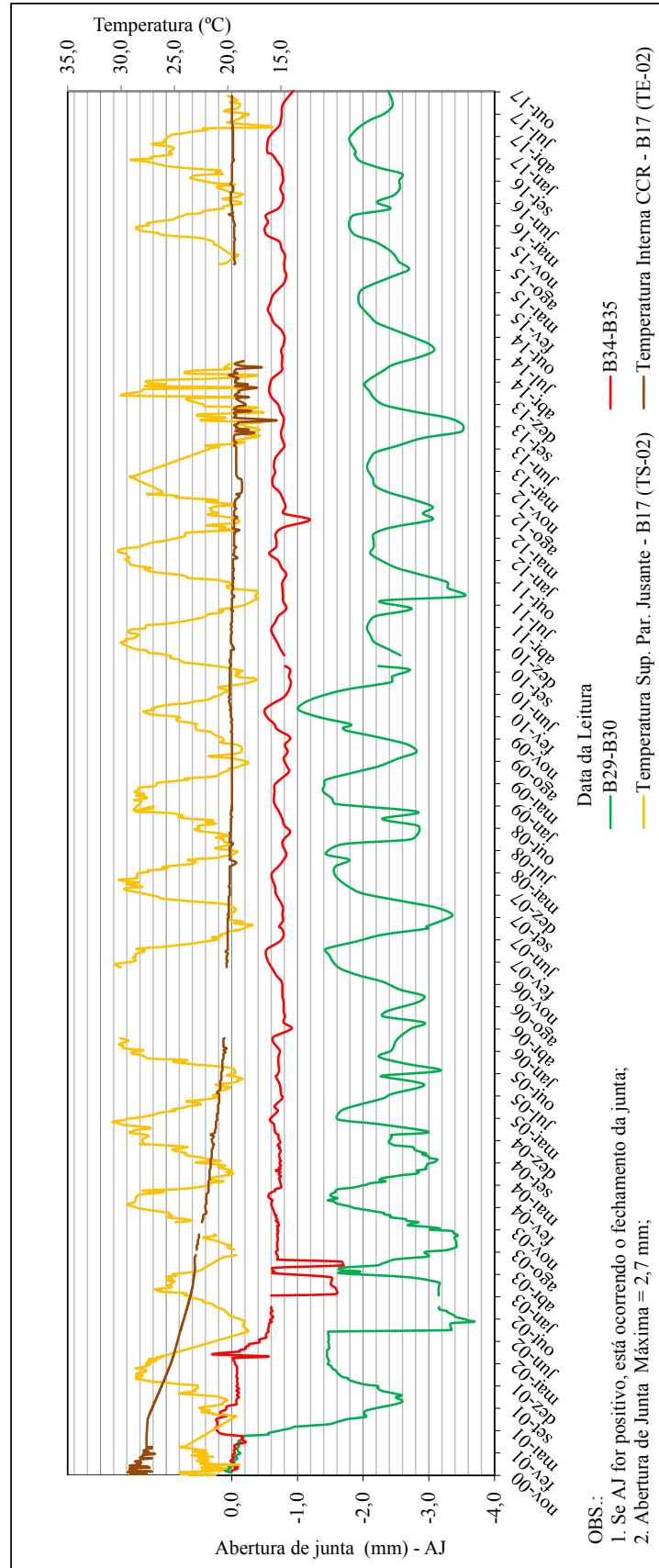


Figura B.8 – Correlação AJ a partir dos MTJs da OE com as temperaturas TS-02 e TE-02

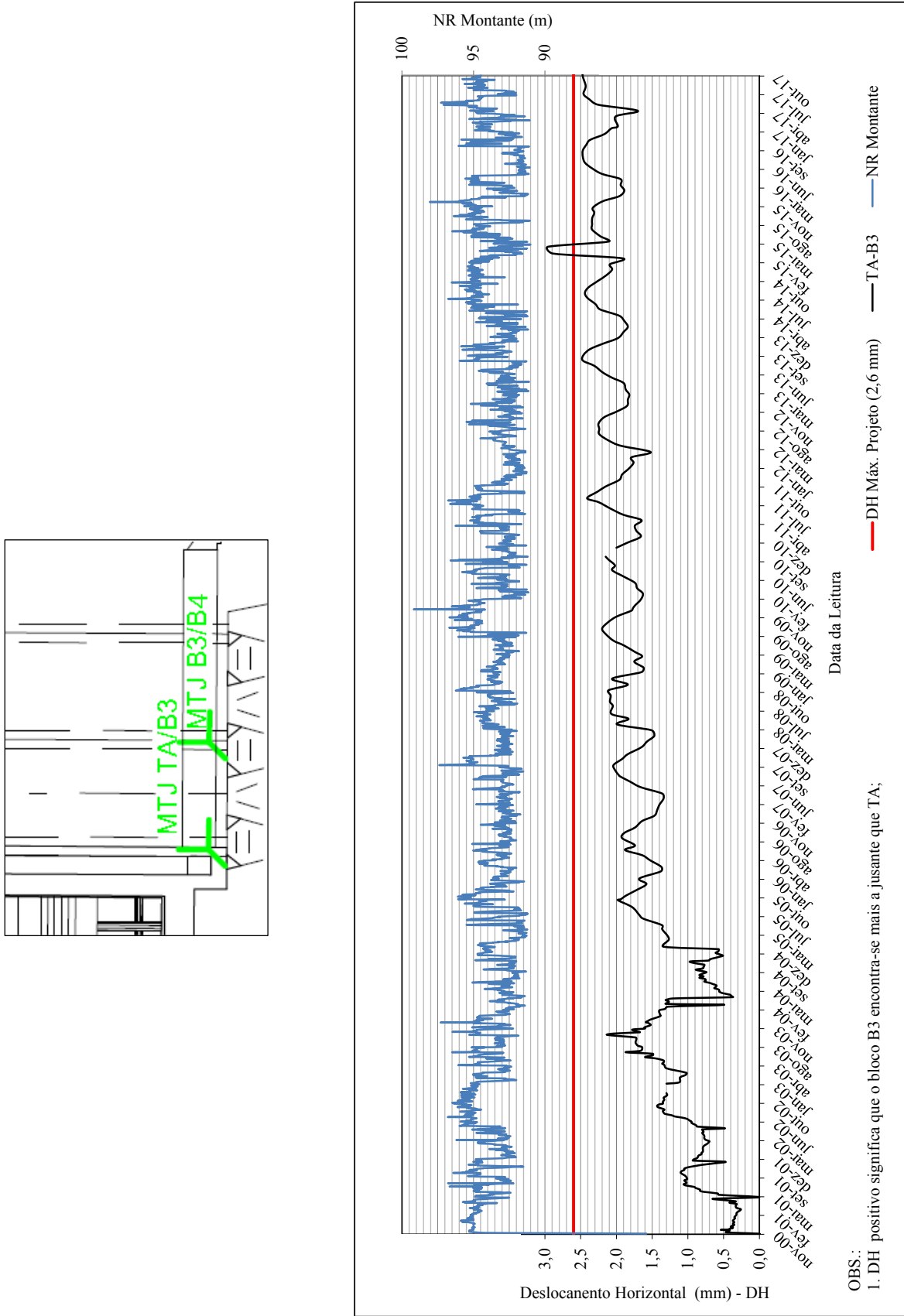


Figura B.9 – Registros dos DHs do MTJ TA/B3

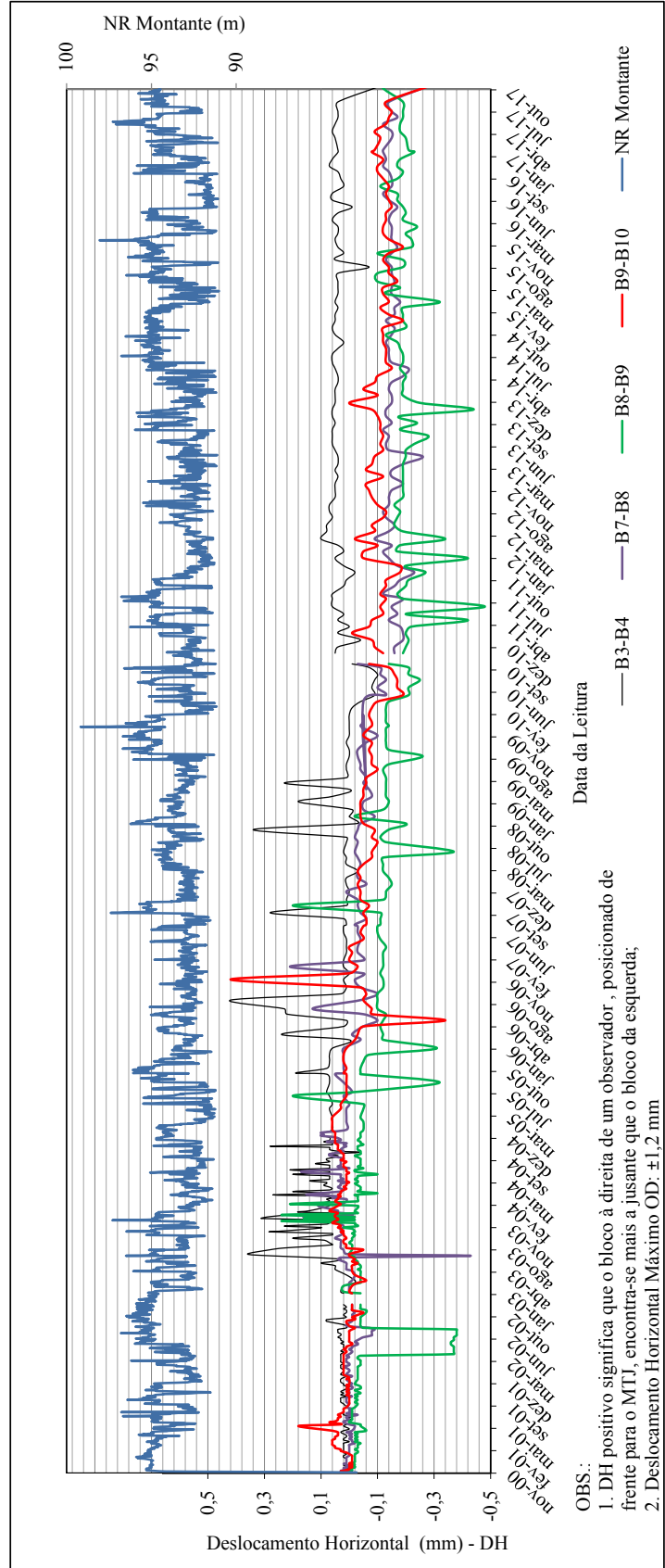


Figura B.10 – Registros dos DHs dos MTJs localizados na OD

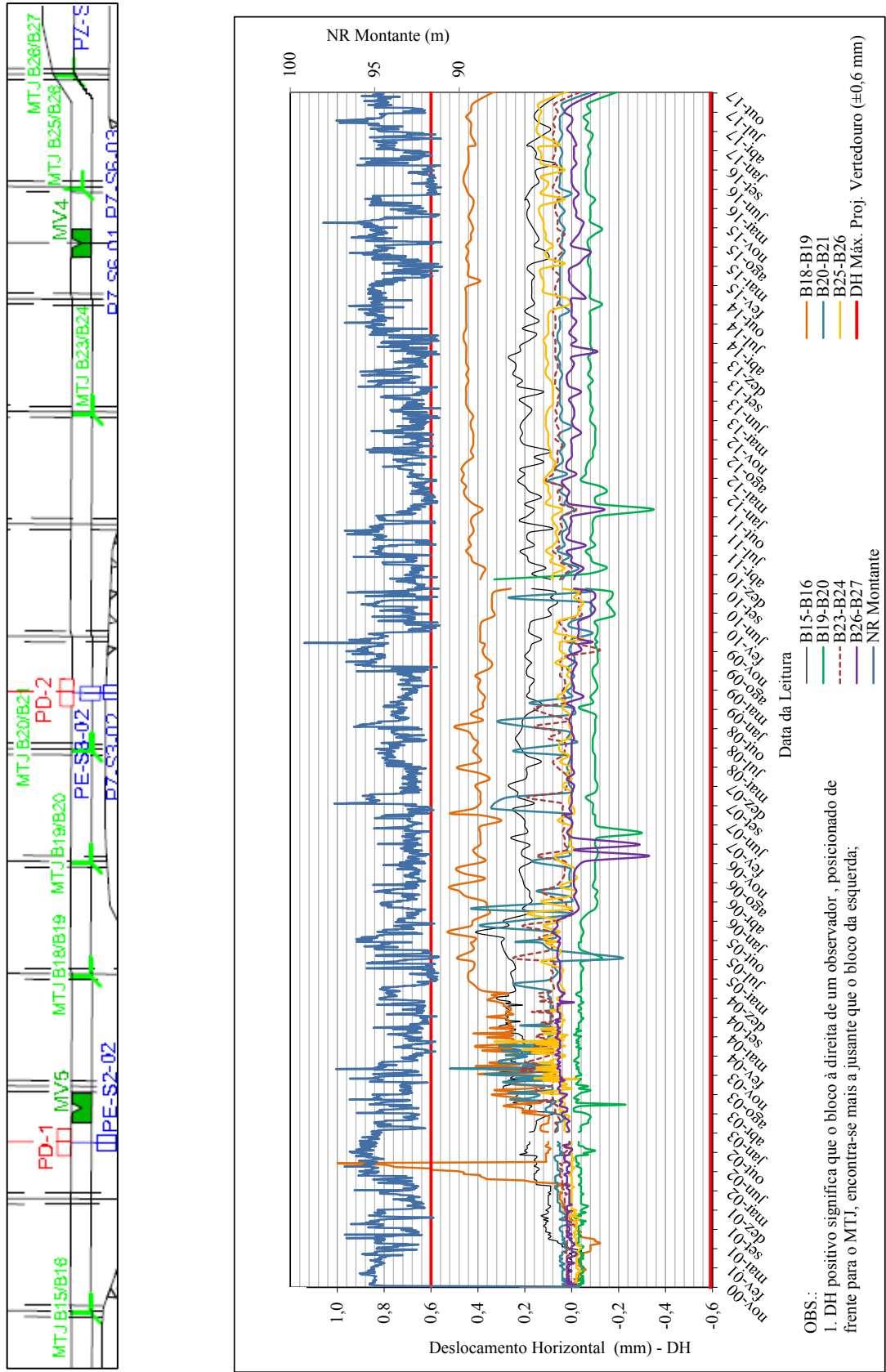


Figura B.11 – Registros dos DHs dos MTJs localizados na região do vertedouro

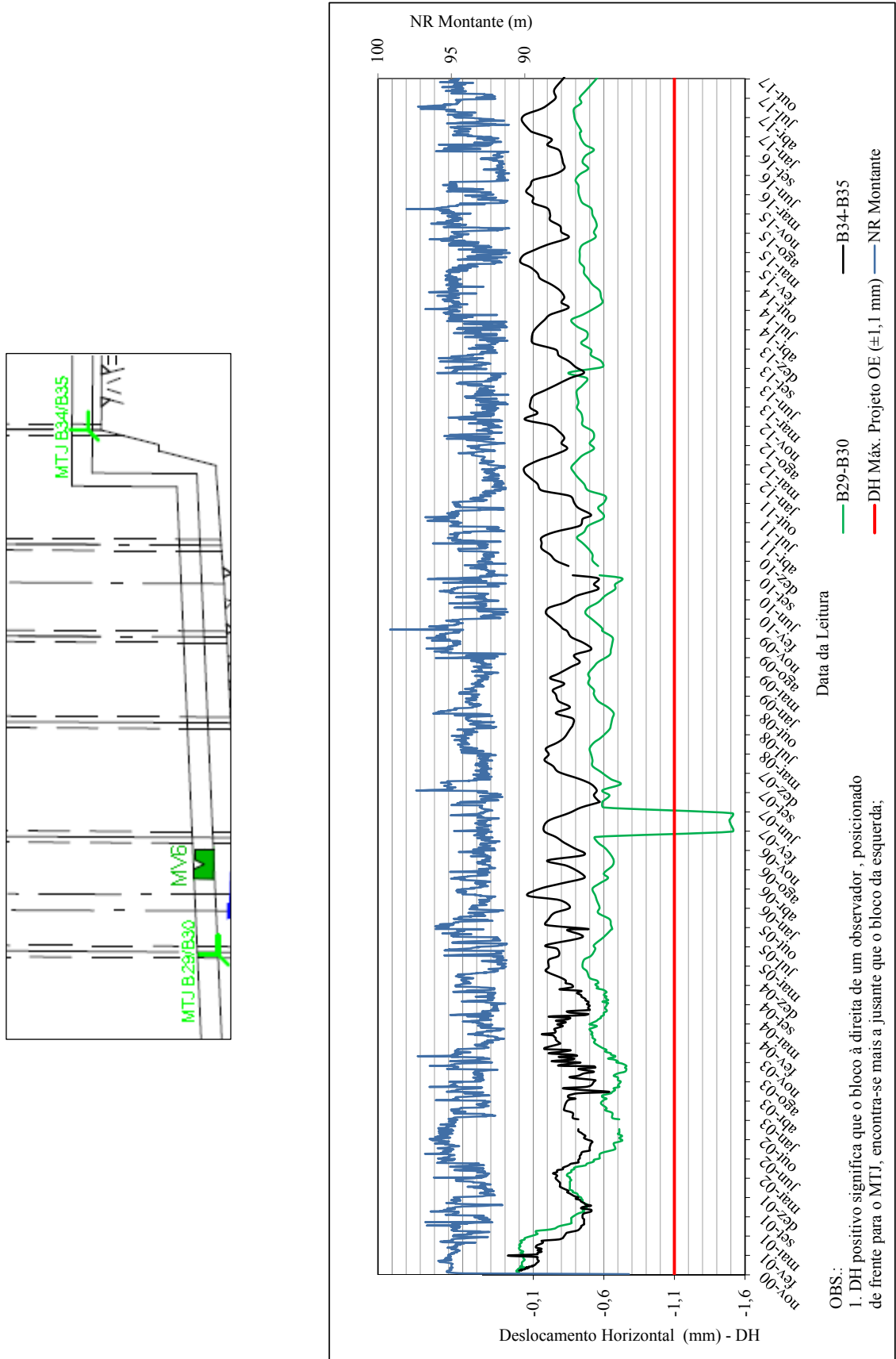


Figura B.12 – Registros dos DHs dos MTJs localizados na OE

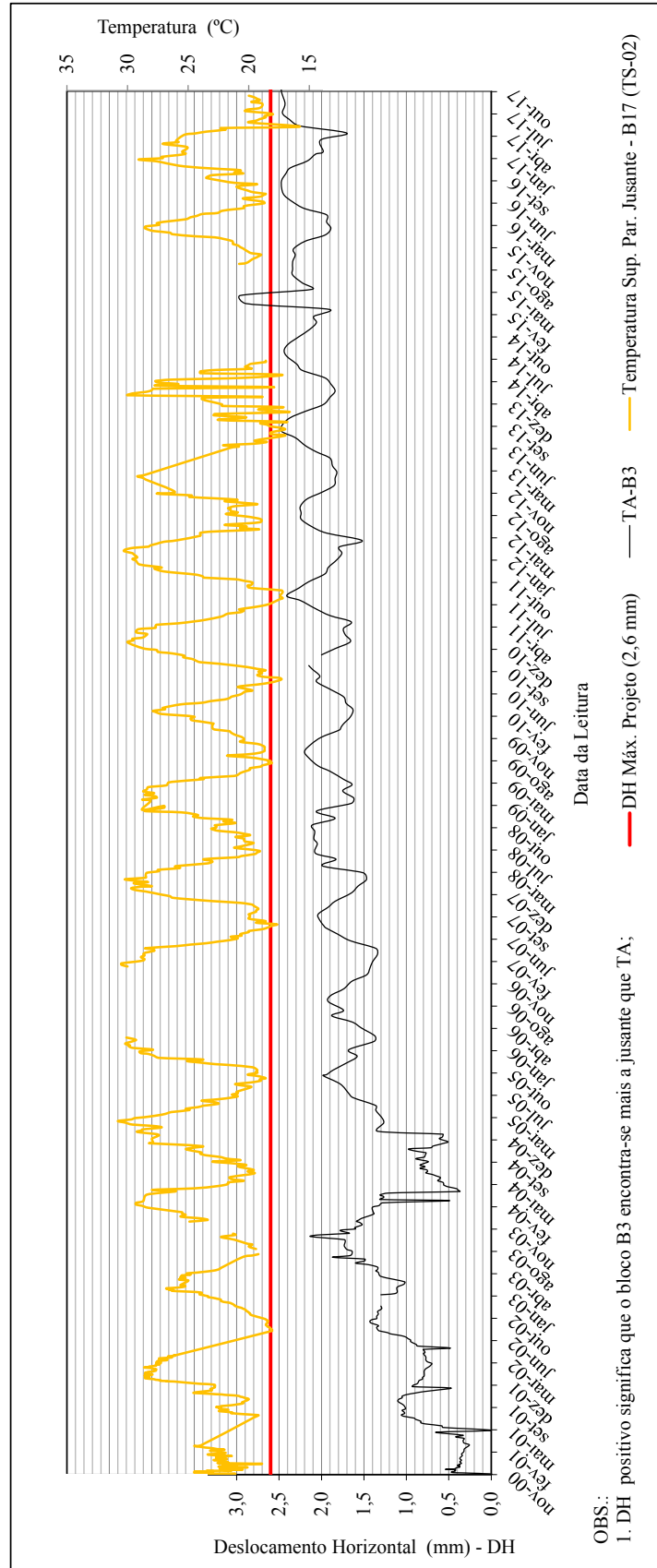


Figura B.13 – Correlação DHs do MTJ TA/B3 com temperatura do TS-02

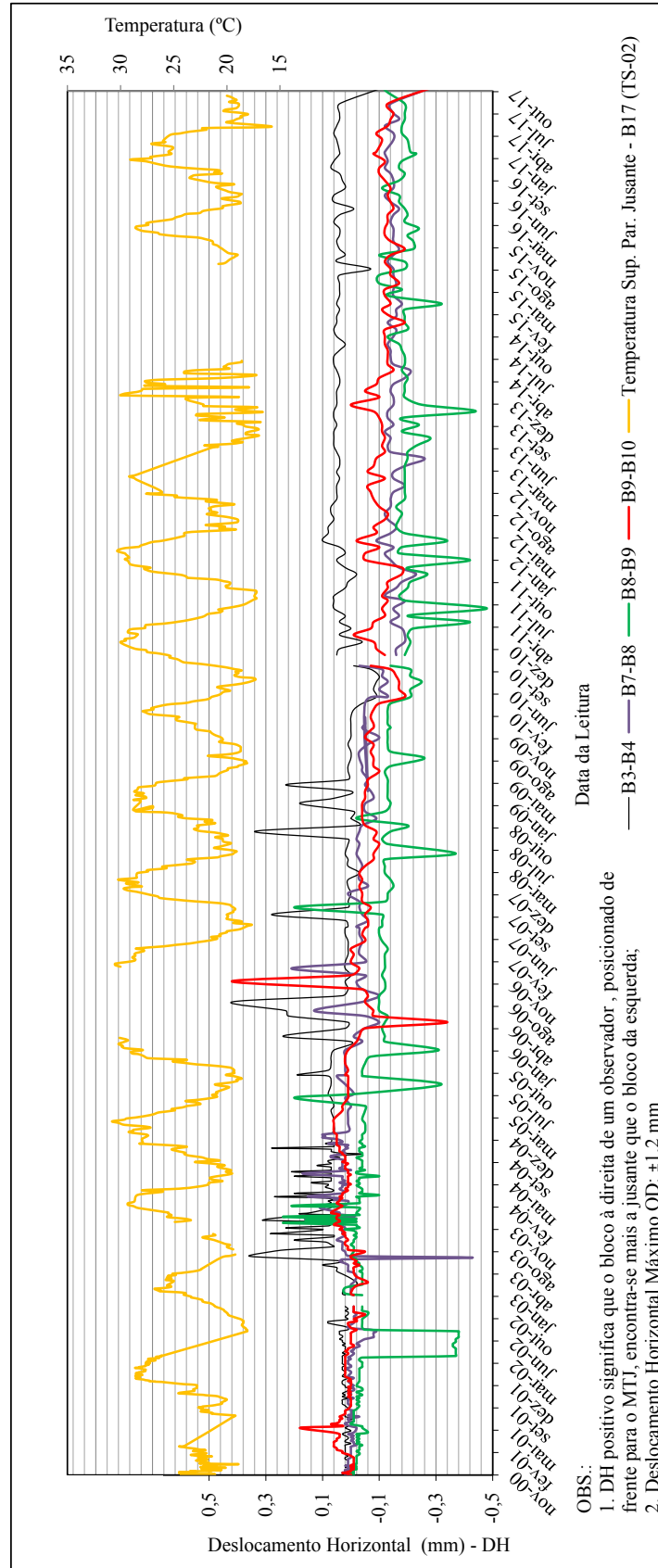


Figura B.14 – Correlação DH dos MTJs localizados na OD com temperatura do TS-02

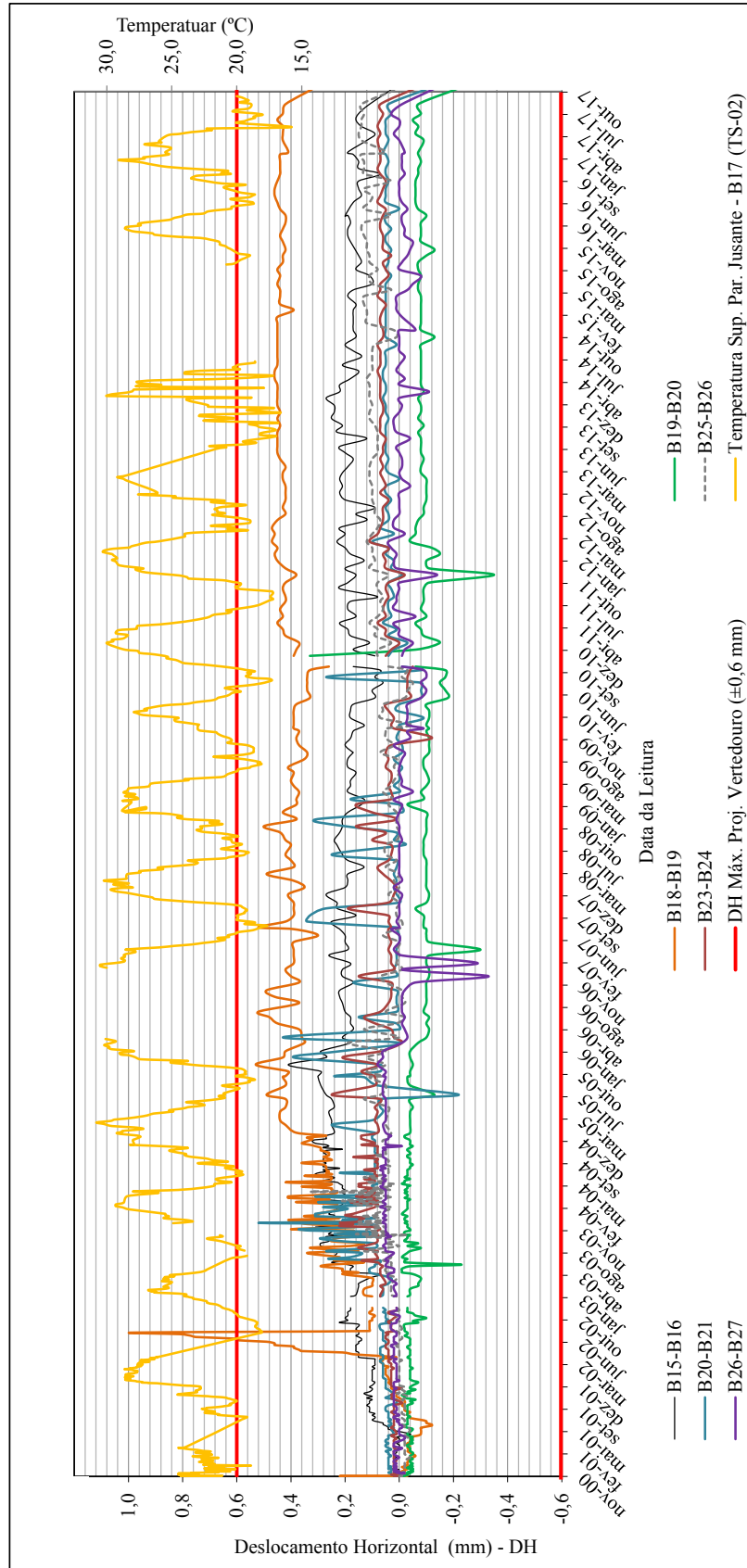


Figura B.15 – Correlação DHs dos MTJs do vertedouro com temperatura do TS-02

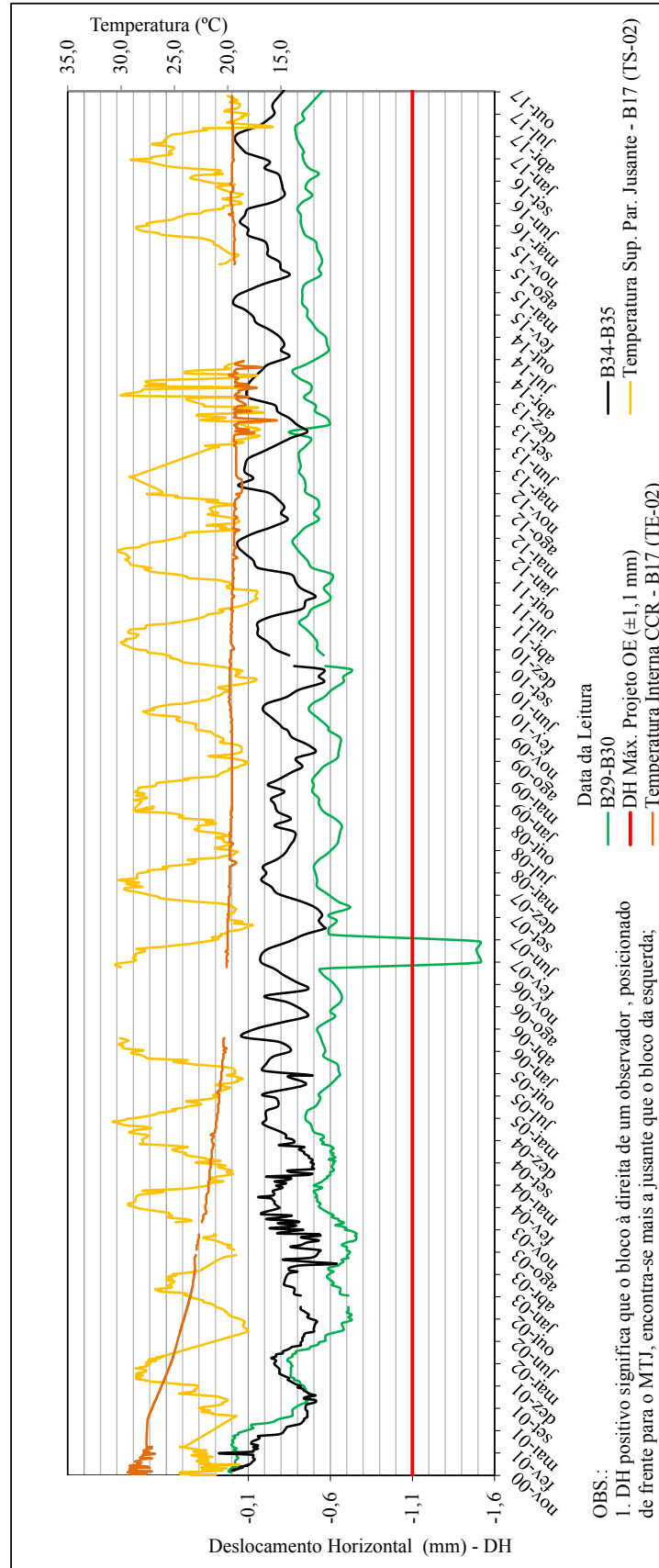


Figura B.16 – Correlação DHs dos MTJs localizados na OE com temperatura do TS-02

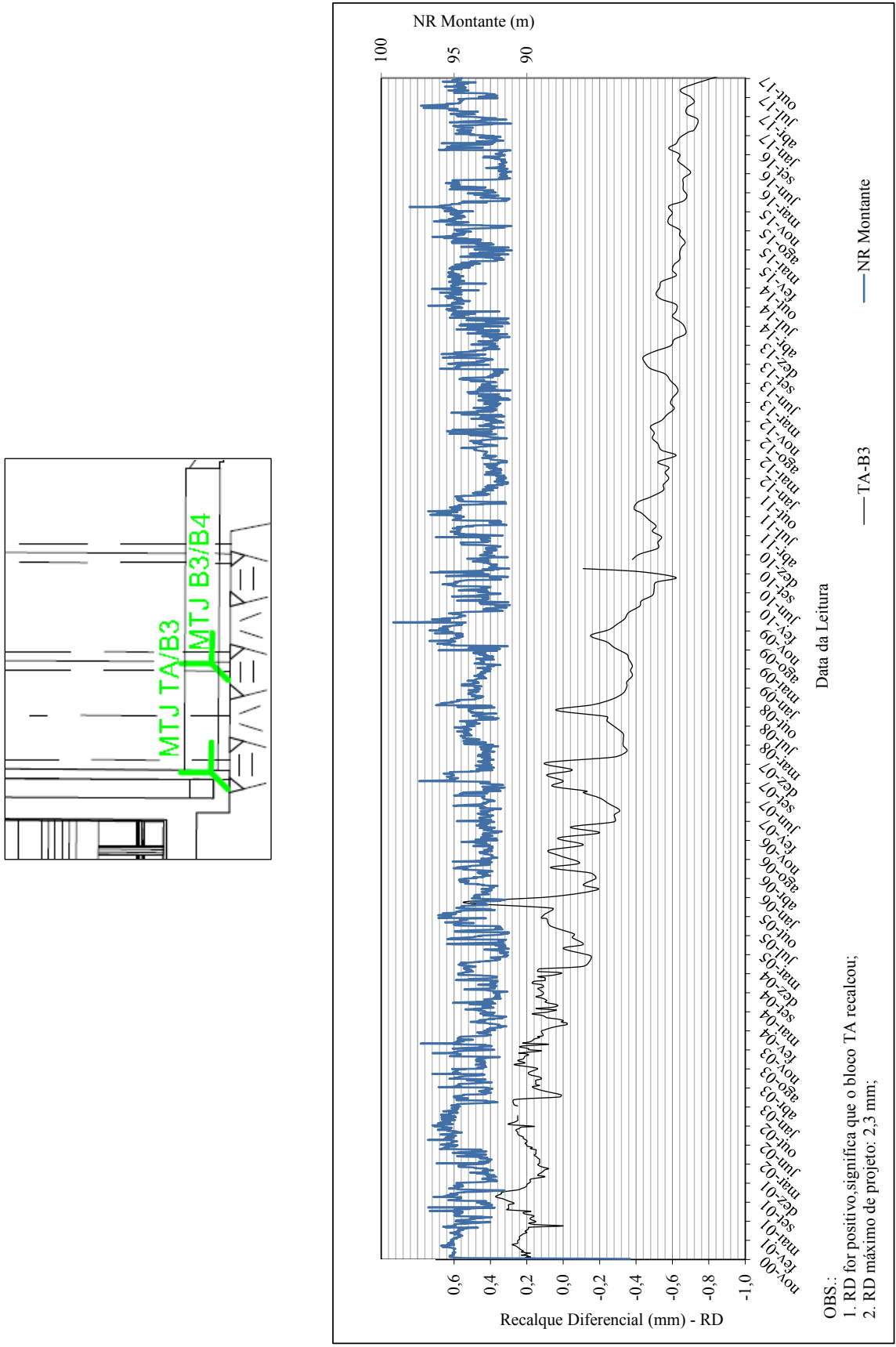


Figura B.17 – Registros dos RDs do MTJ localizado entre os blocos TA e B3

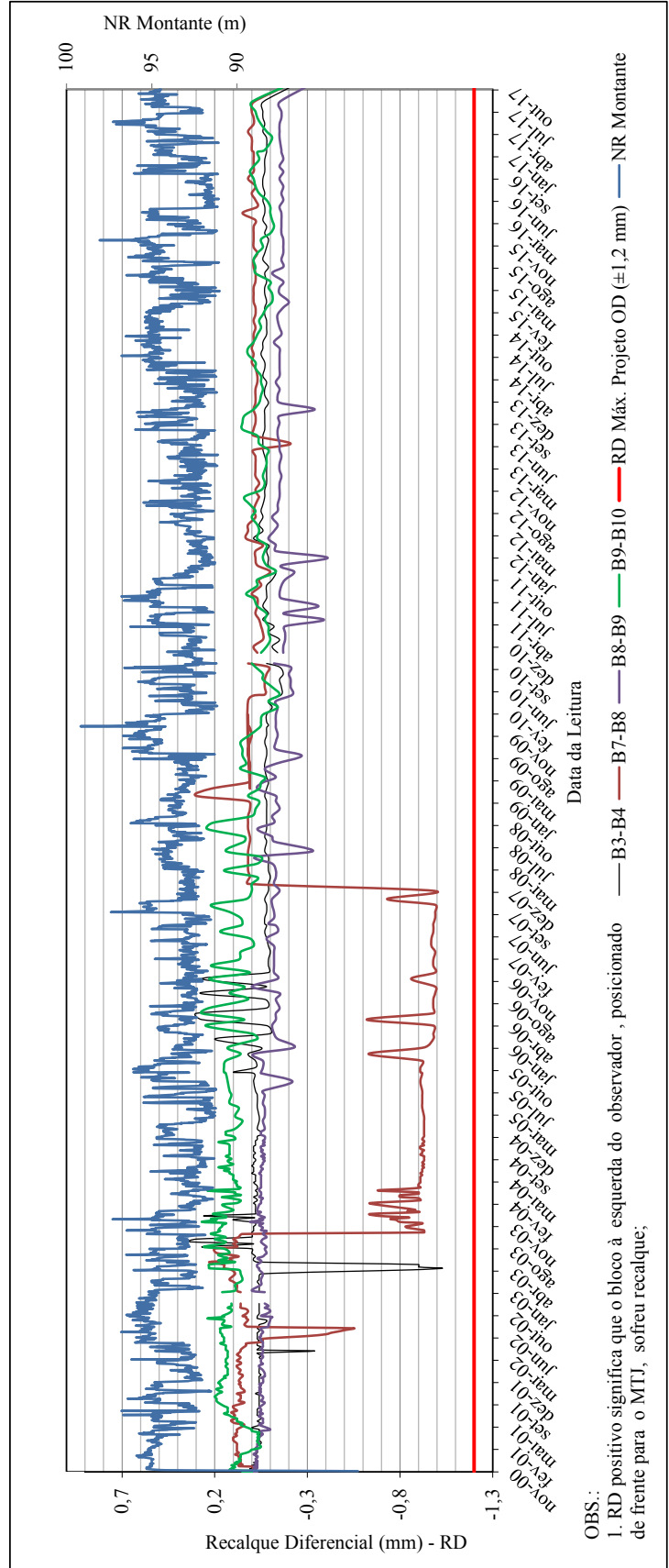


Figura B.18 – Registros dos RDs dos MTJs localizados na região da OD

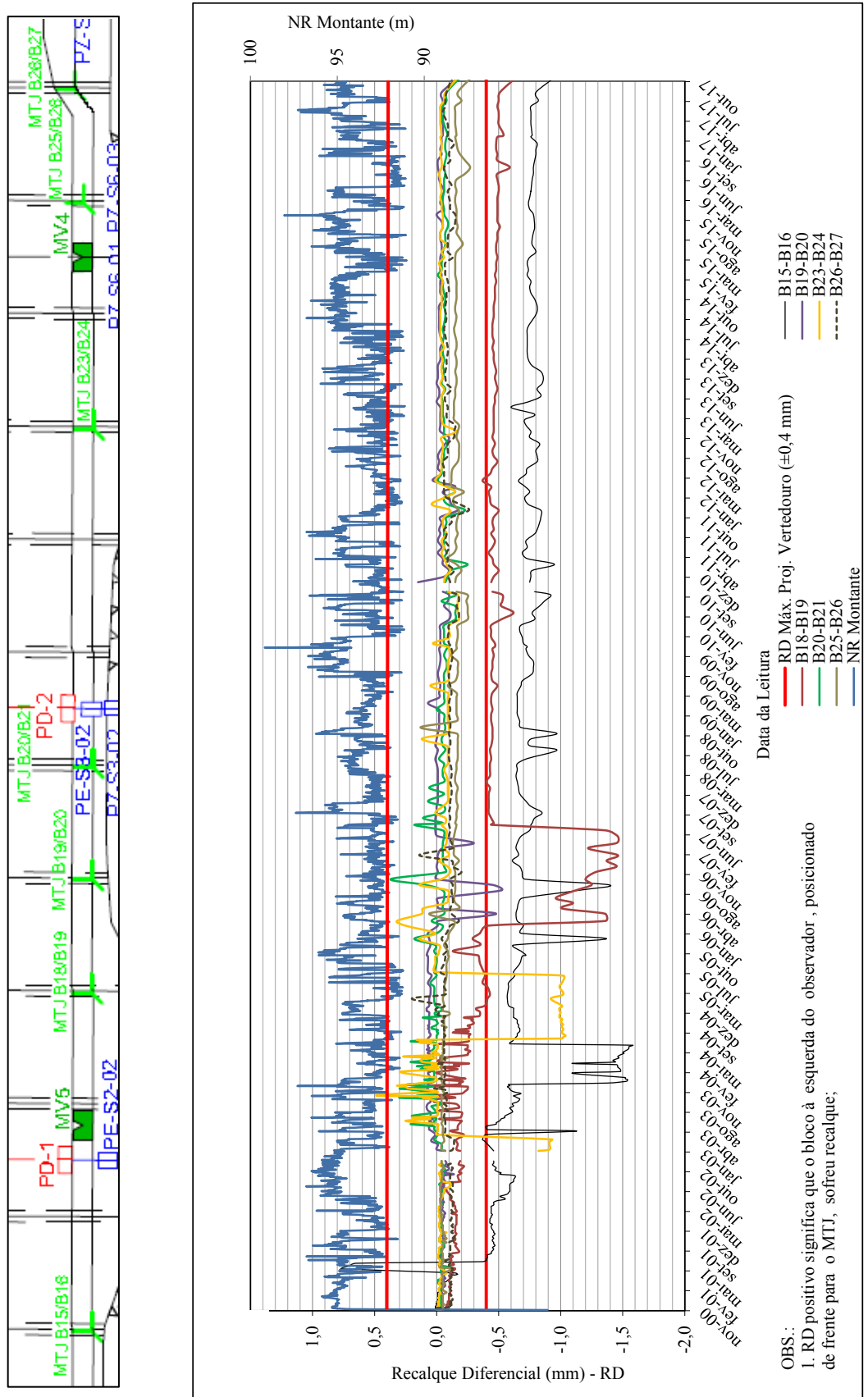


Figura B.19 – Registros dos RDs dos MTJs localizados na região do vertedouro

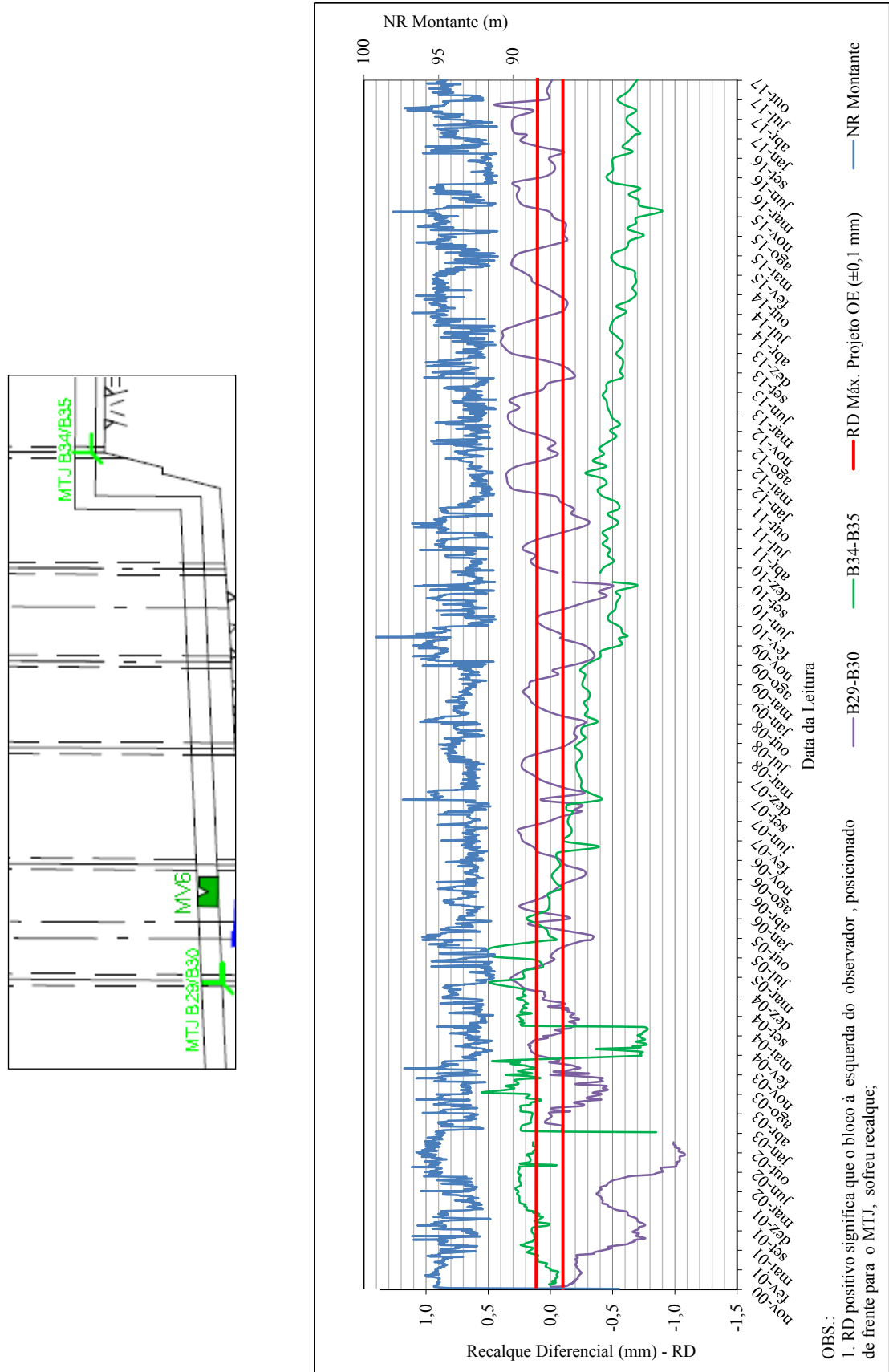


Figura B.20 – Registros dos RDs dos MTJs localizados na região da OE

2. EXTENSÔMETROS MÚLTIPLOS

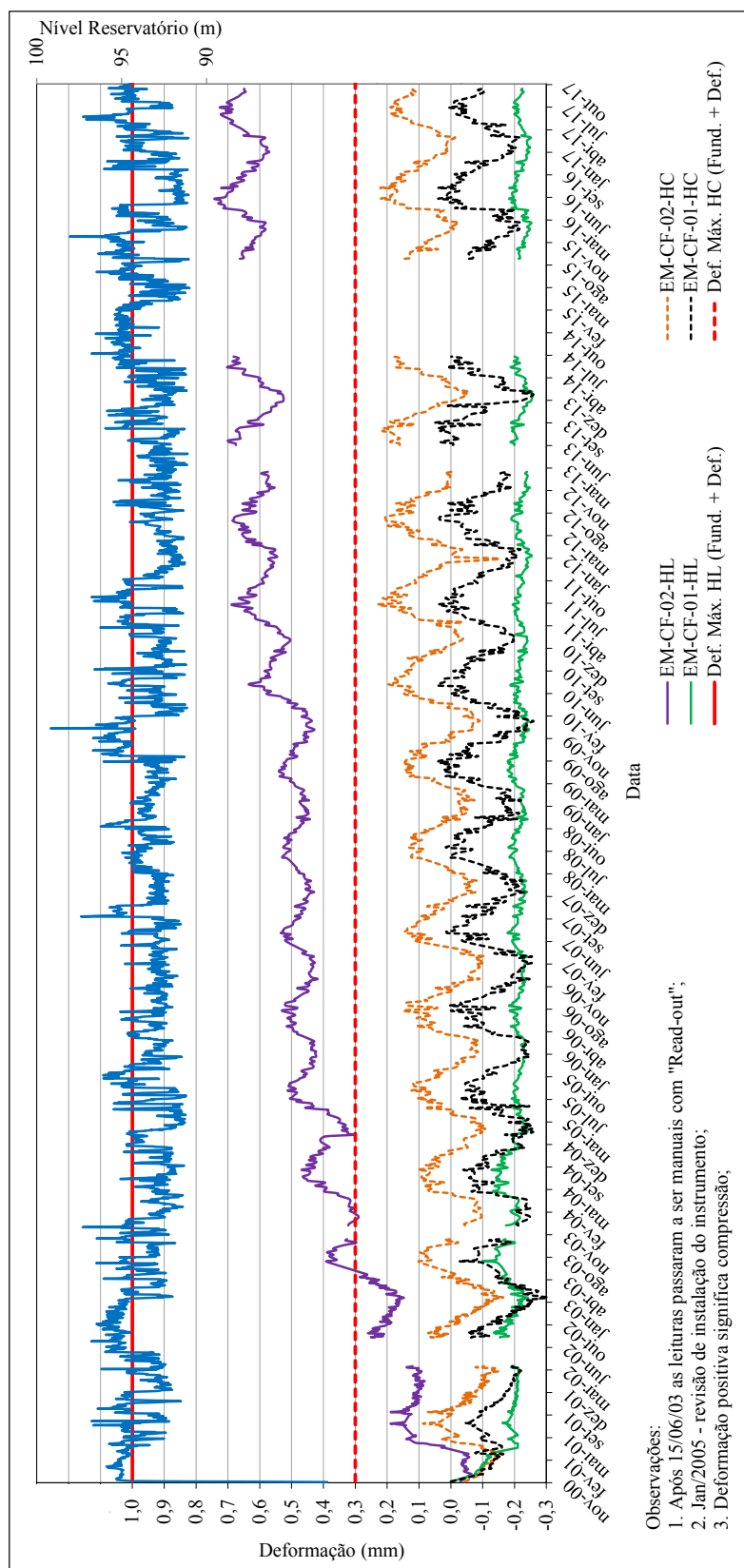


Figura B.21 – Registros das deformações na fundação a partir dos EMs CF-01 e 02

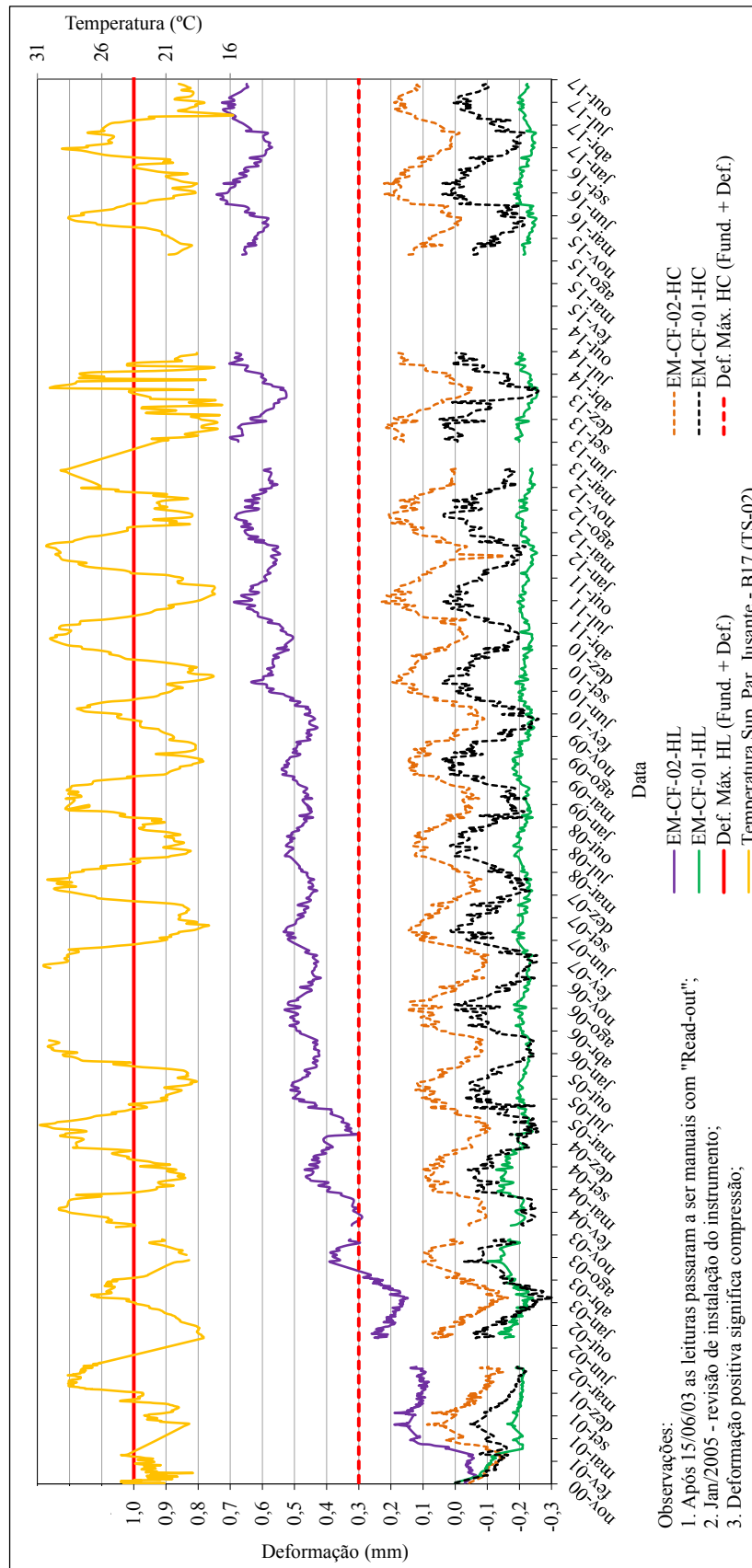
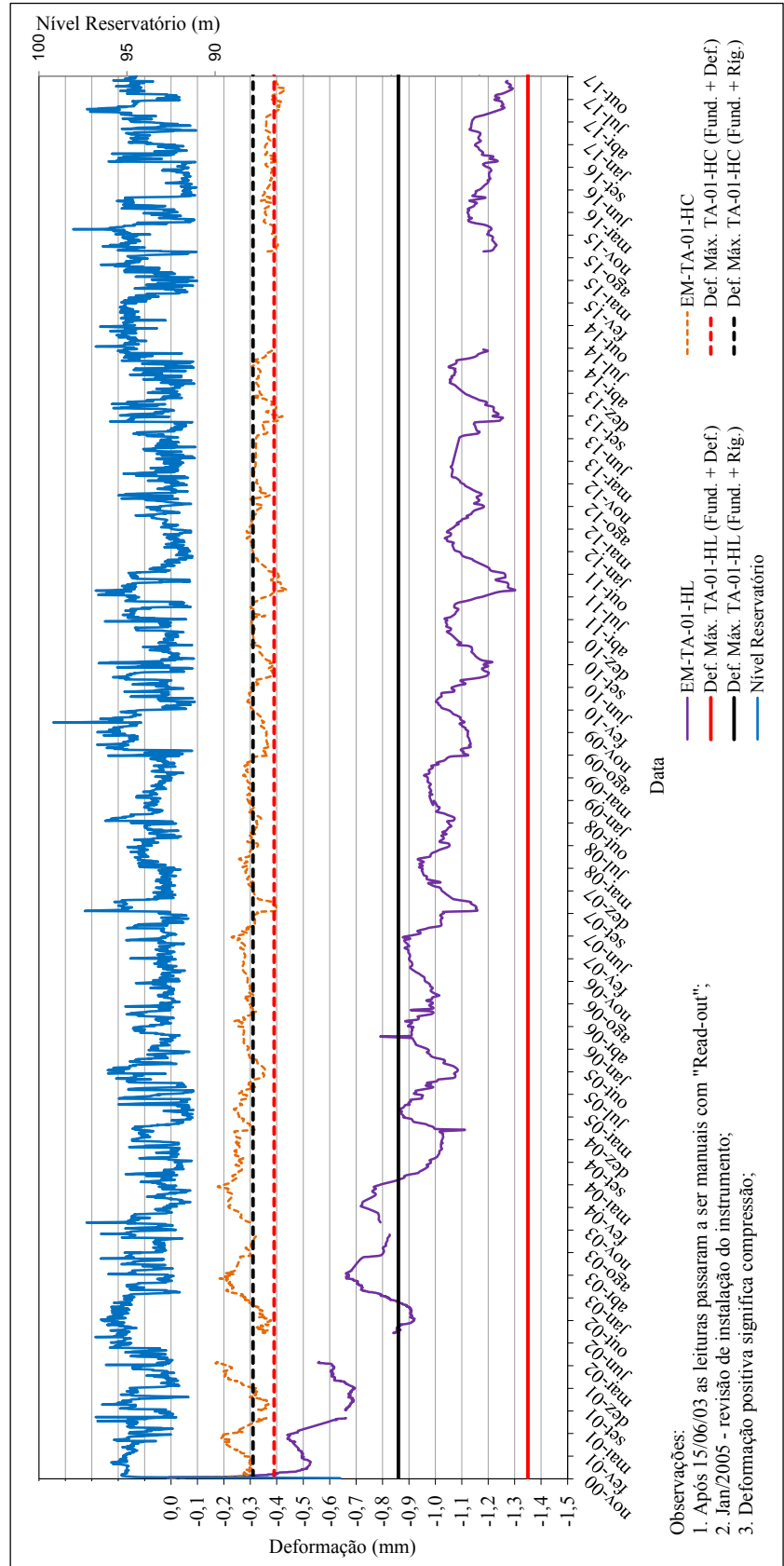
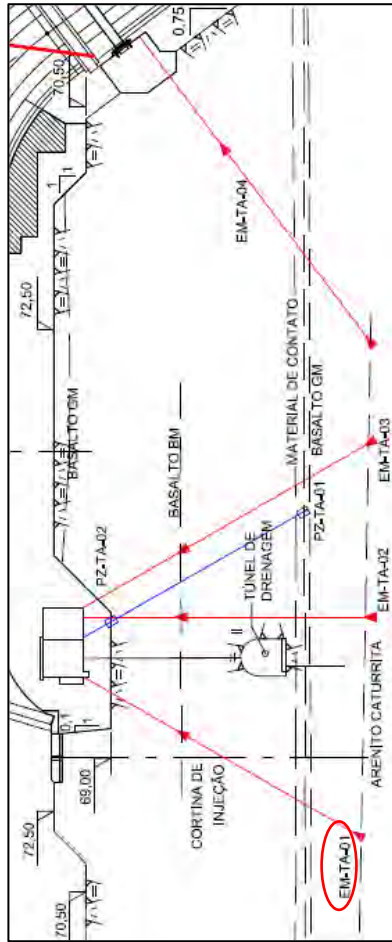
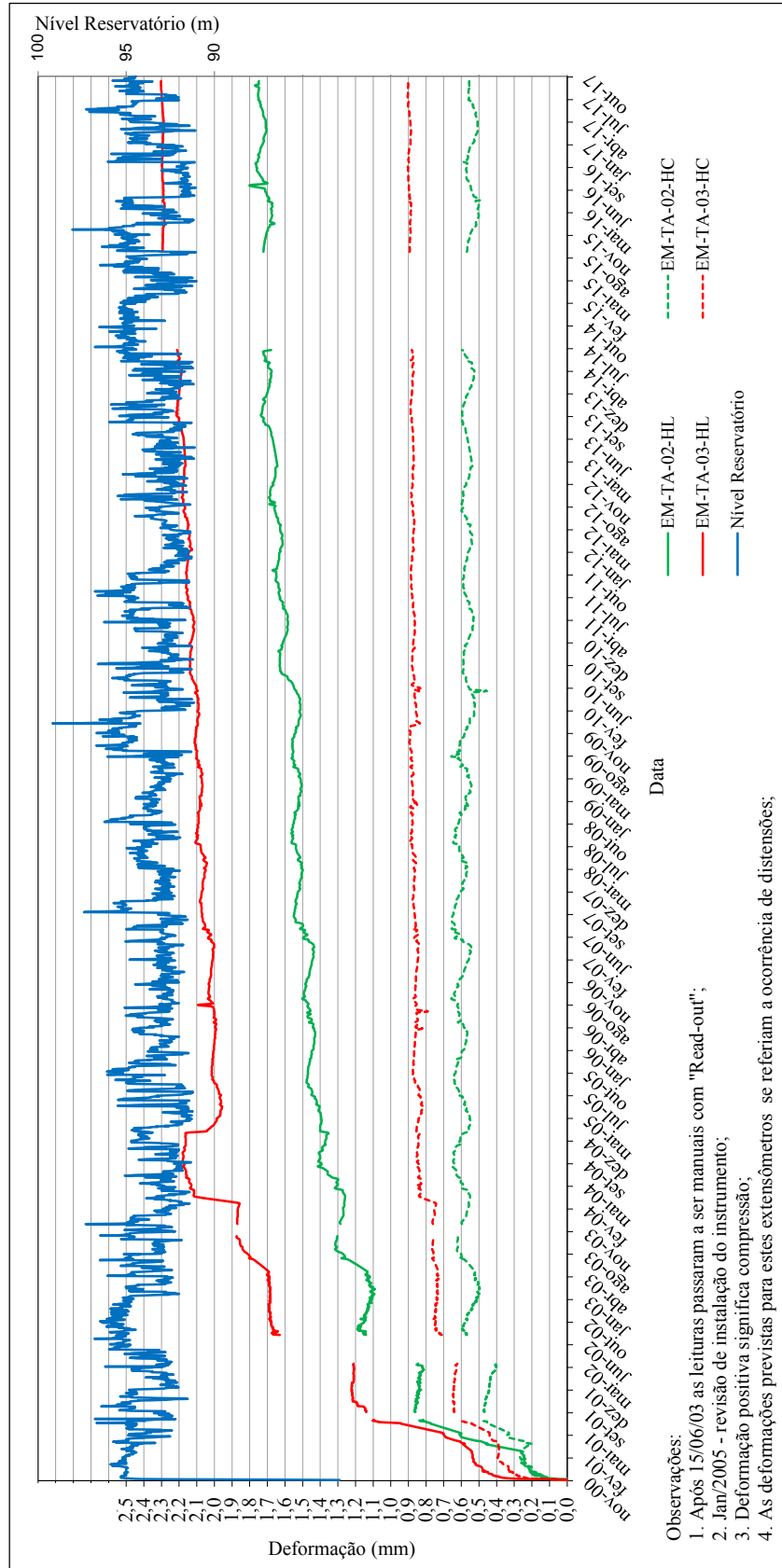
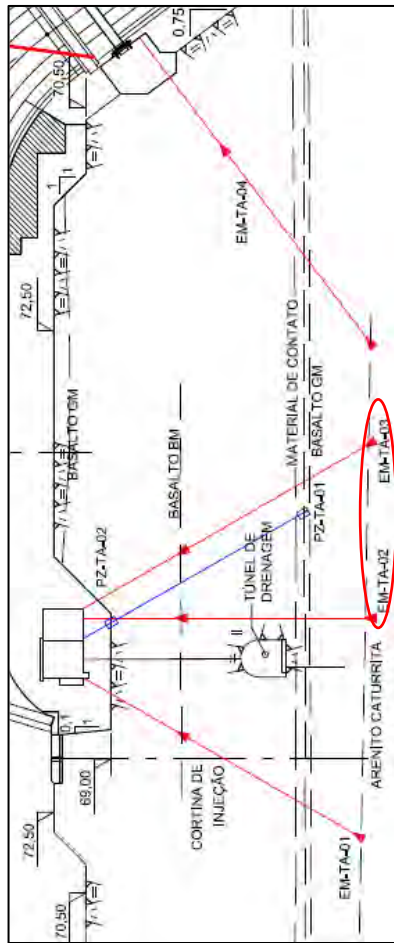


Figura B.22 – Correlação deformações EMs CF-01 e 02 com a temperatura do TS-02



Observações:
 1. Após 15/06/03 as leituras passaram a ser manuais com "Read-out";
 2. Jan/2005 - revisão de instalação do instrumento;
 3. Deformação positiva significa compressão;

Figura B.23 – Registros das deformações na fundação a partir EM TA-01



Observações:
 1. Após 15/06/03 as leituras passaram a ser manuais com "Read-out";
 2. Jan/2005 - revisão de instalação do instrumento;
 3. Deformação positiva significa compressão;
 4. As deformações previstas para estes extensômetros se referiam a ocorrência de distensões;

Figura B.24 – Registros das deformações na fundação a partir dos EMs TA-02 e 03

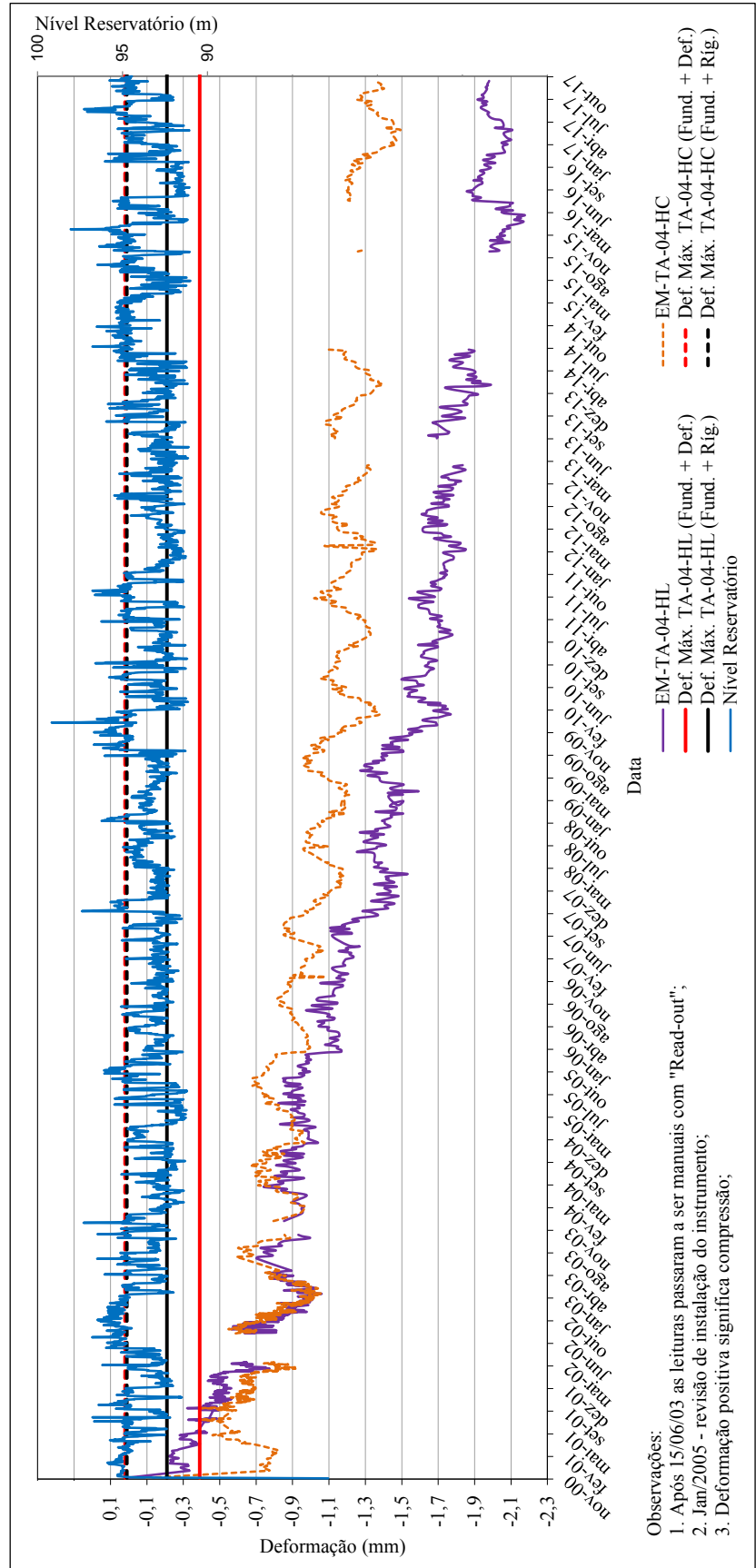
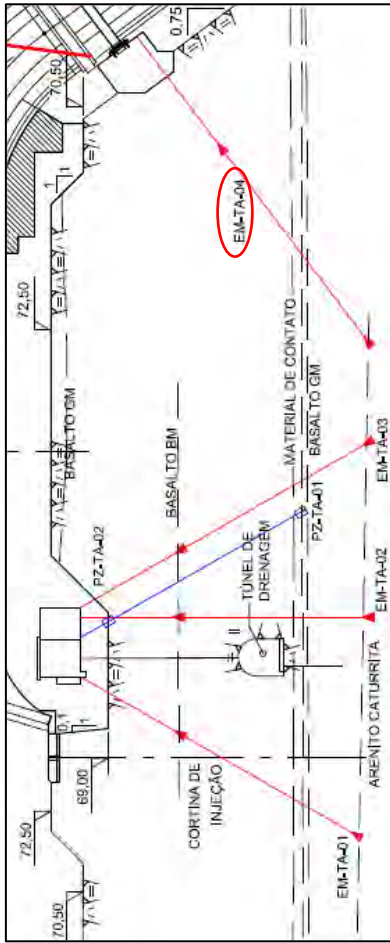


Figura B.25 – Registros das deformações na fundação a partir EM TA-04

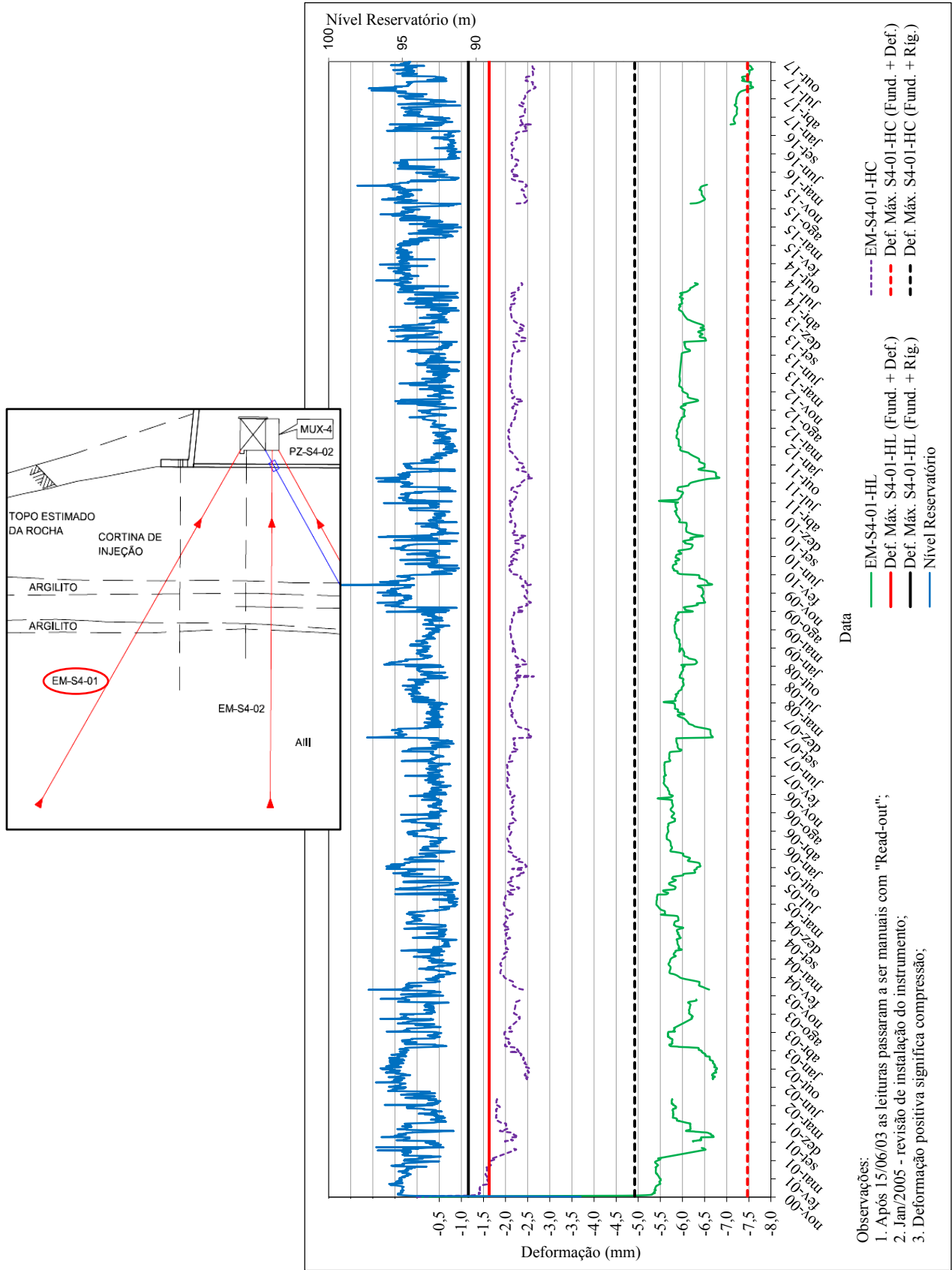


Figura B.26 – Registros das deformações na fundação a partir EM S4-01

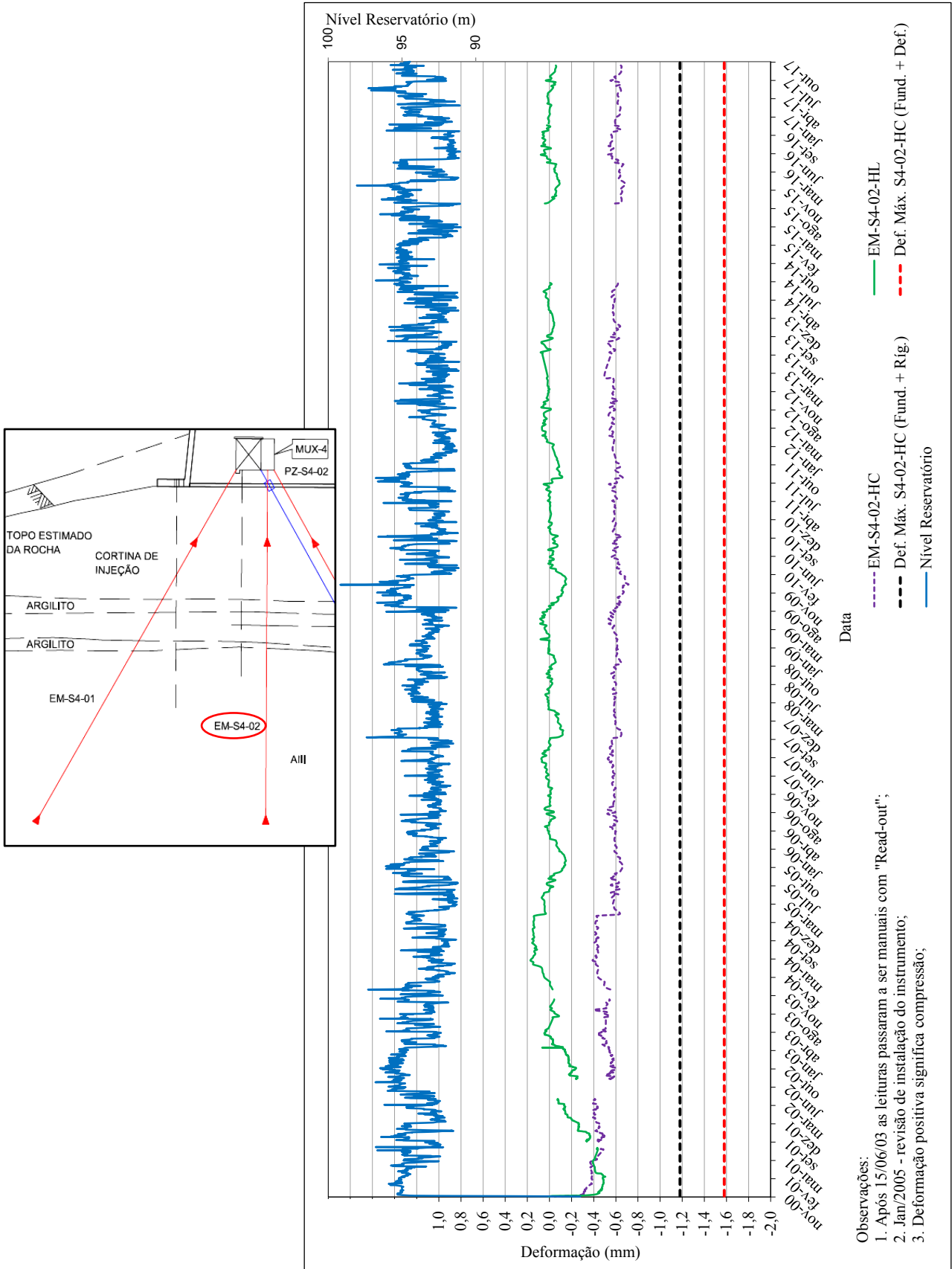


Figura B.27 – Registros das deformações na fundação a partir EM S4-02

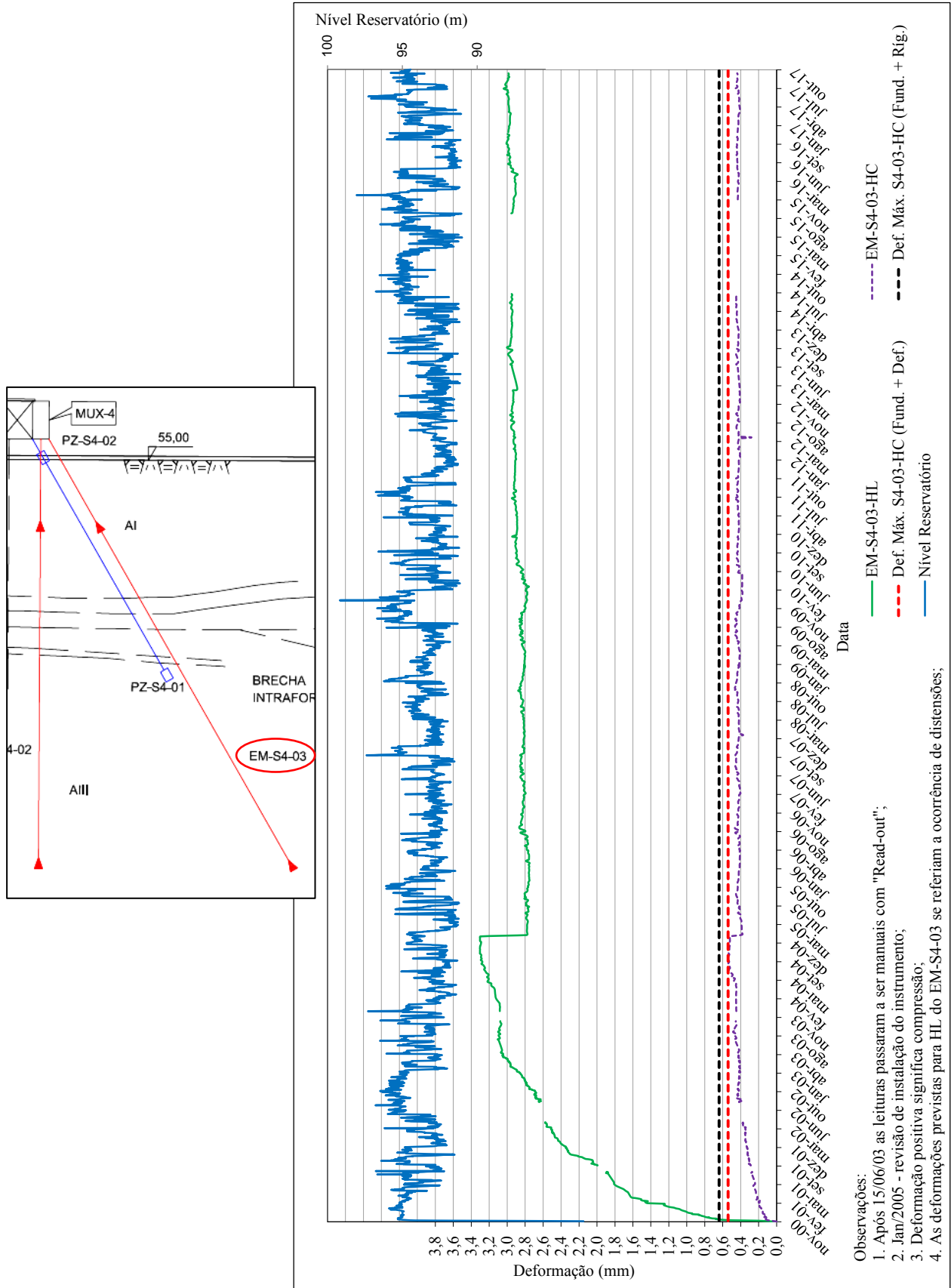


Figura B.28 – Registros das deformações na fundação a partir EM S4-03

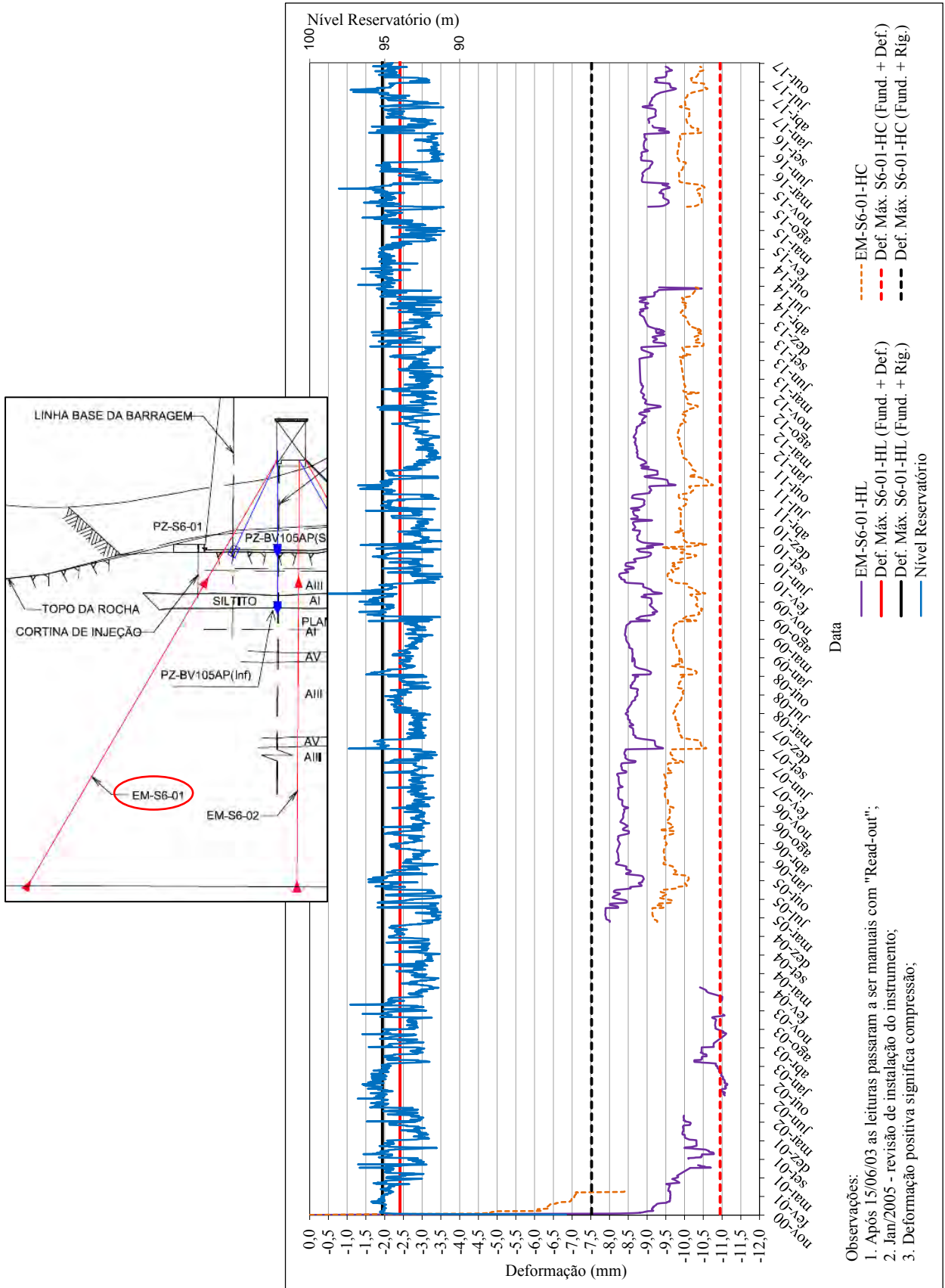


Figura B.29 – Registros das deformações na fundação a partir EM S6-01

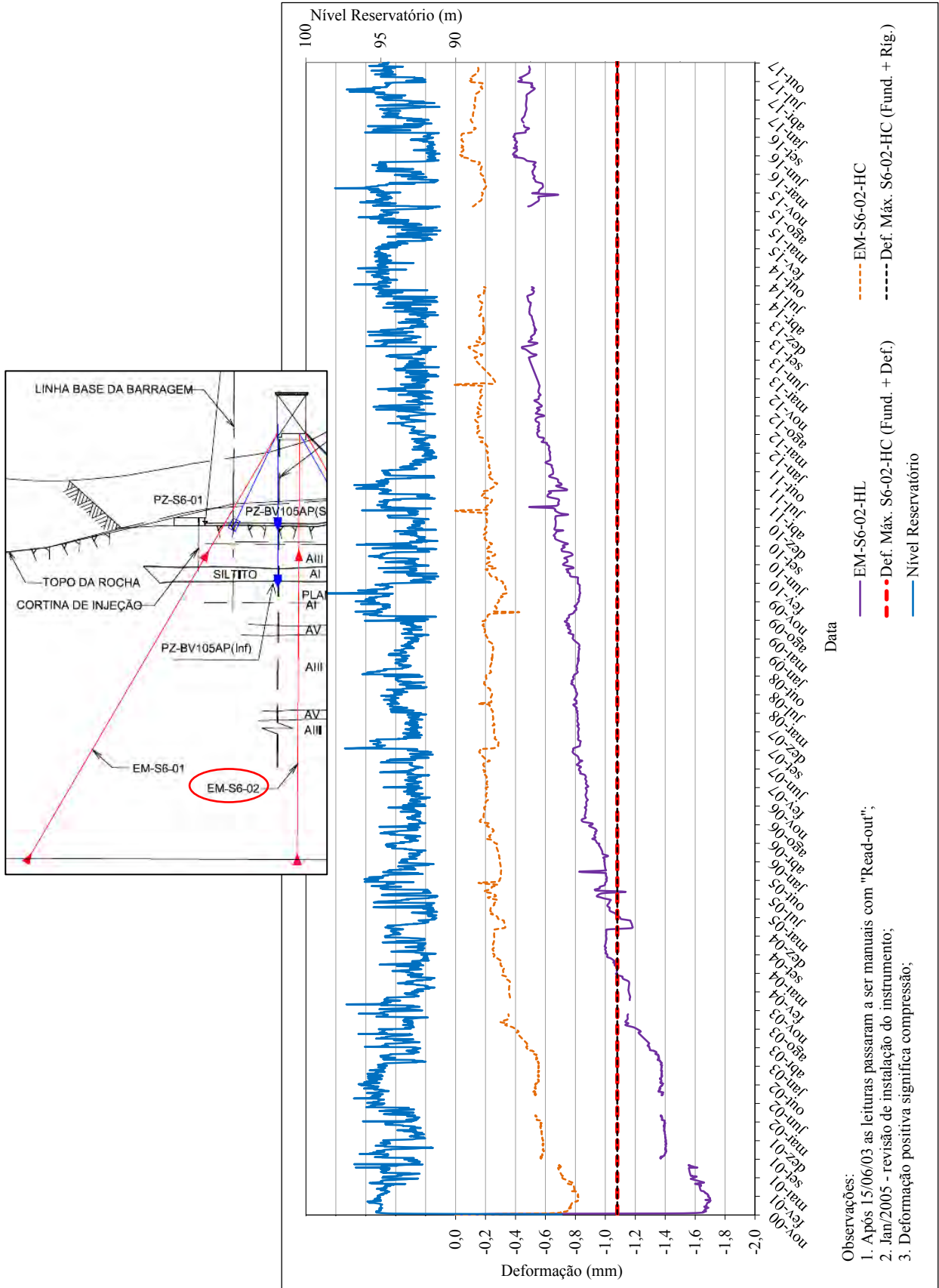


Figura B.30 – Registros das deformações na fundação a partir EM S6-02

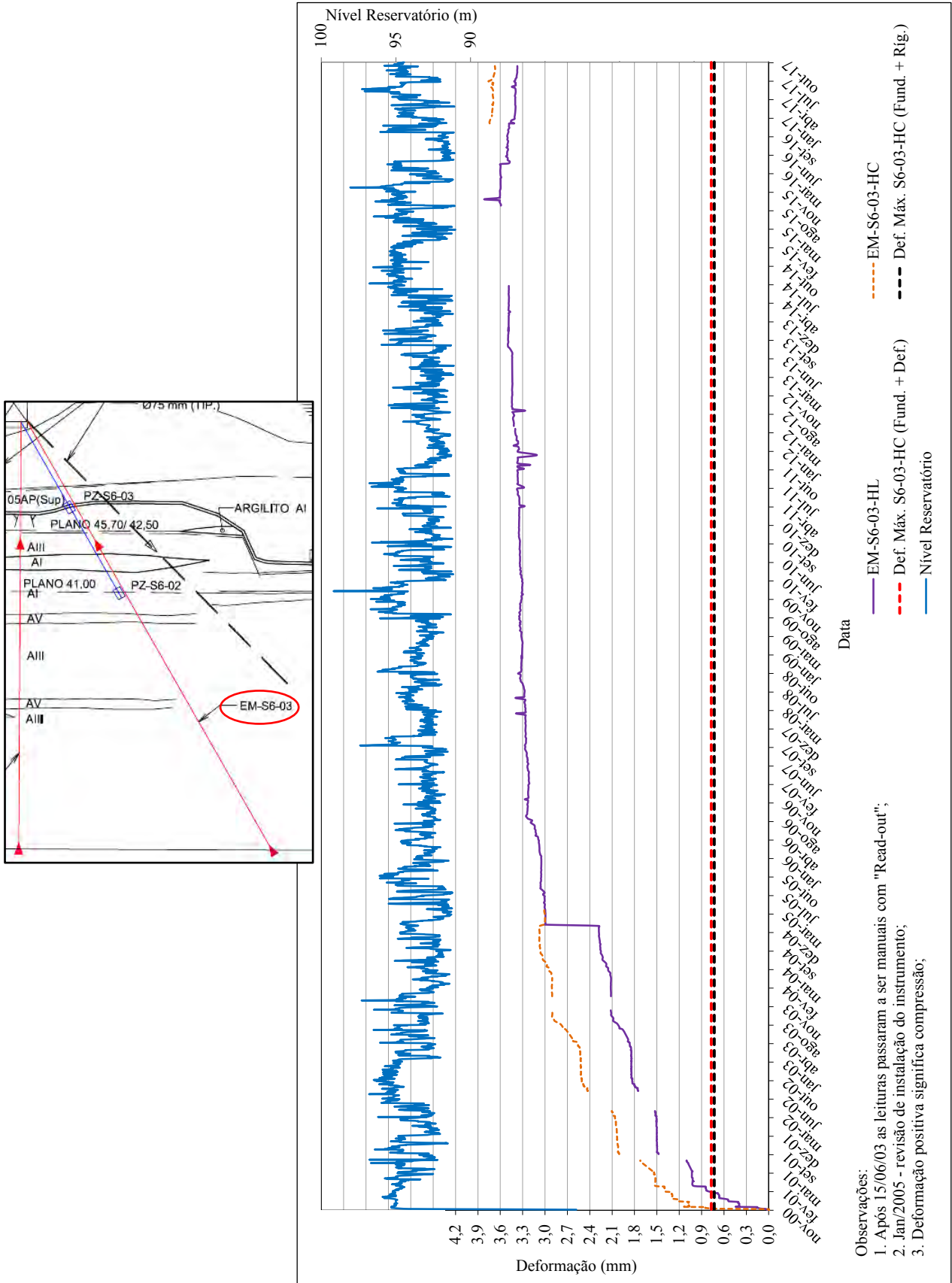


Figura B.31 – Registros das deformações na fundação a partir EM S6-03

3. PÊNDULOS DIRETO

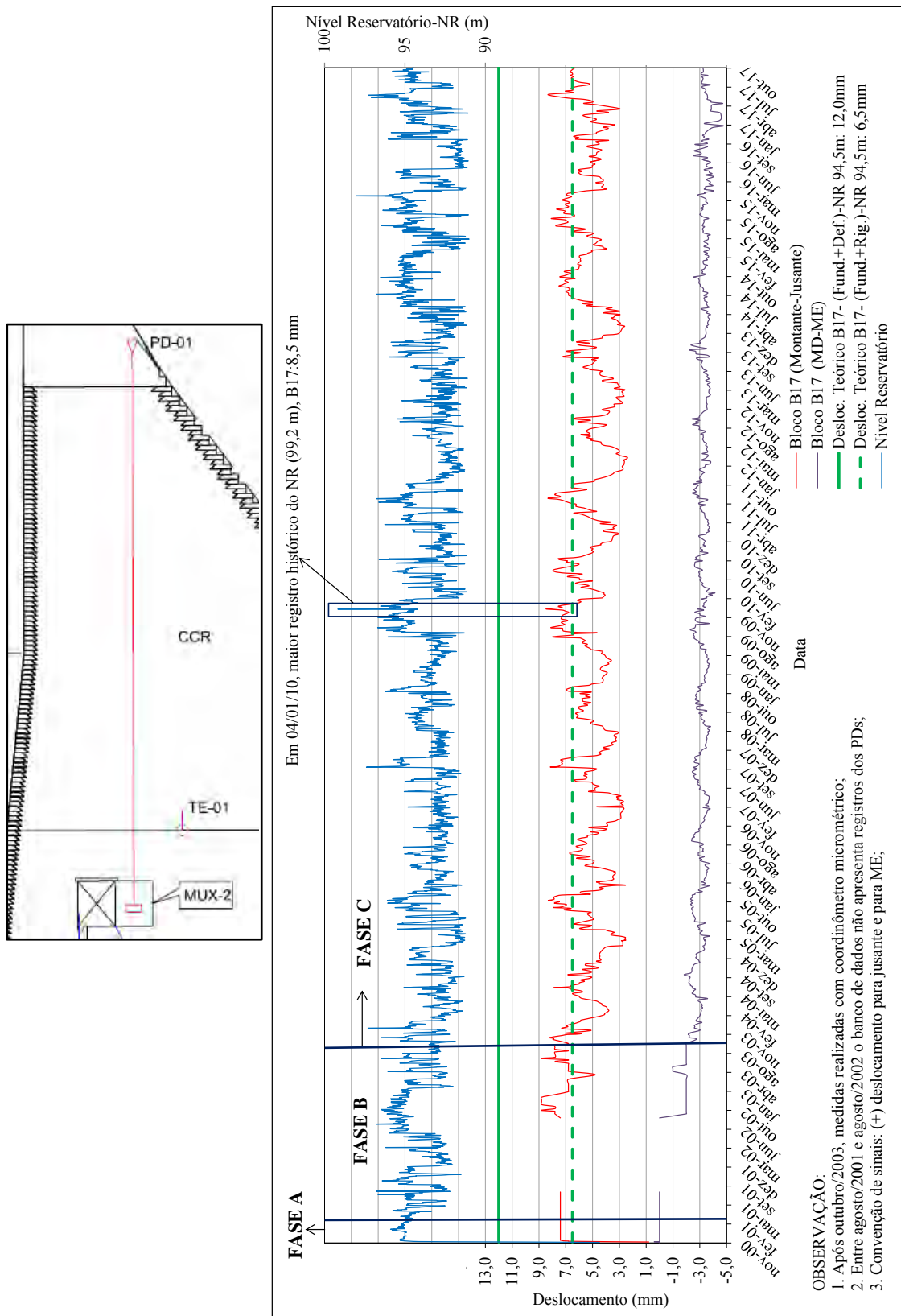


Figura B.32 – Deslocamentos horizontais medidos com PD na crista bloco B17

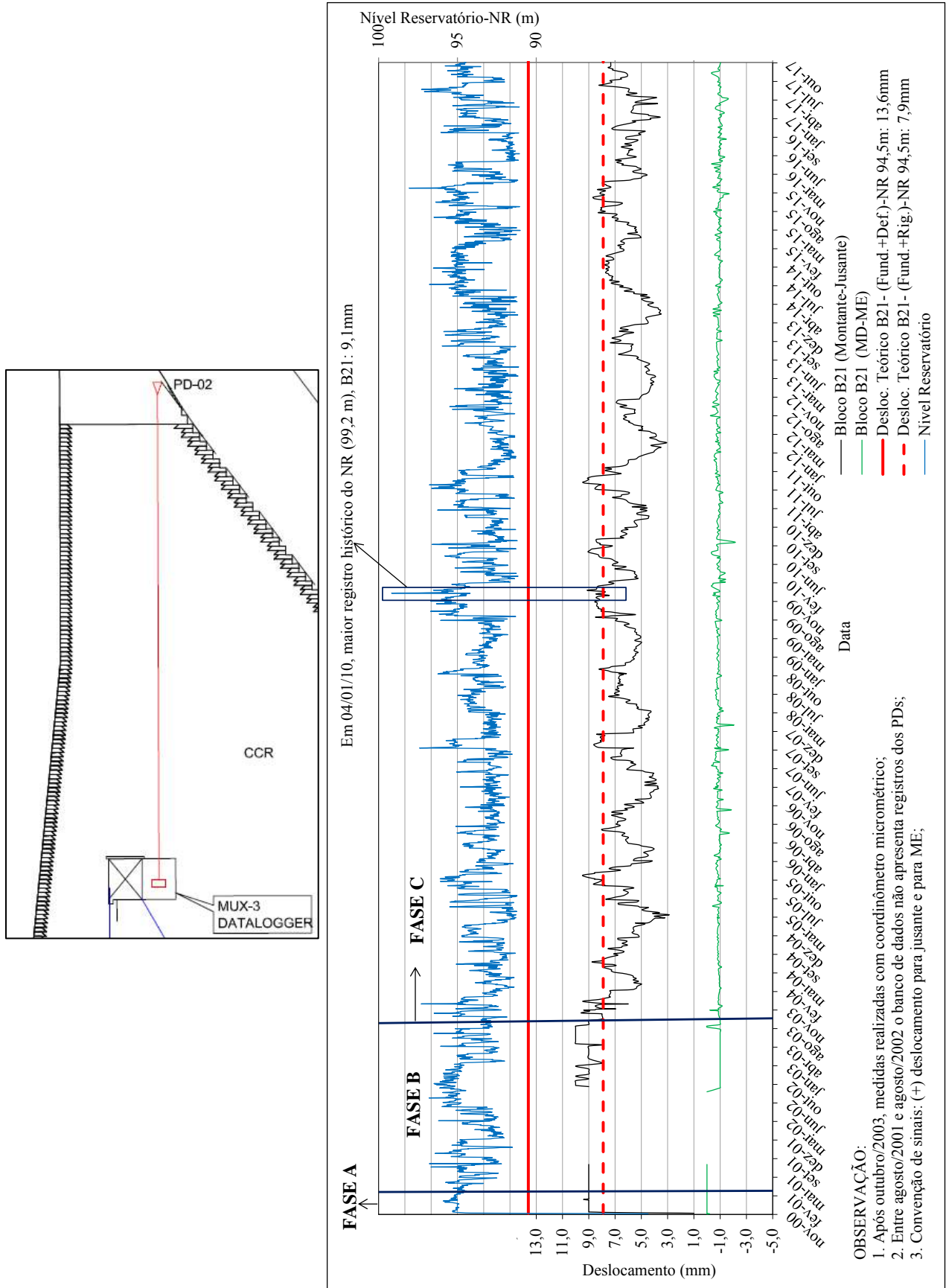


Figura B.33 – Deslocamentos horizontais medidos com PD na crista bloco B21

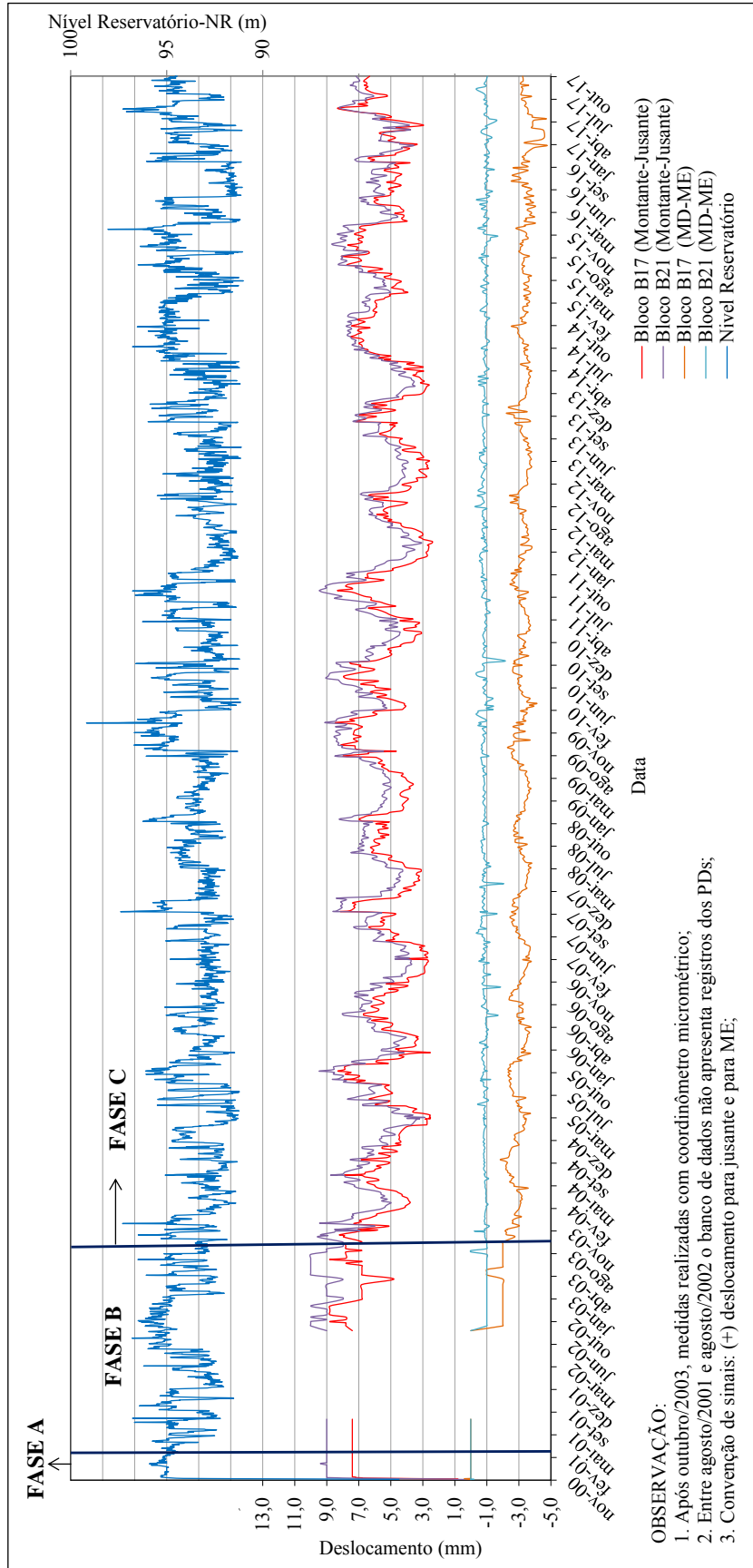


Figura B.34 – Comparativo deslocamentos horizontais da crista dos blocos B17 e B21

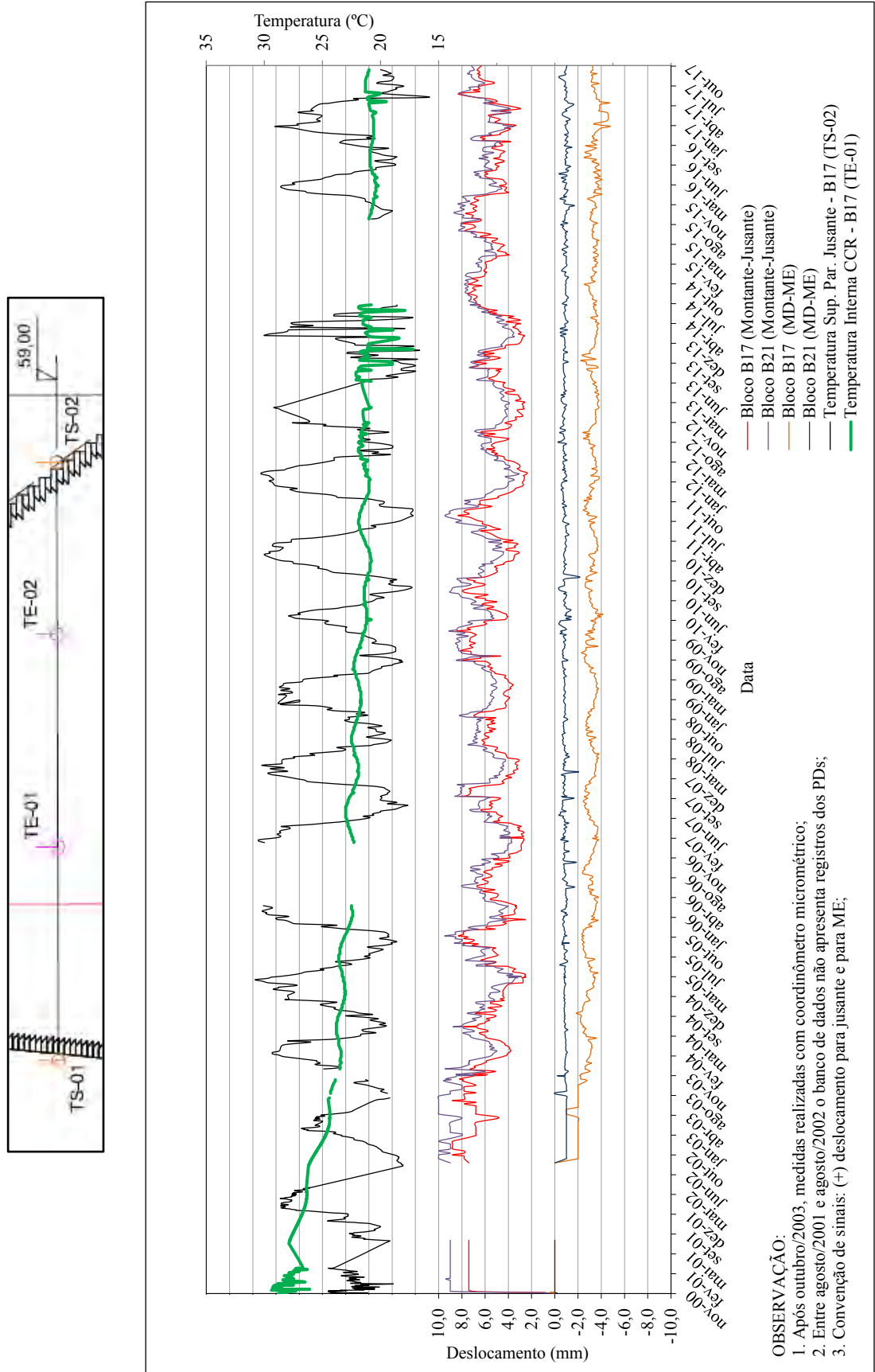


Figura B.35 – Correlação entre temperaturas e deslocamentos horizontais de crista

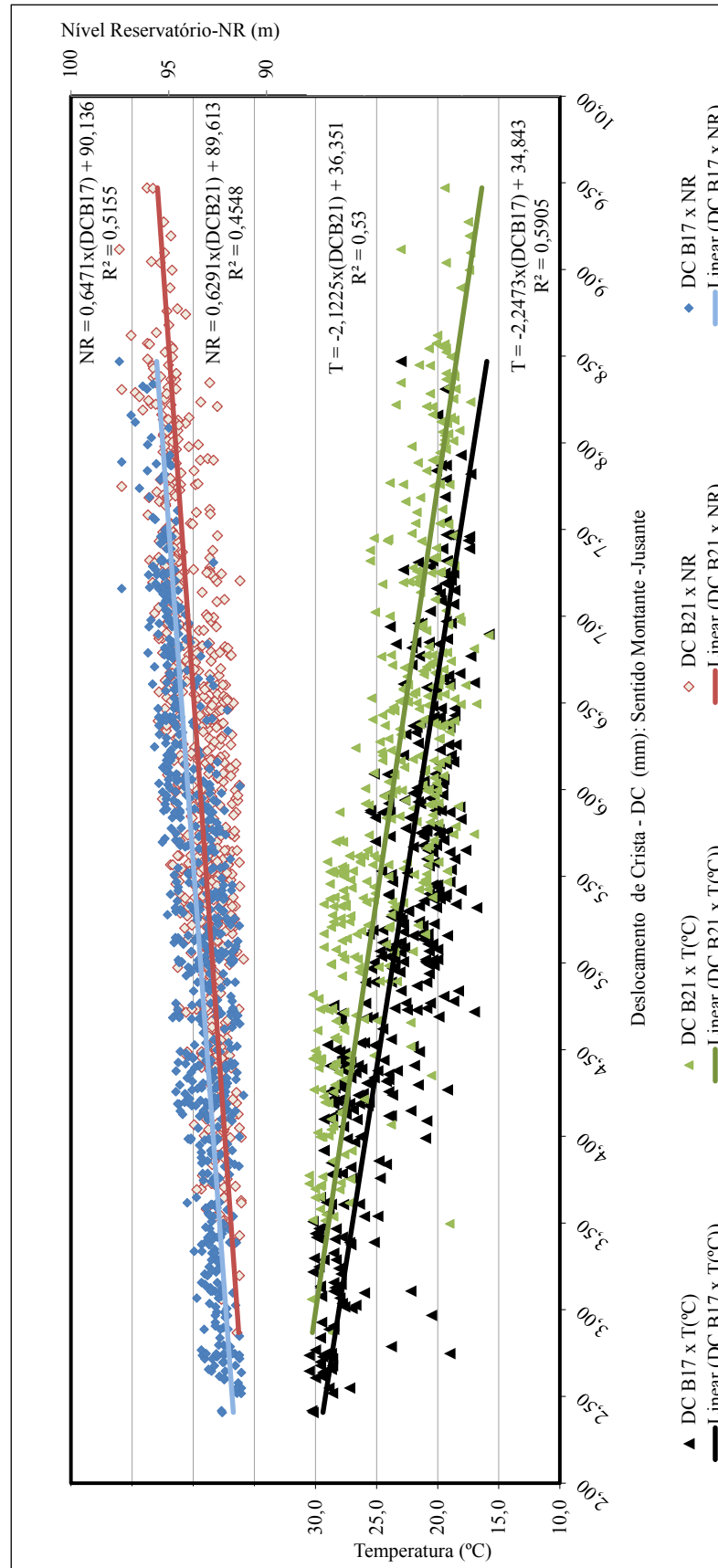


Figura B.36 – Correlações totais de Temperatura (TS-02) e NR a montante com os deslocamentos de crista (DCs) nos blocos B17 e B21

APÊNDICE C

Apresentação Gráfica das Leituras dos Medidores de Vazão e Piezometria

SUMÁRIO APÊNDICE C

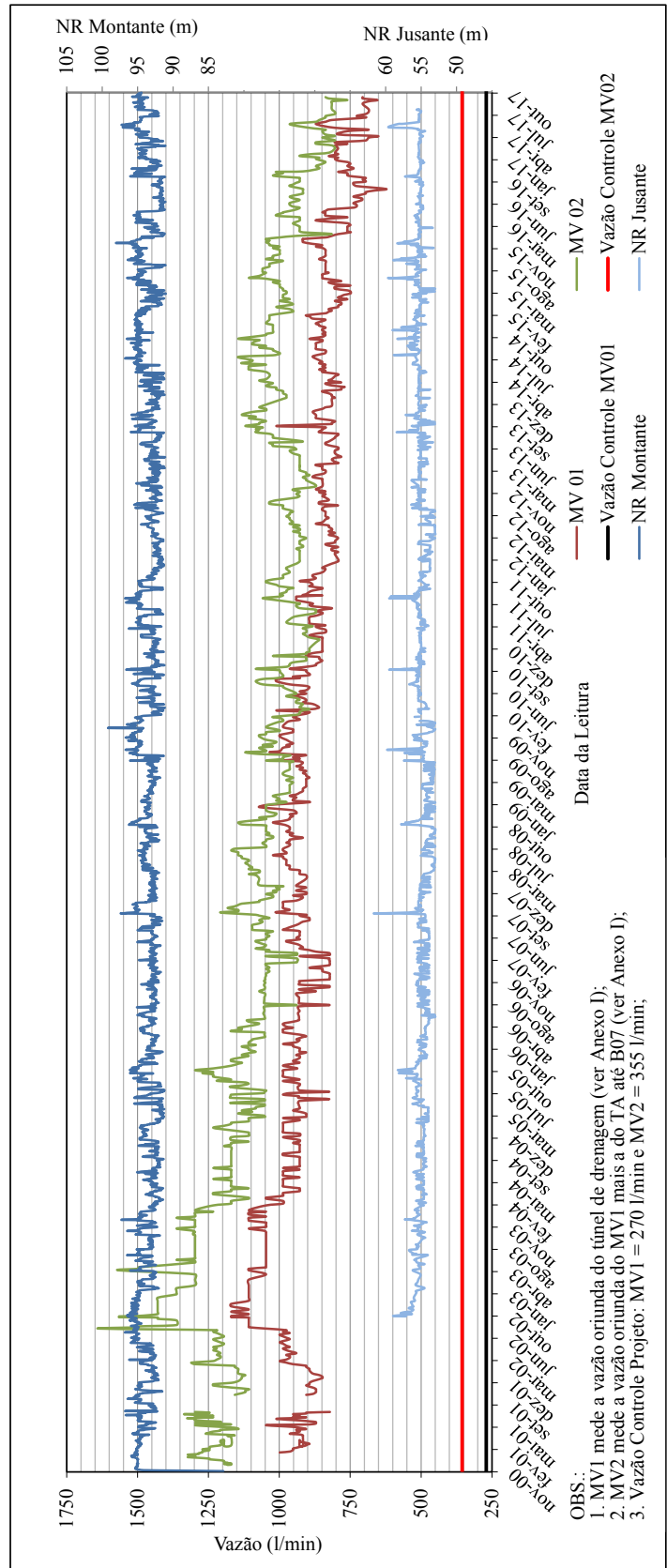
1. MEDIDORES DE VAZÃO	239
2. PIEZÔMETRIA – PCVS	244
3. PIEZÔMETRIA - PTAS	265
4. GRÁFICOS NORMALIZAÇÃO DAS LEITURAS DOS PCVS.....	269
5. GRÁFICOS SUBPRESSÕES E CORRELAÇÕES VAZÕES.....	272

LISTA DE FIGURAS APÊNDICE C

Figura C.1 – Registros das leituras dos MVs 01 e 02	239
Figura C.2 – Registros das leituras dos MVs 03 e 05	240
Figura C.3 – Registros das leituras do MV4 e vazão dos drenos 81P ao 99AP	241
Figura C.4 – Vazão total (sem MV1) e vazões individuais de cada trecho monitorado	242
Figura C.5 – Vazões específicas individuais de cada trecho monitorado e total da barragem	243
Figura C.6 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-01	244
Figura C.7 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-02	245
Figura C.8 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S1-01	246
Figura C.9 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S1-02	247
Figura C.10 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-03	248
Figura C.11 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-04	249
Figura C.12 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S2-01	250
Figura C.13 – Registros das leituras do piezômetro PE-S2-01	251
Figura C.14 – Registros das leituras do piezômetro PE-S2-02	252
Figura C.15 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S3-01	253
Figura C.16 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S3-02	254
Figura C.17 – Registros das leituras do piezômetro PE-S3-01	255
Figura C.18 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S6-01	256
Figura C.19 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S6-02	257
Figura C.20 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S6-03	258
Figura C.21 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S4-01	259
Figura C.22 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S4-02	260
Figura C.23 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S5-01	261
Figura C.24 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S5-02	262
Figura C.25 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S5-03	263
Figura C.26 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-ME-01 e PZ-ME-02	264
Figura C.27 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-BV48AP(Sup.) e PZ-BV48AP(Inf.)	265
Figura C.28 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-BV79P(Sup.) e PZ-BV79P(Inf.)	266

Figura C.29 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-BV105AP(Sup.) e PZ-BV105AP(Inf.)	267
Figura C.30 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-S7-01 e PZ-S7-02.....	268
Figura C.31 – Cotas piezométricas normalizadas dos PCVs da região da bacia de dissipação	269
Figura C.32 – Cotas piezométricas normalizadas dos PCVs da galeria de inspeção	270
Figura C.33 – Cotas piezométricas relativas normalizadas dos PCVs da galeria de inspeção	271
Figura C.34 – Variação das subpressões nos PCVs da galeria de inspeção	272
Figura C.35 – Variação das subpressões nos PCVs da região da bacia de dissipação	273
Figura C.36 – Correlação subpressão e vazão específica na região da OD.....	274
Figura C.37 – Correlação subpressão e vazão específica na região do vertedouro.....	275
Figura C.38 – Correlação subpressão e vazão específica na região da OE.....	276

1. MEDIDORES DE VAZÃO



OBS.:
 1. MV1 mede a vazão oriunda do túnel de drenagem (ver Anexo I);
 2. MV2 mede a vazão oriunda do MV1 mais a do TA até B07 (ver Anexo I);
 3. Vazão Controle Projeto: MV1 = 270 l/min e MV2 = 355 l/min;

Figura C.1 – Registros das leituras dos MVs 01 e 02

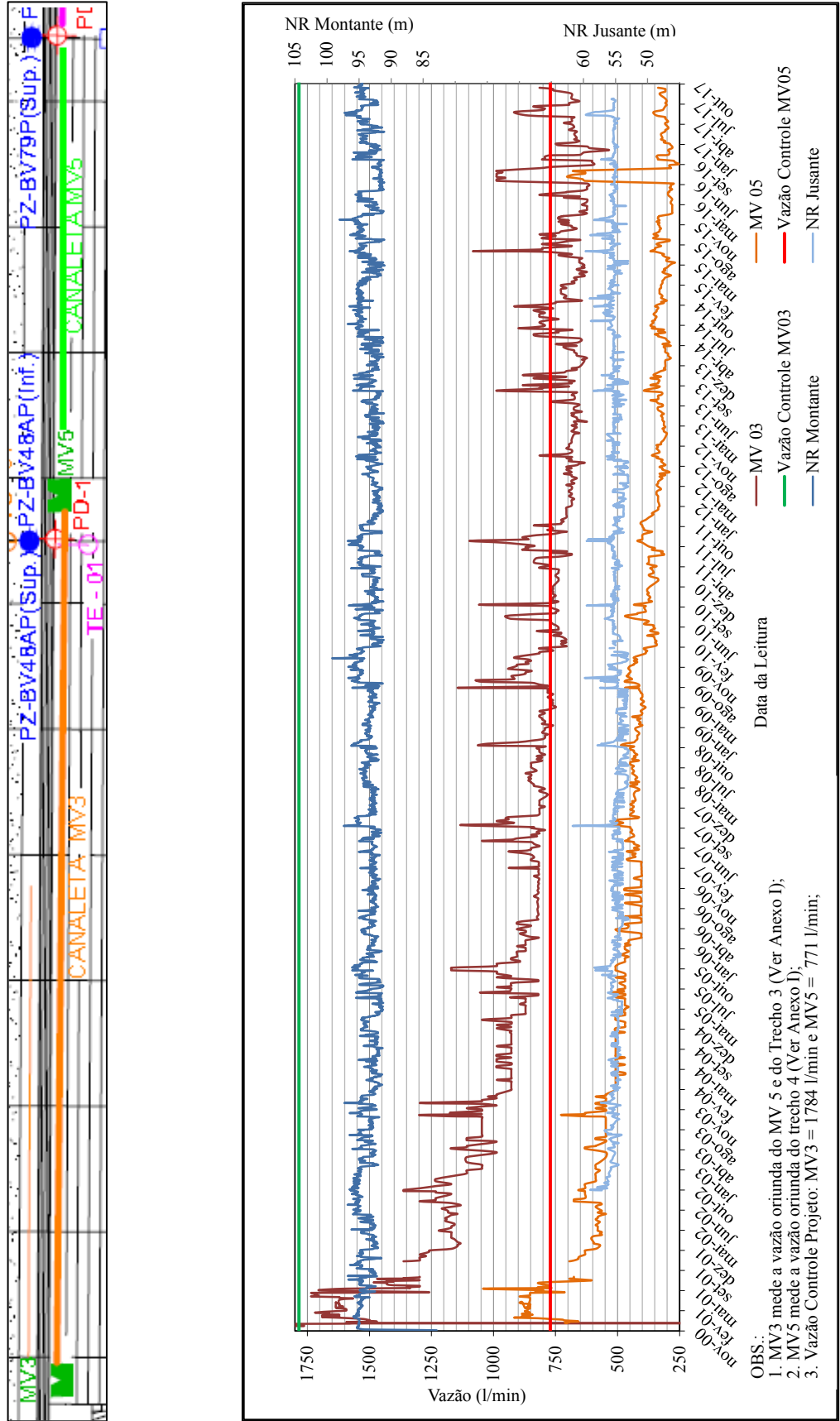


Figura C.2 – Registros das leituras dos MVs 03 e 05

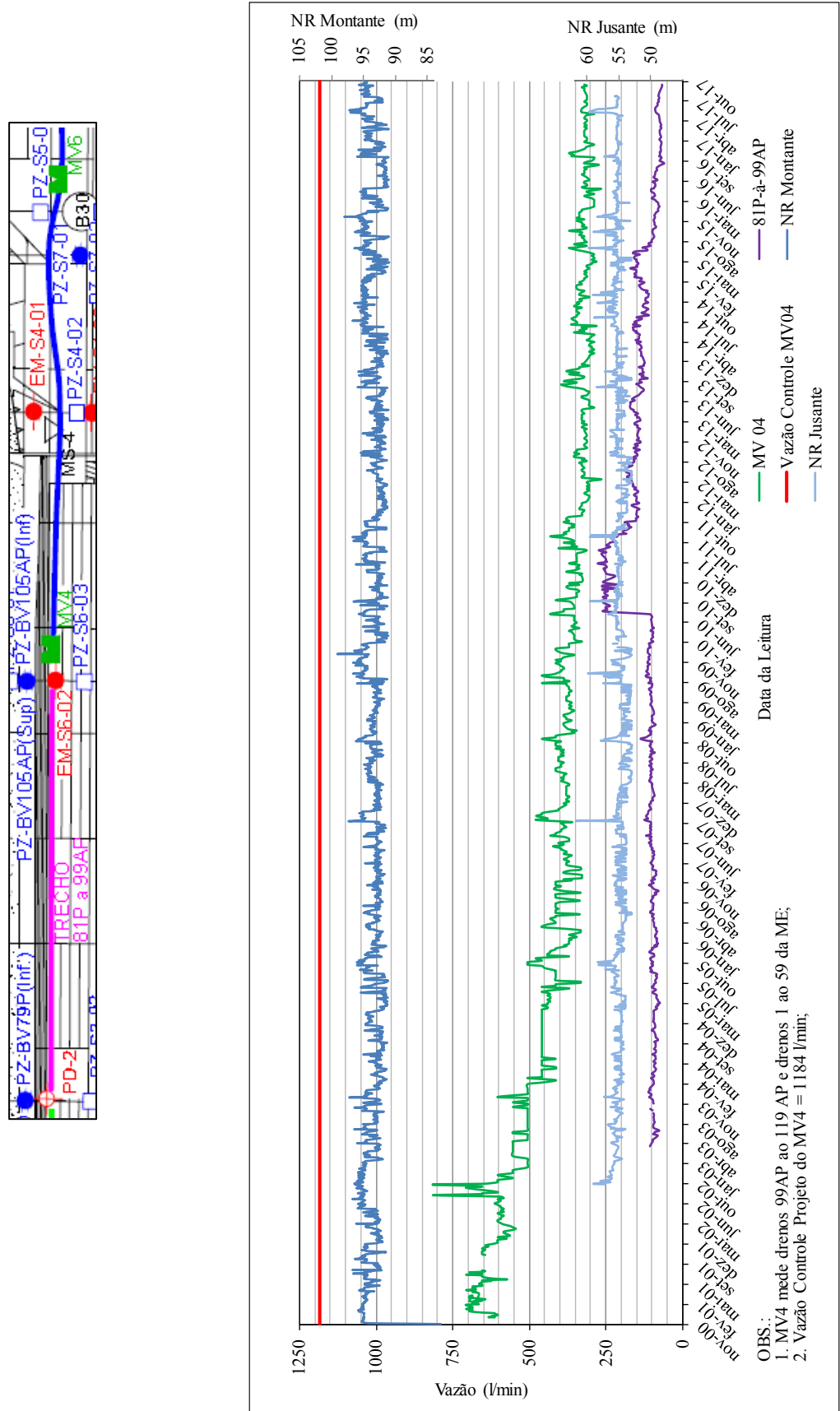


Figura C.3 – Registros das leituras do MV4 e vazão dos drenos 81P ao 99AP

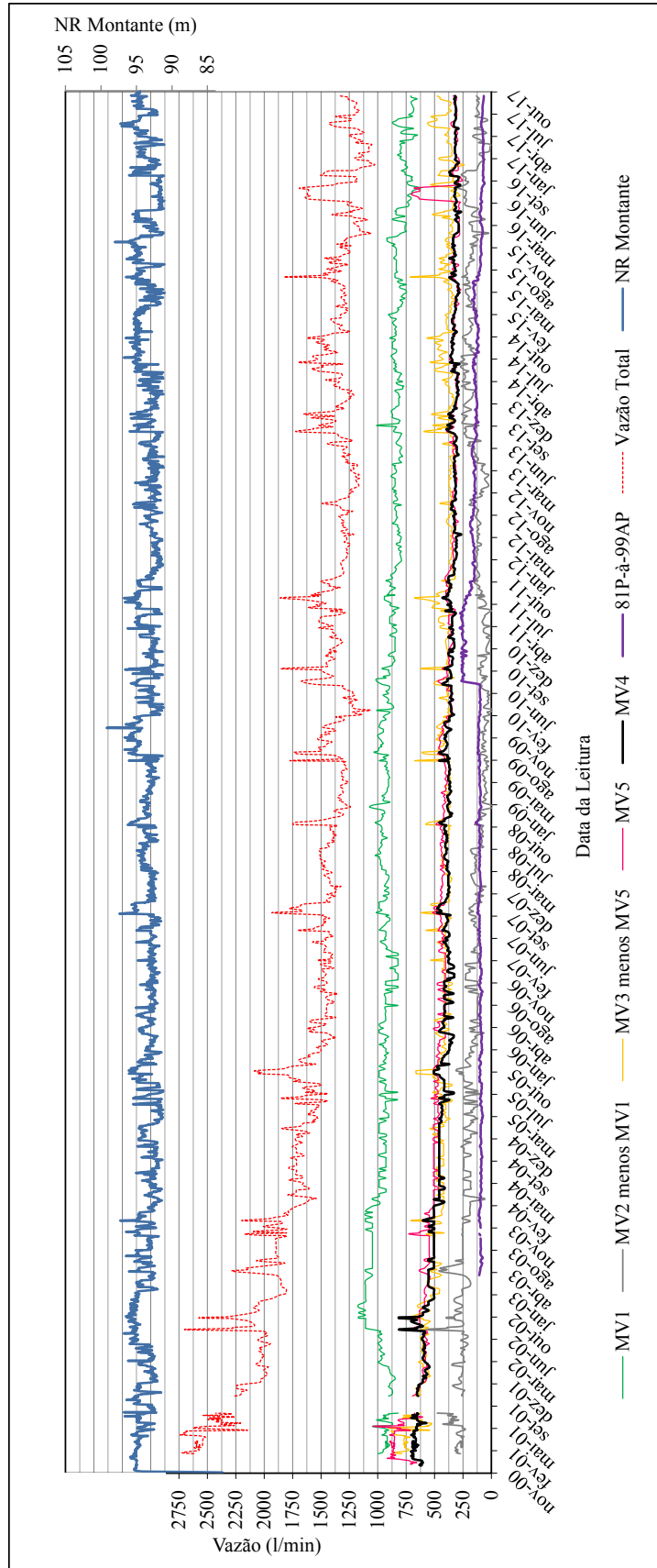


Figura C.4 – Vazão total (sem MV1) e vazões individuais de cada trecho monitorado

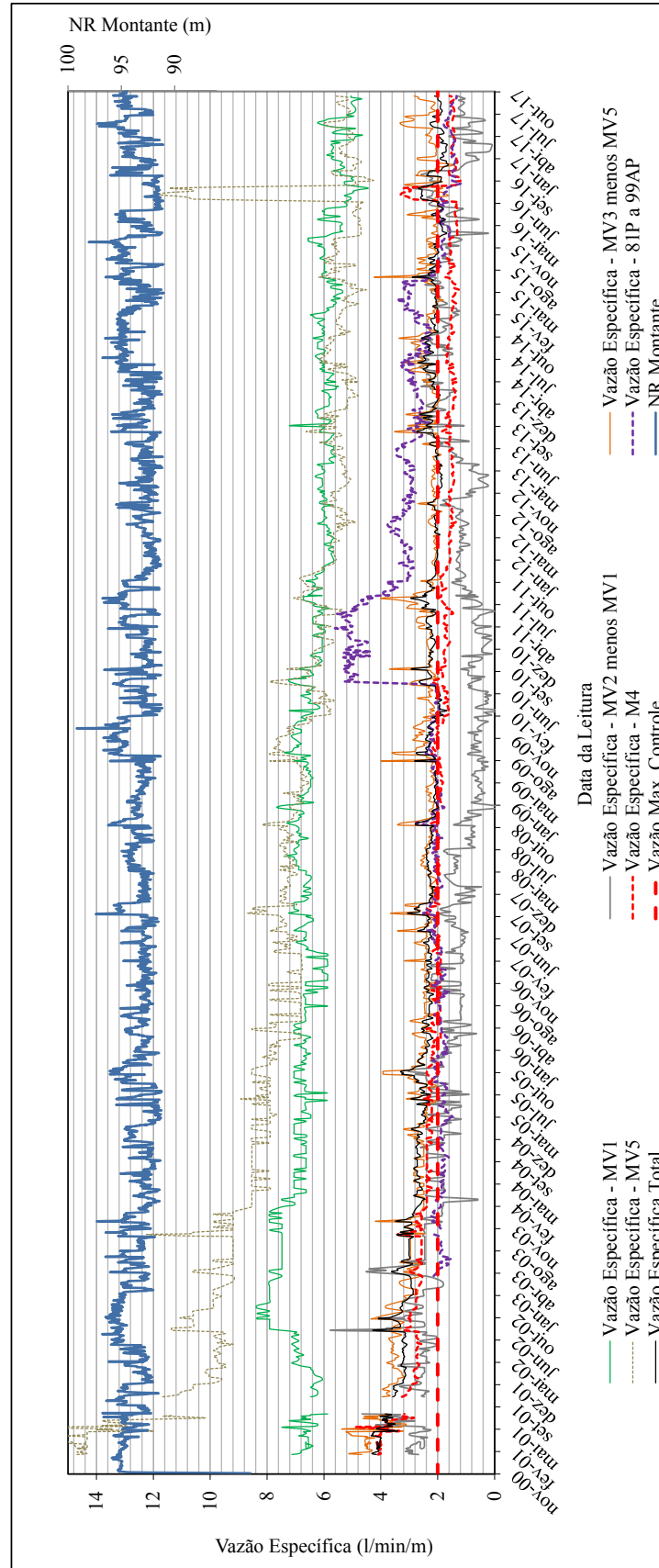


Figura C.5 – Vazões específicas individuais de cada trecho monitorado e total da barragem

2. PIEZÔMETRIA – PCVs

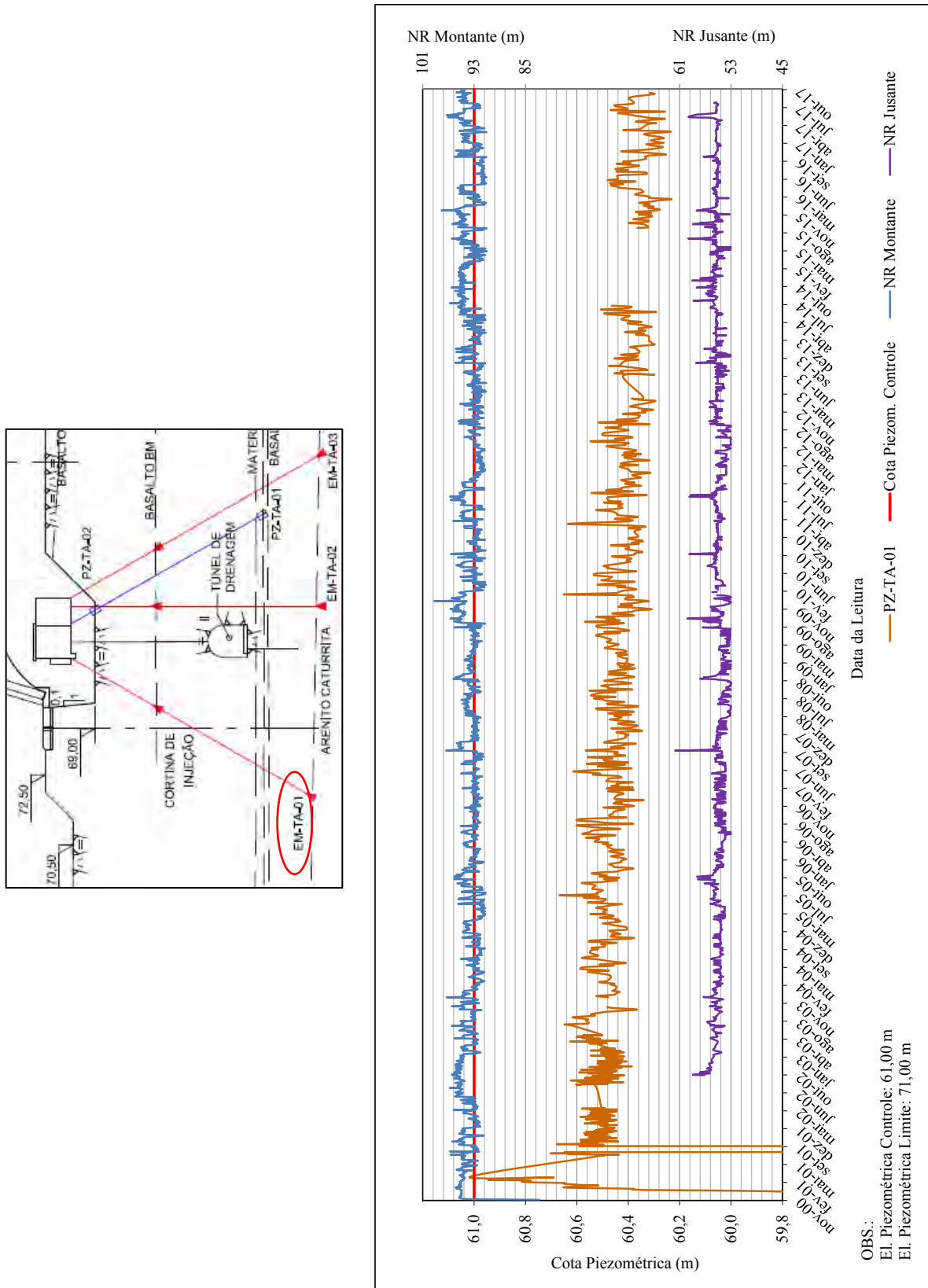


Figura C.6 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-01

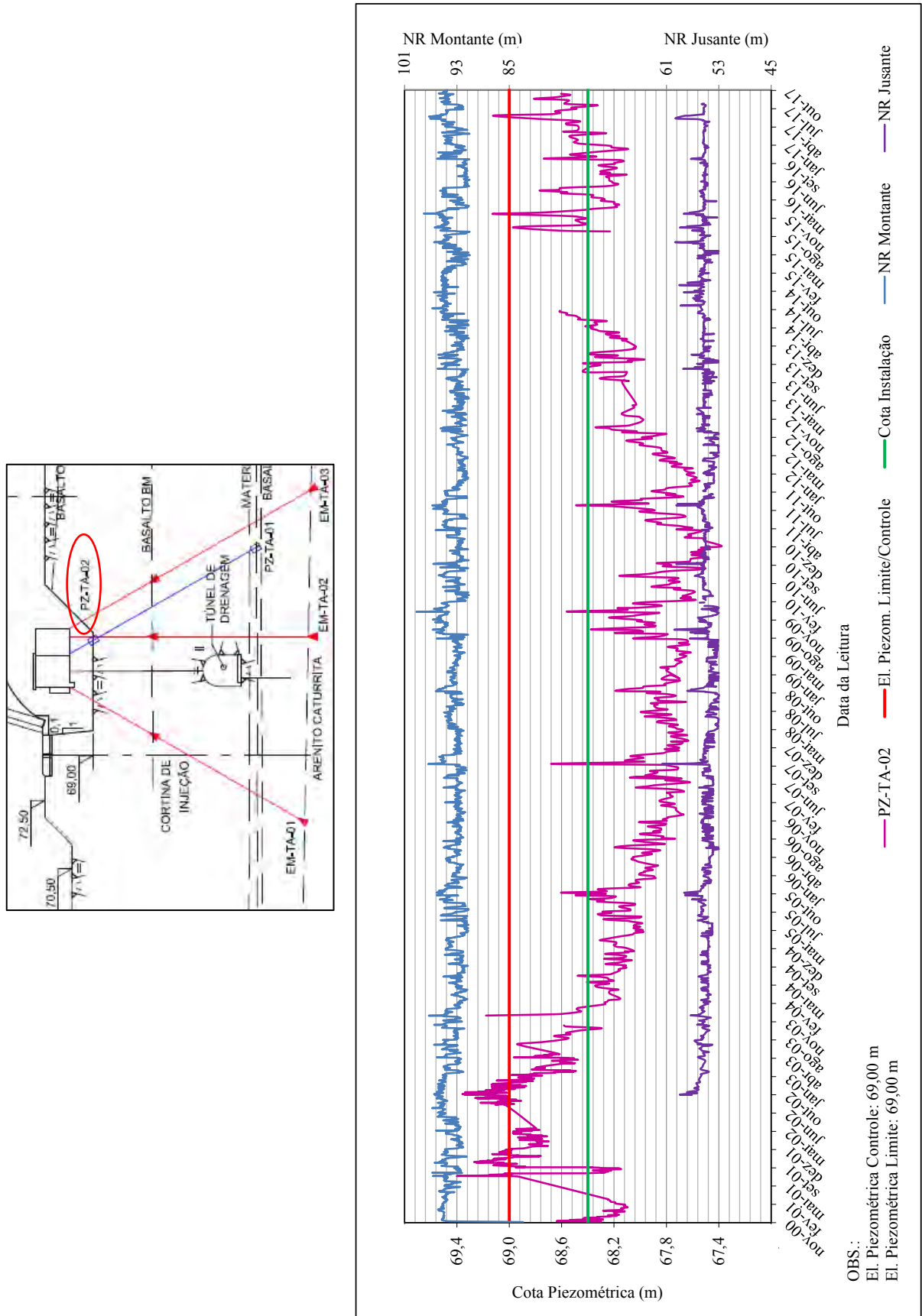


Figura C.7 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-02

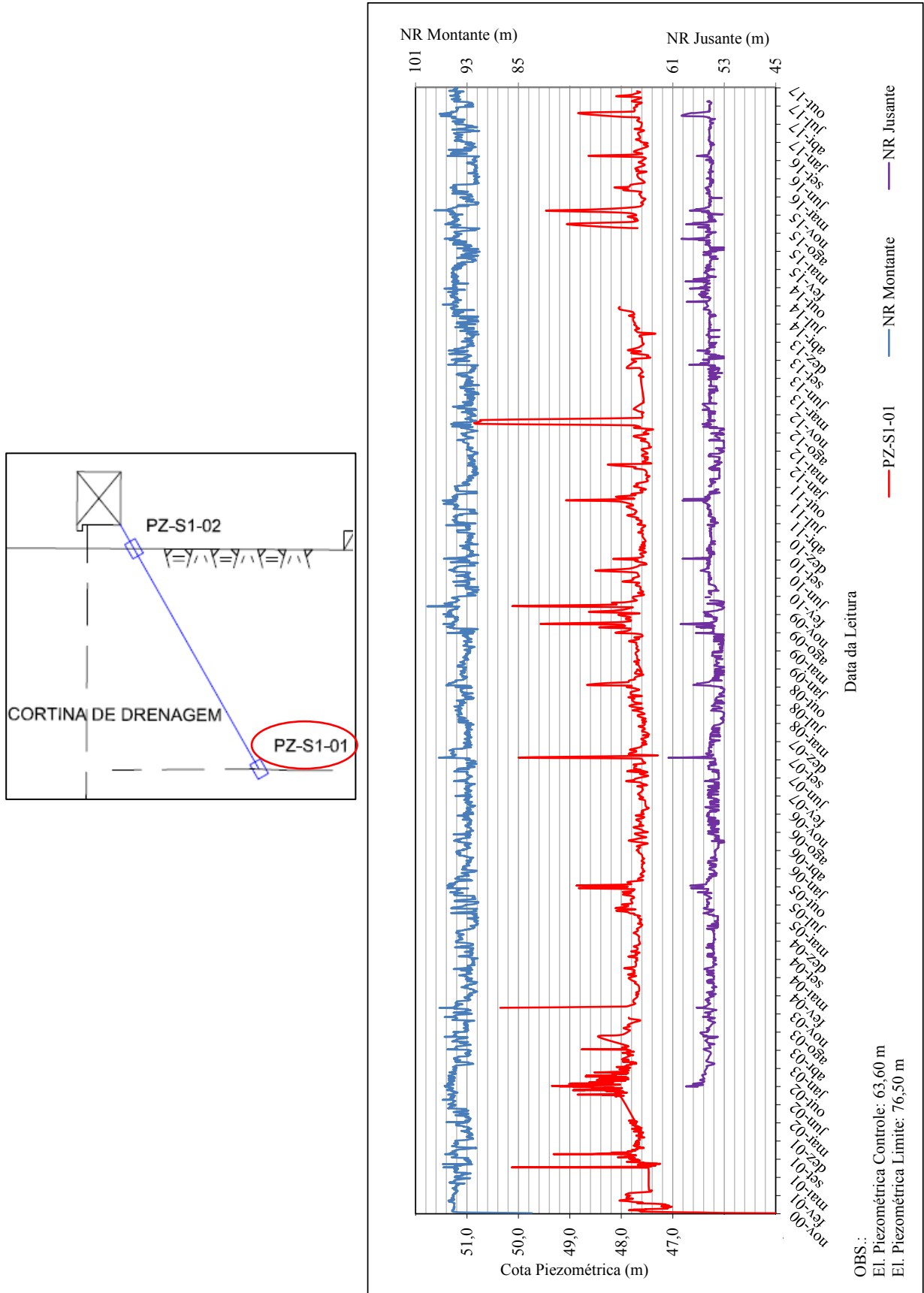


Figura C.8 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S1-01

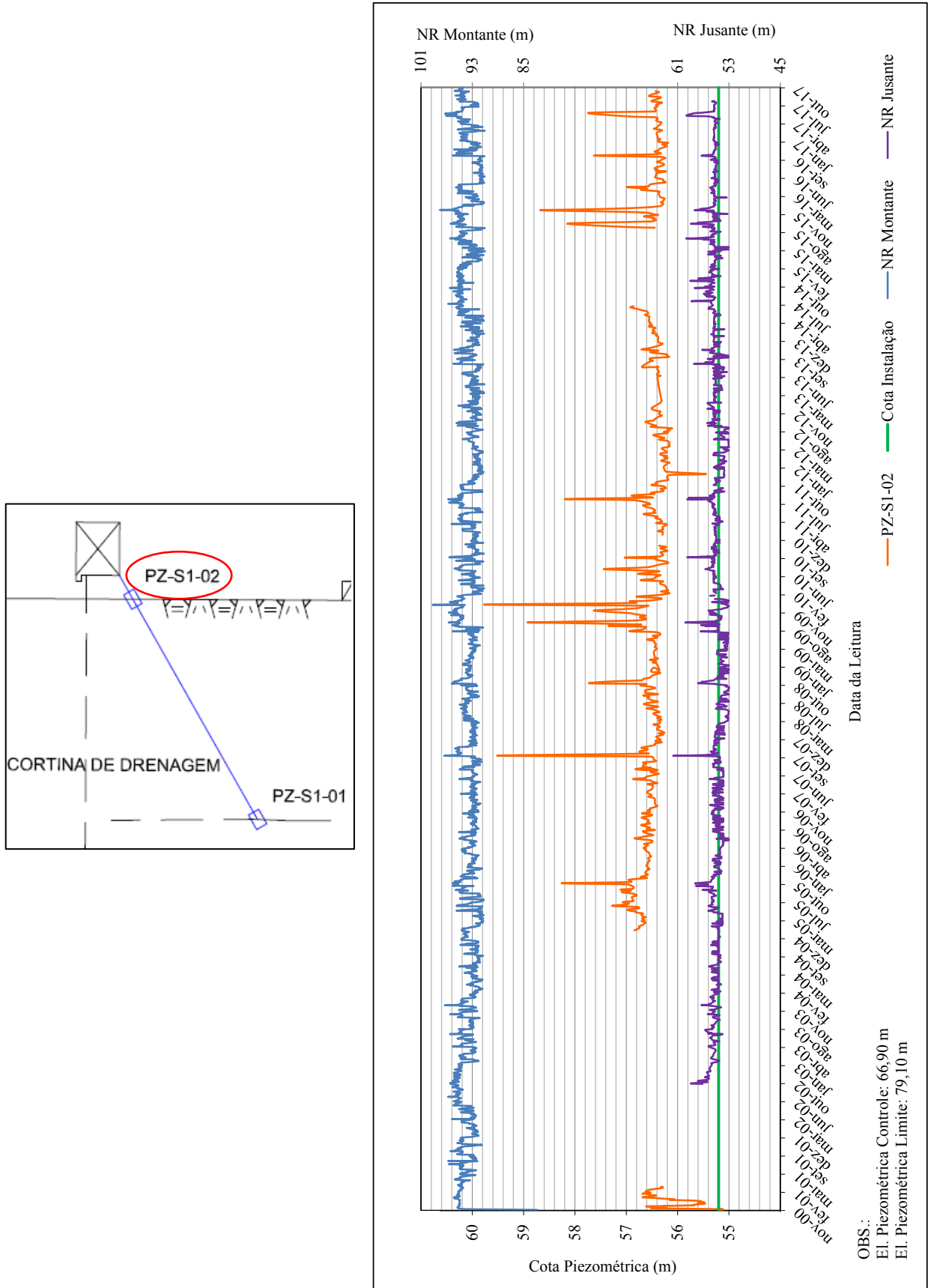


Figura C.9 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S1-02

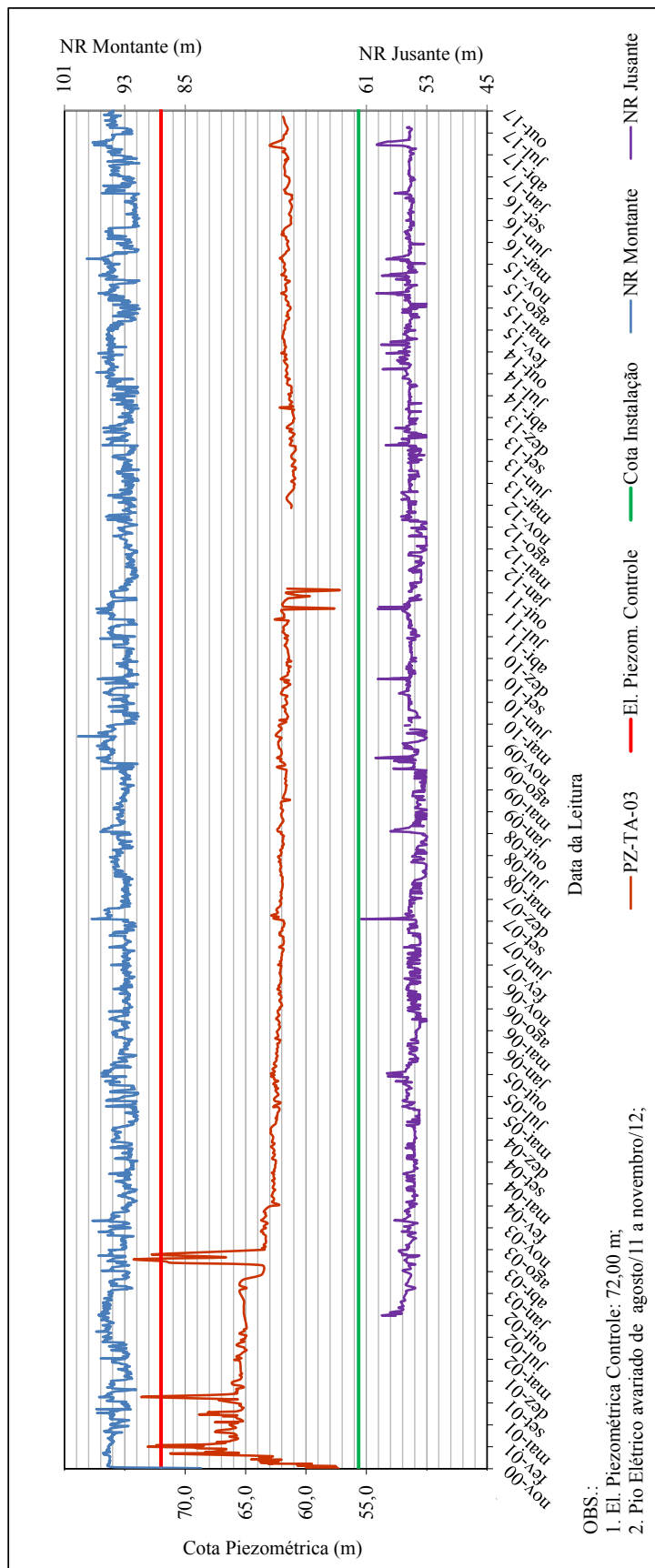


Figura C.10 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-03

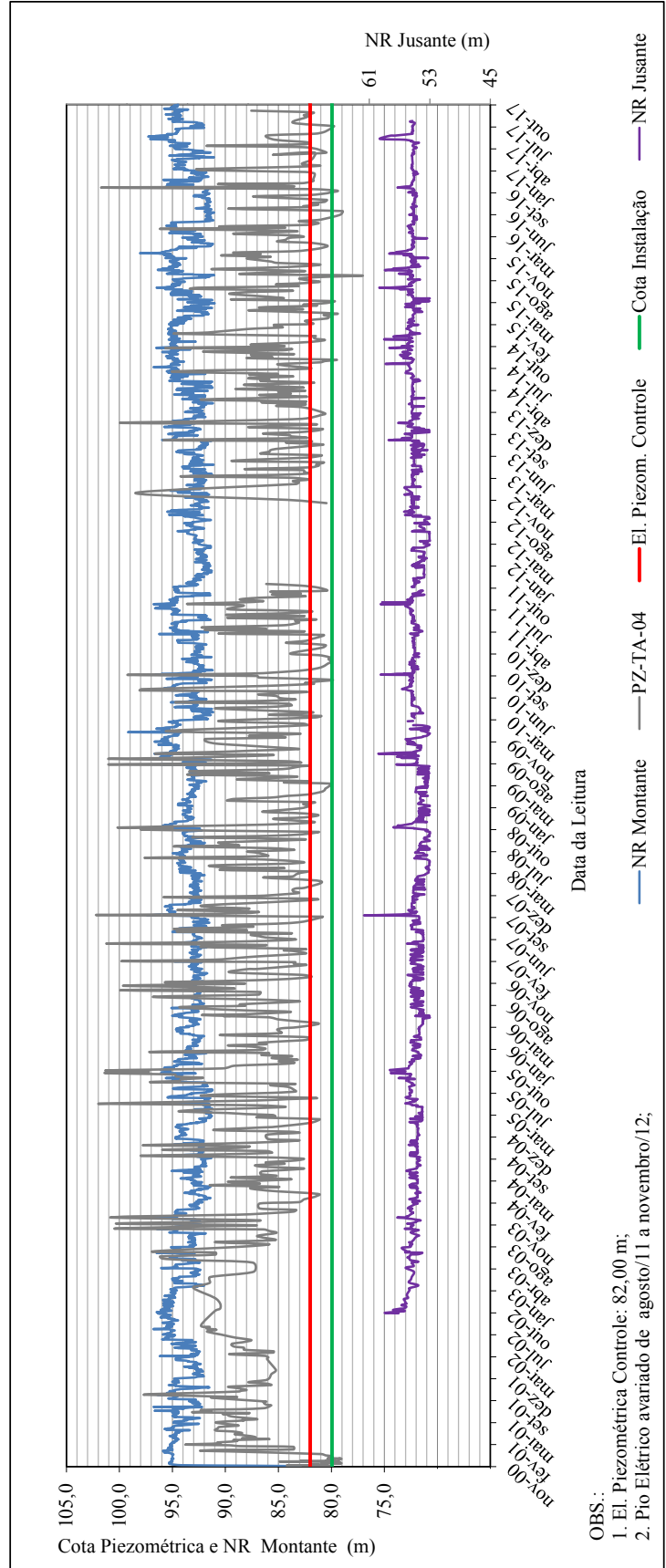


Figura C.11 – Registros das leituras do piezômetro PZ-TA-04

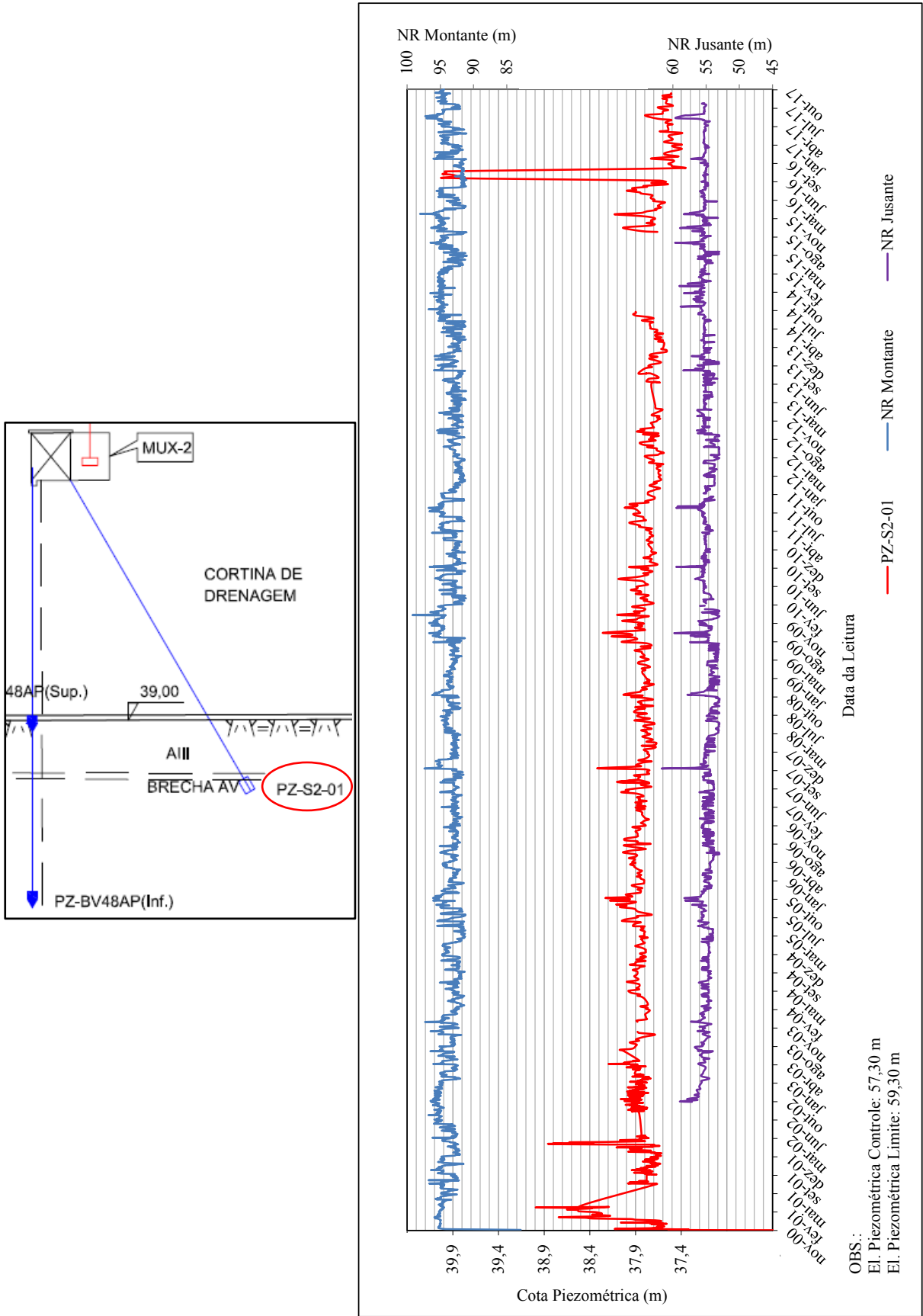


Figura C.12 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S2-01

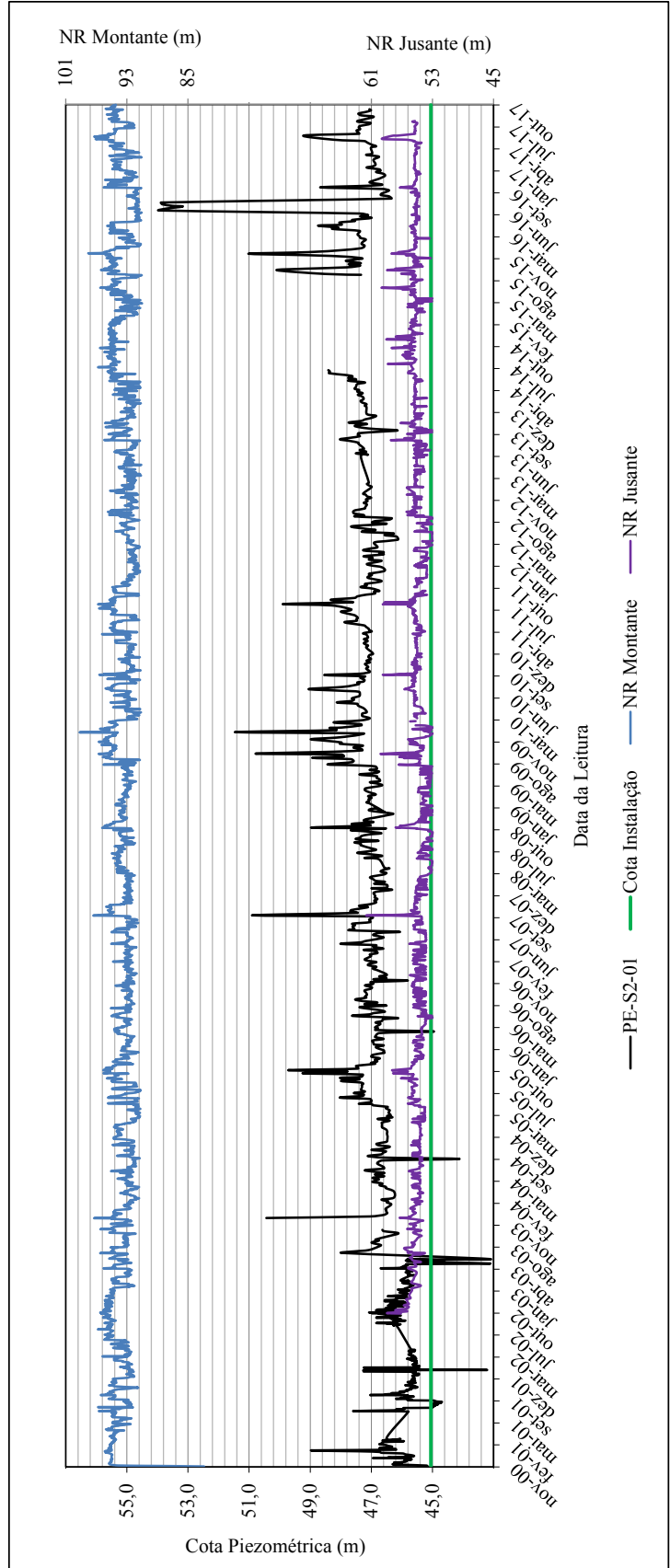
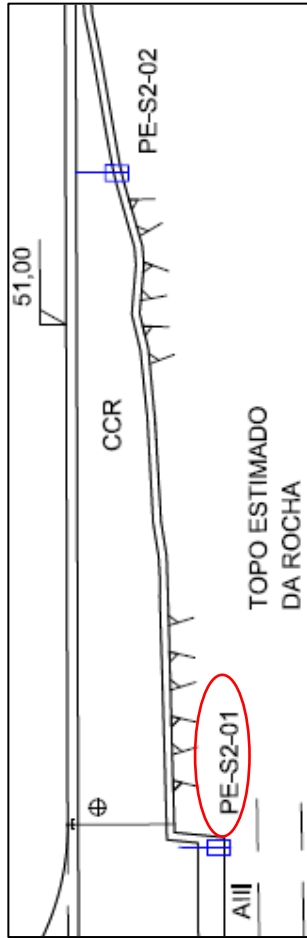


Figura C.13 – Registros das leituras do piezômetro PE-S2-01

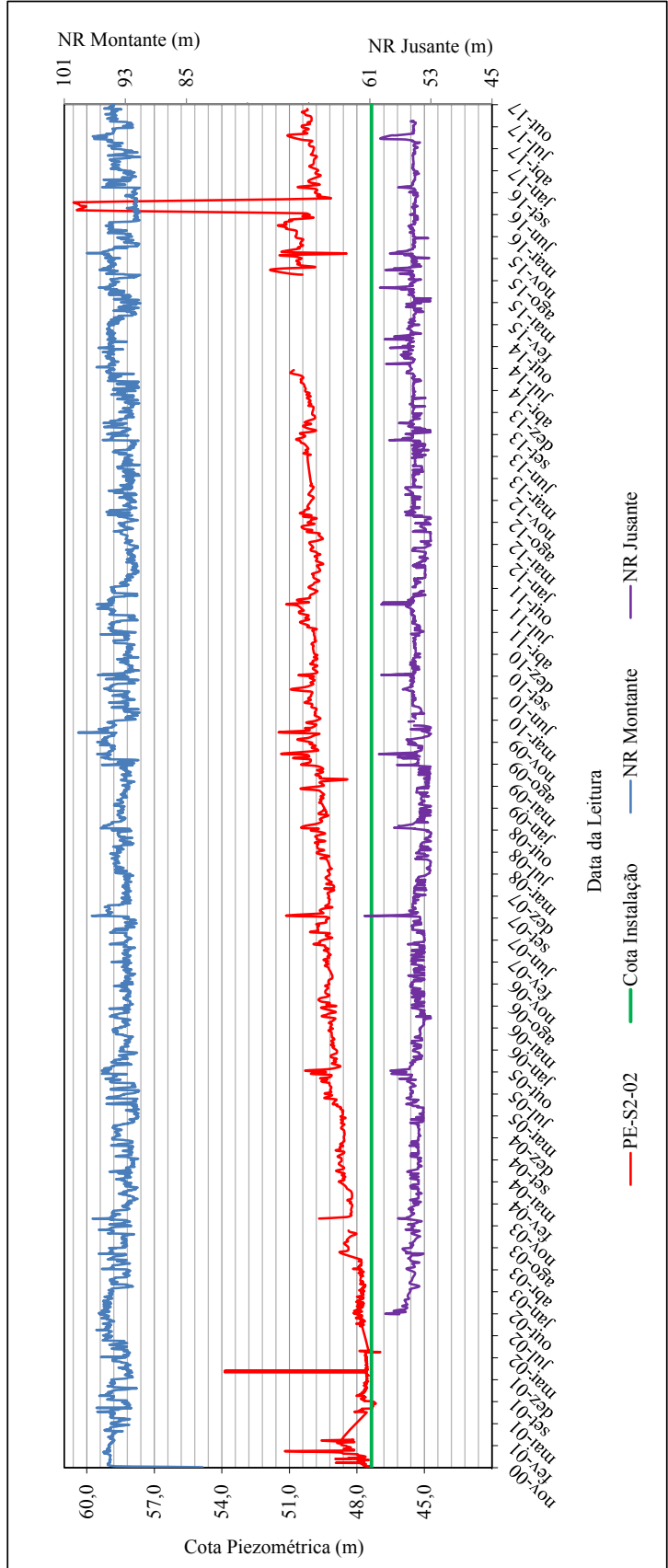
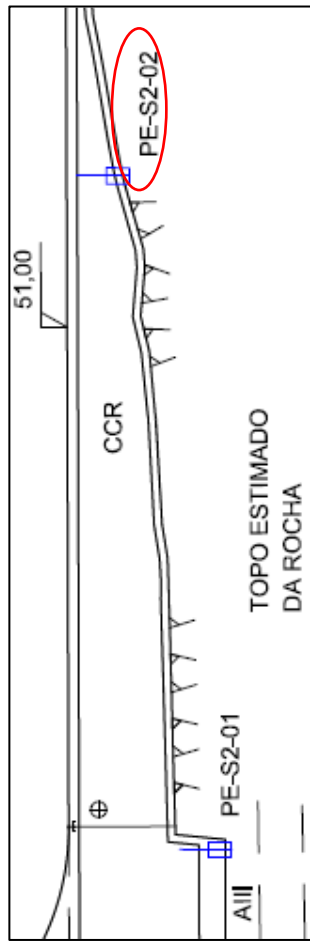


Figura C.14 – Registros das leituras do piezômetro PE-S2-02

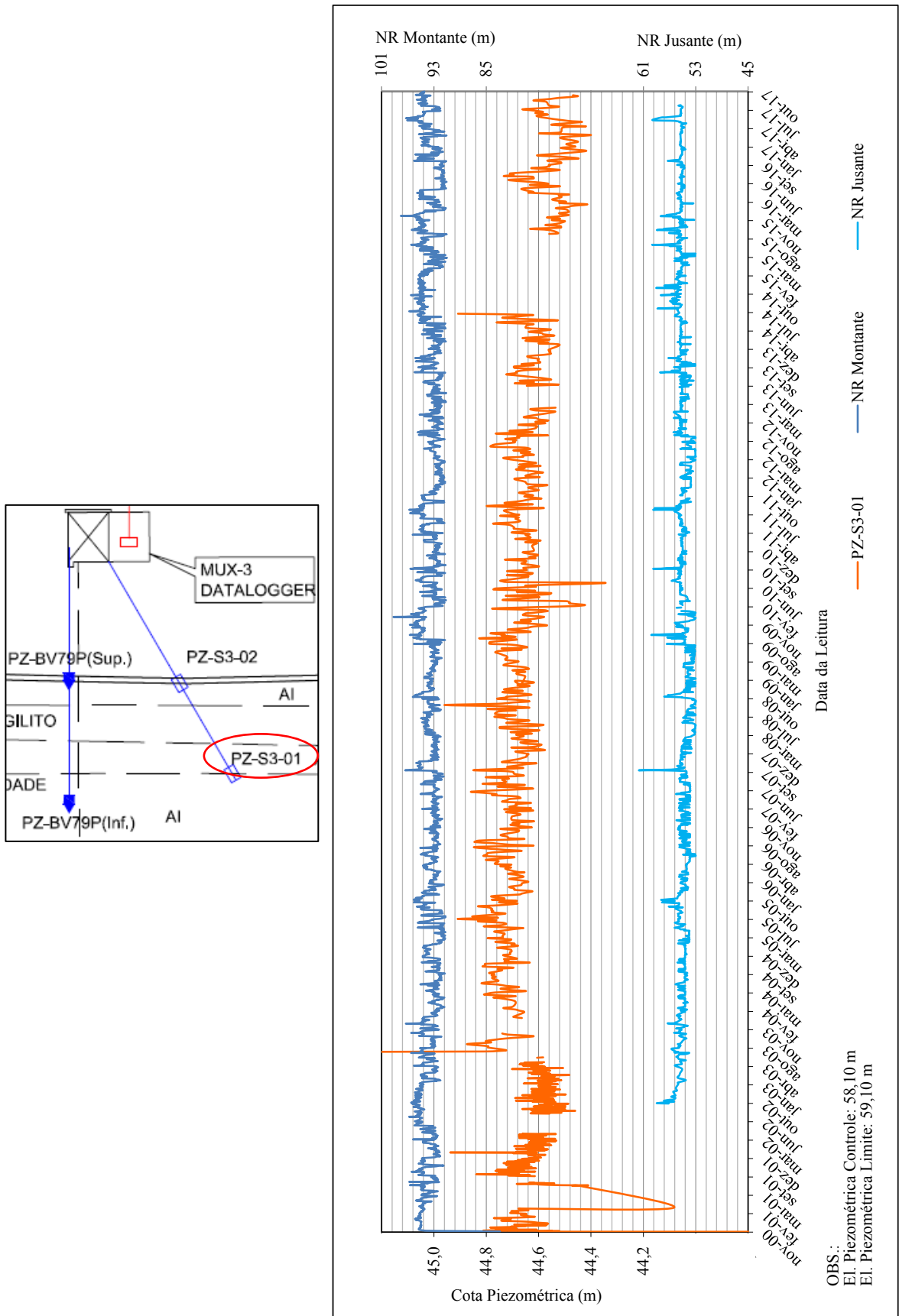


Figura C.15 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S3-01

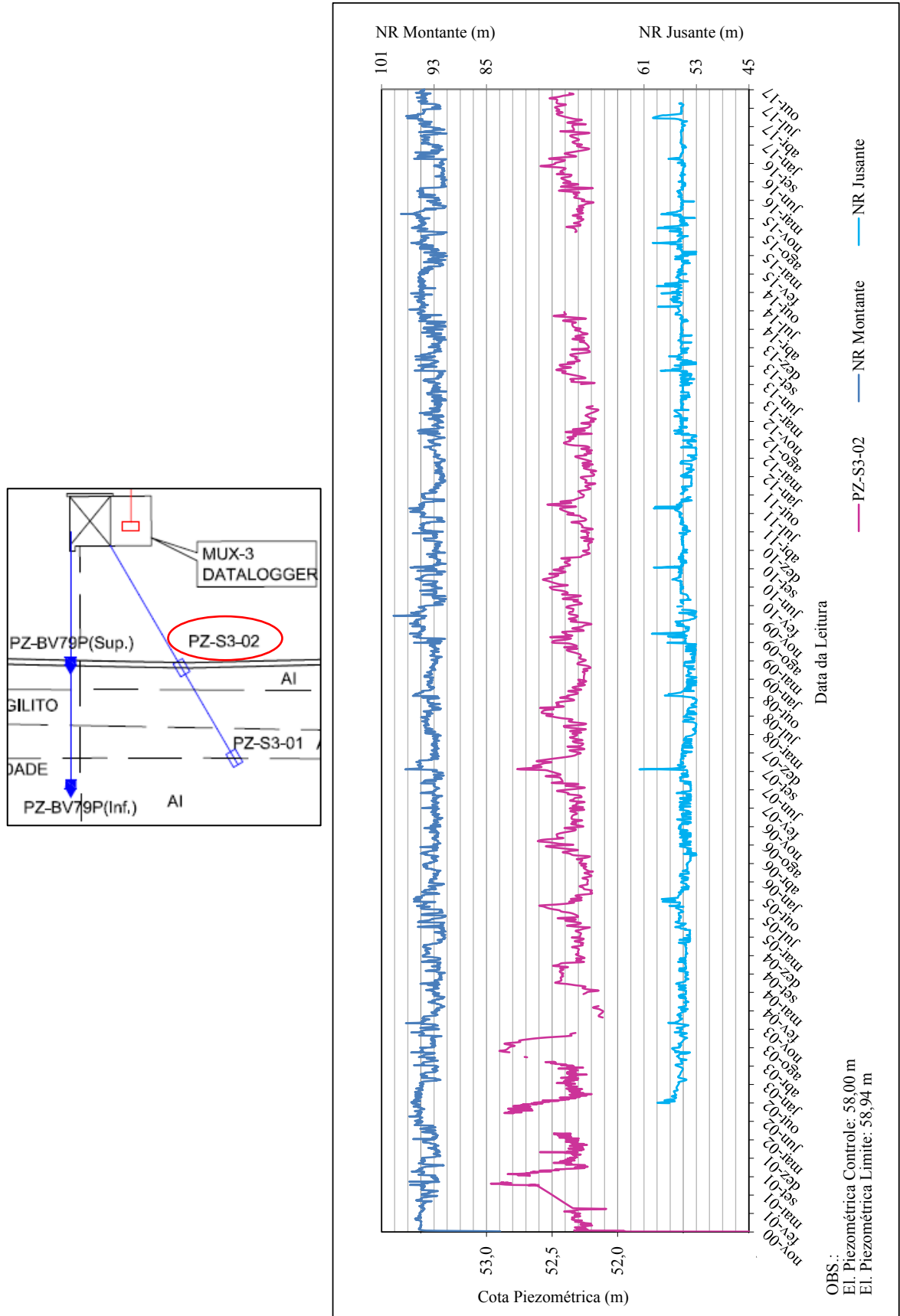


Figura C.16 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S3-02

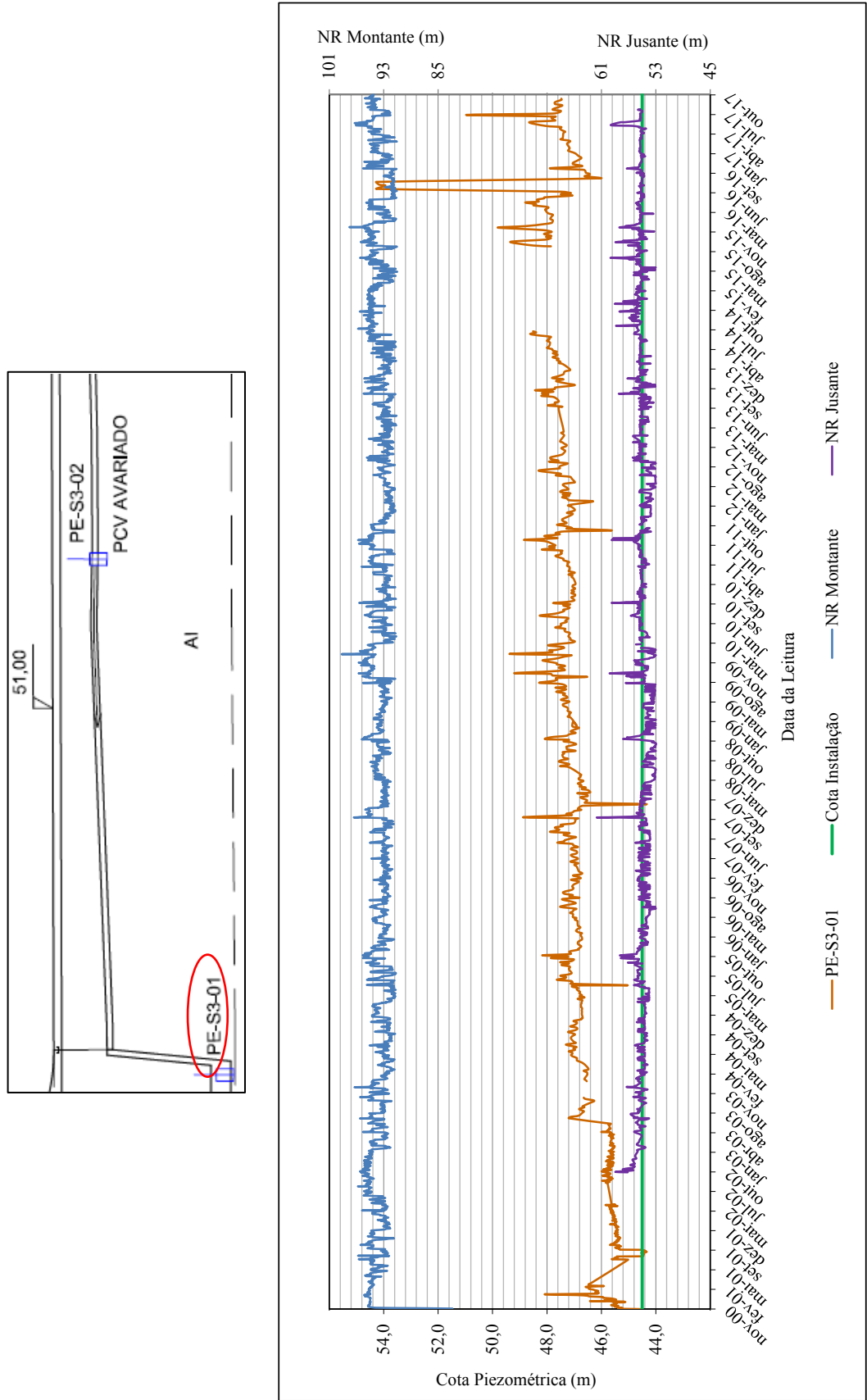


Figura C.17 – Registros das leituras do piezômetro PE-S3-01

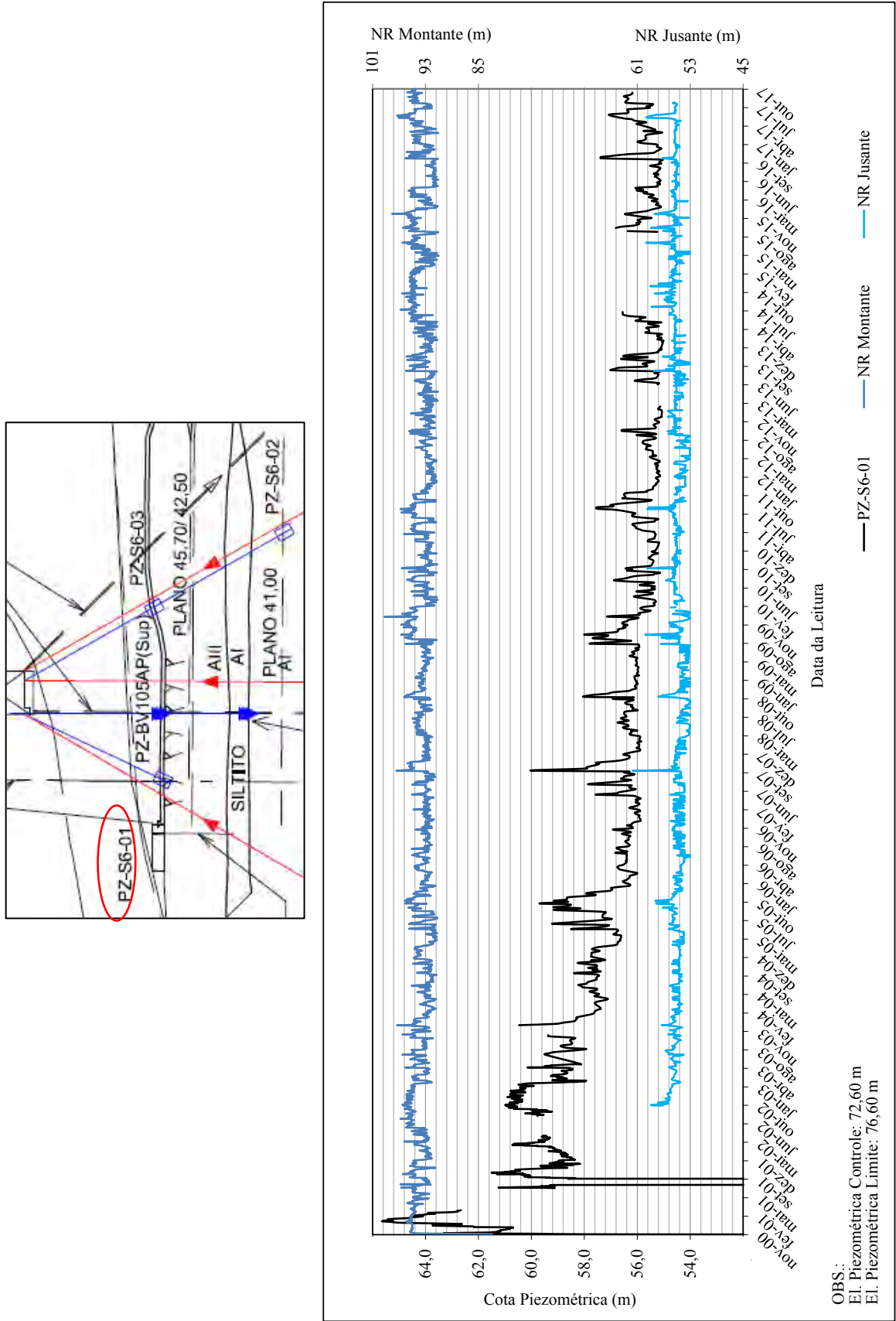


Figura C.18 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S6-01

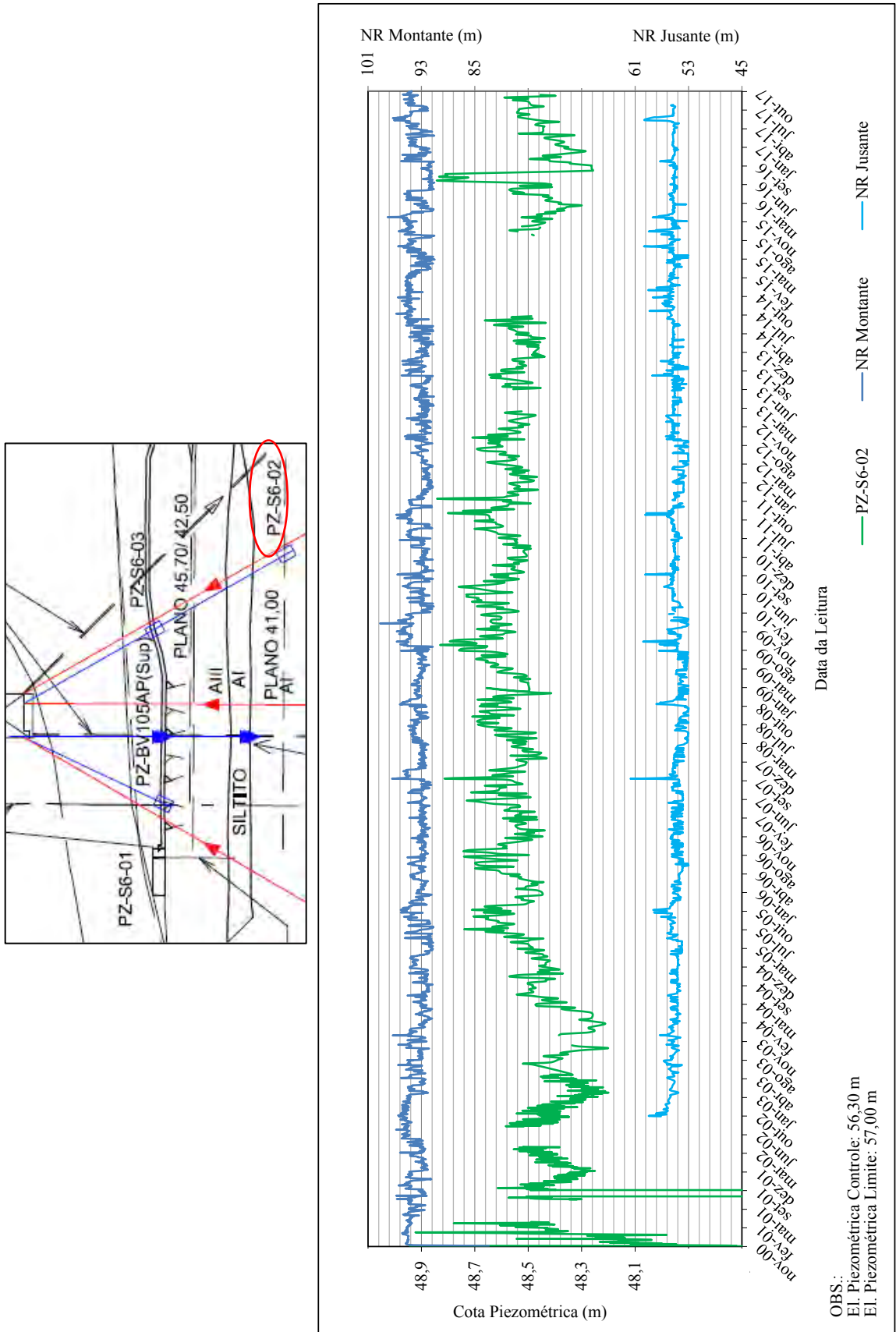


Figura C.19 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S6-02

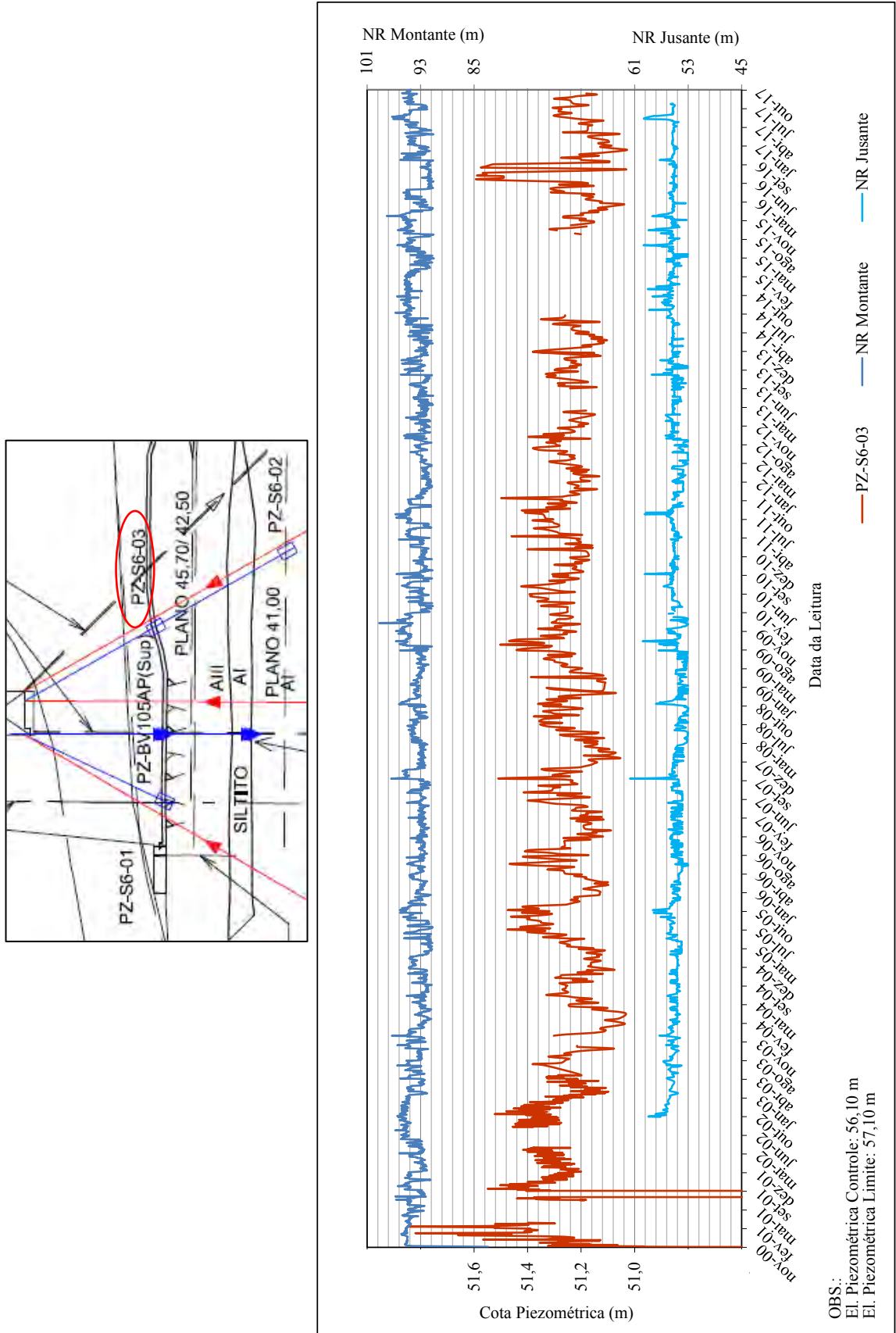


Figura C.20 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S6-03

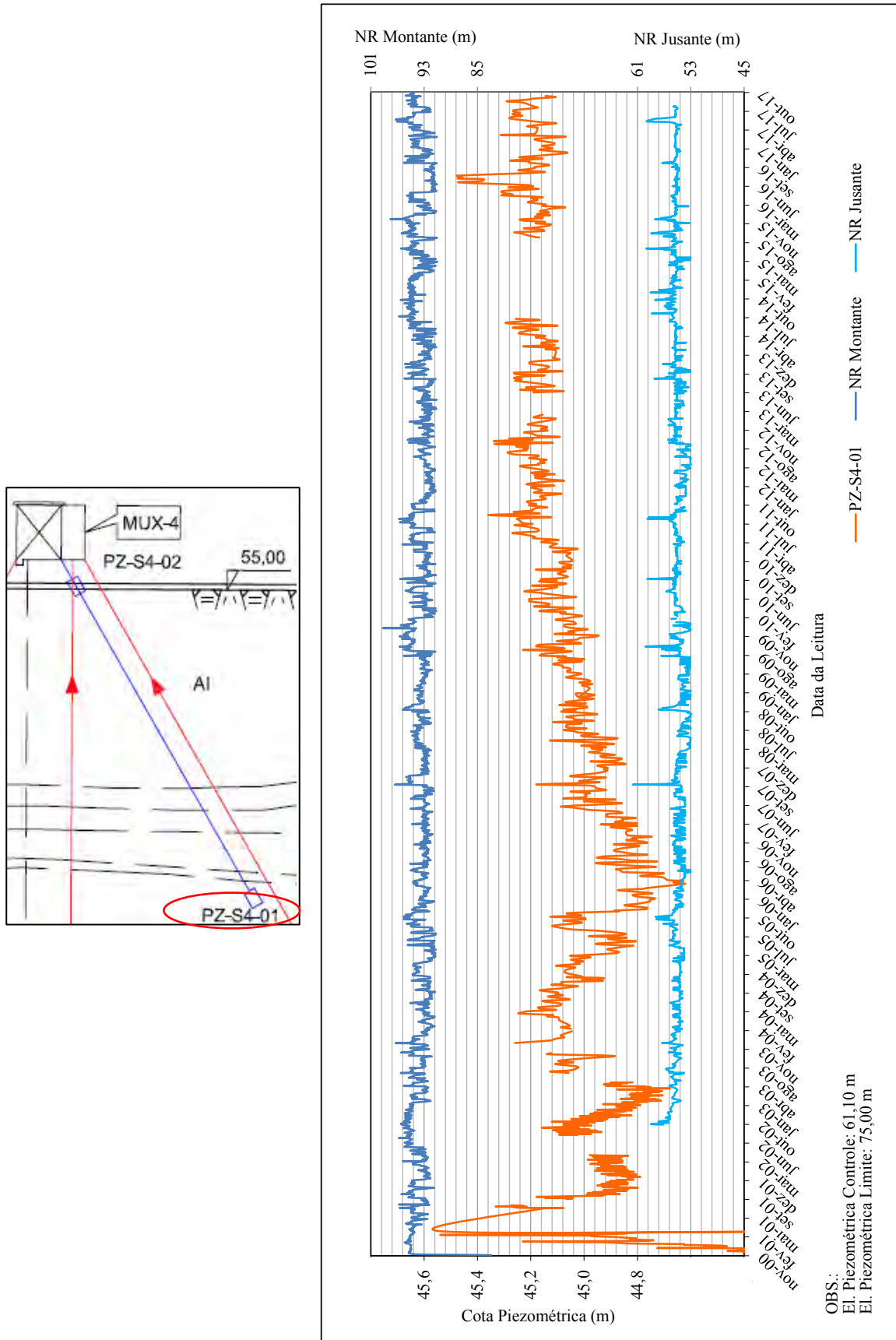


Figura C.21 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S4-01

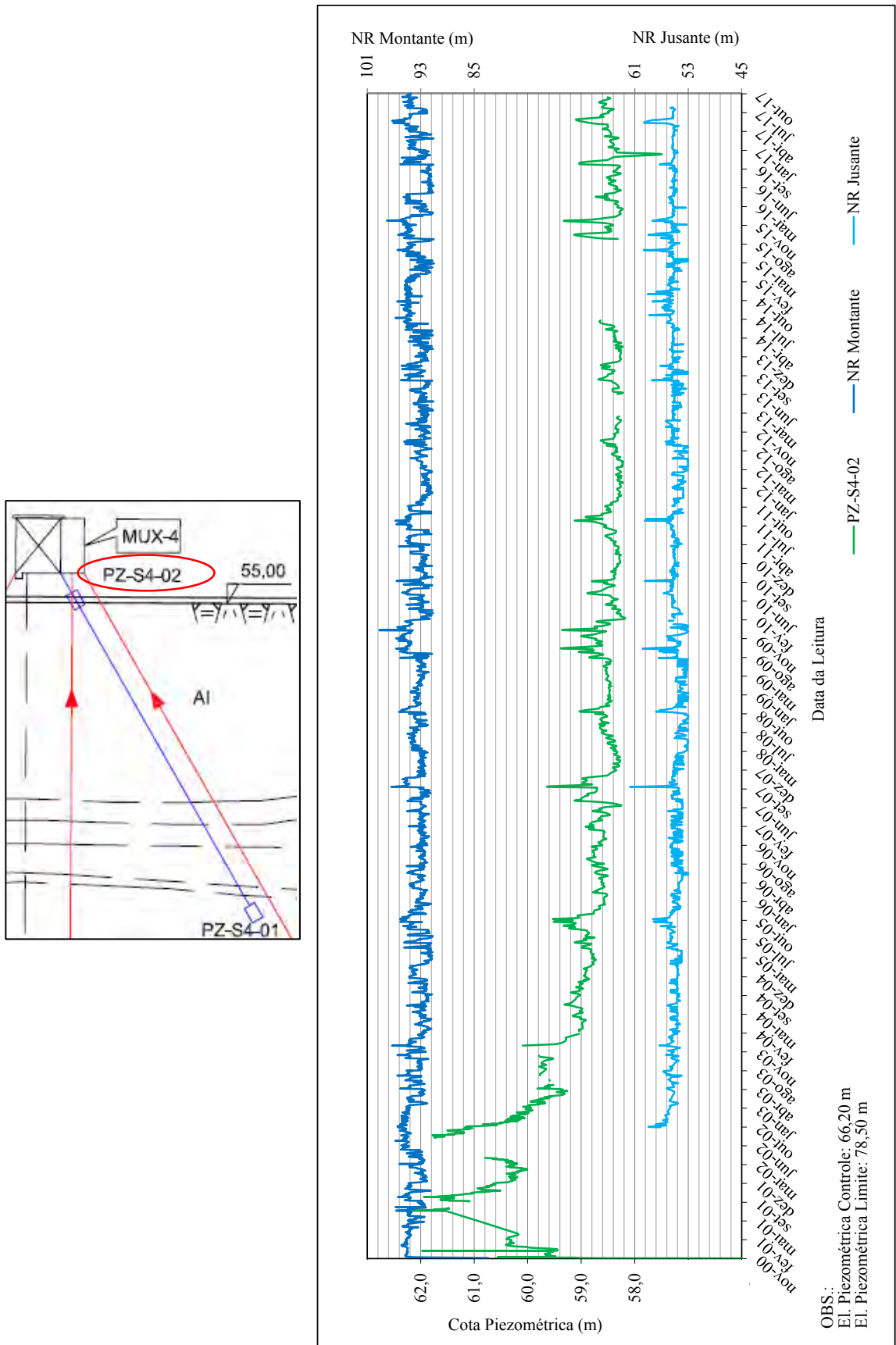


Figura C.22 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S4-02

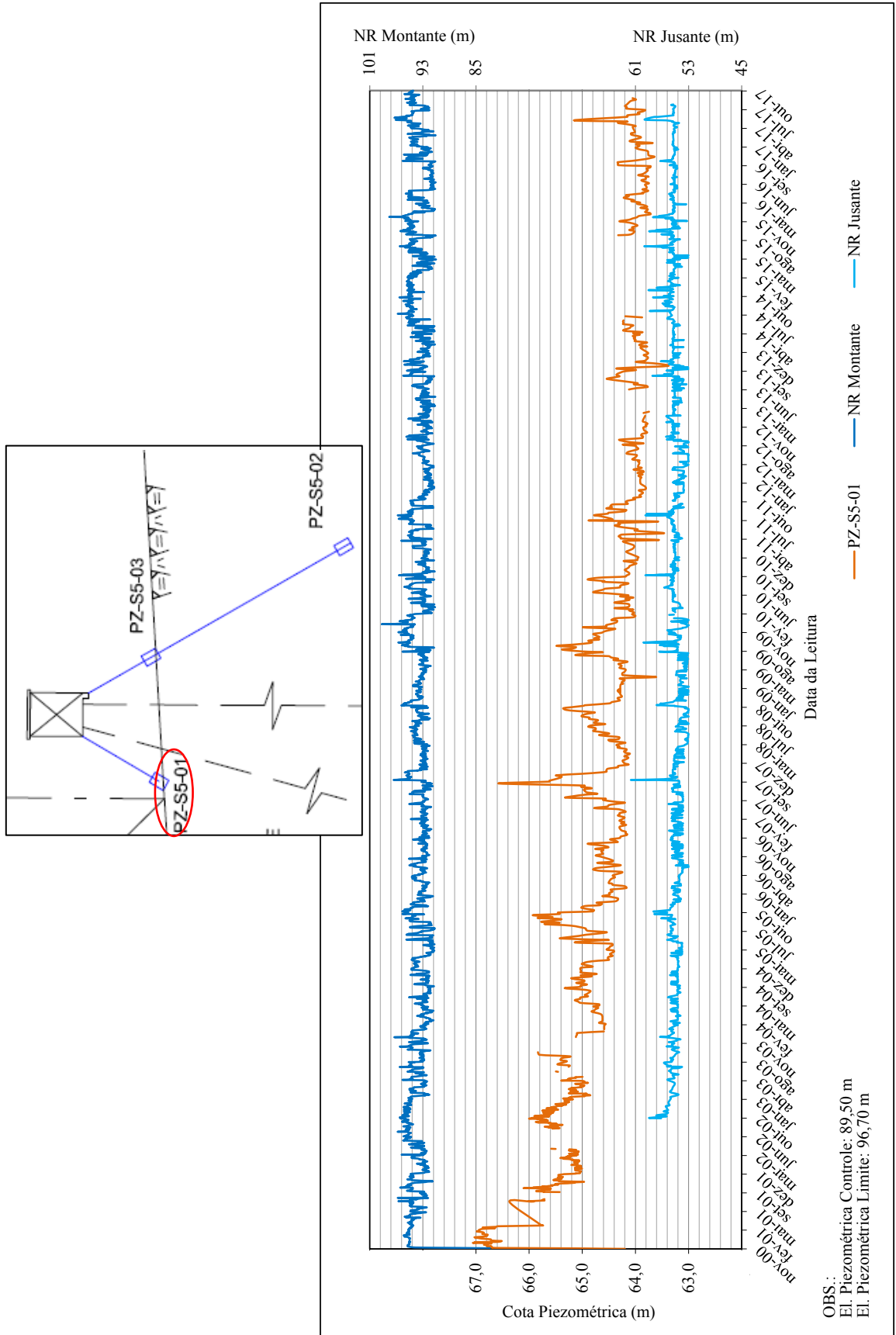


Figura C.23 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S5-01

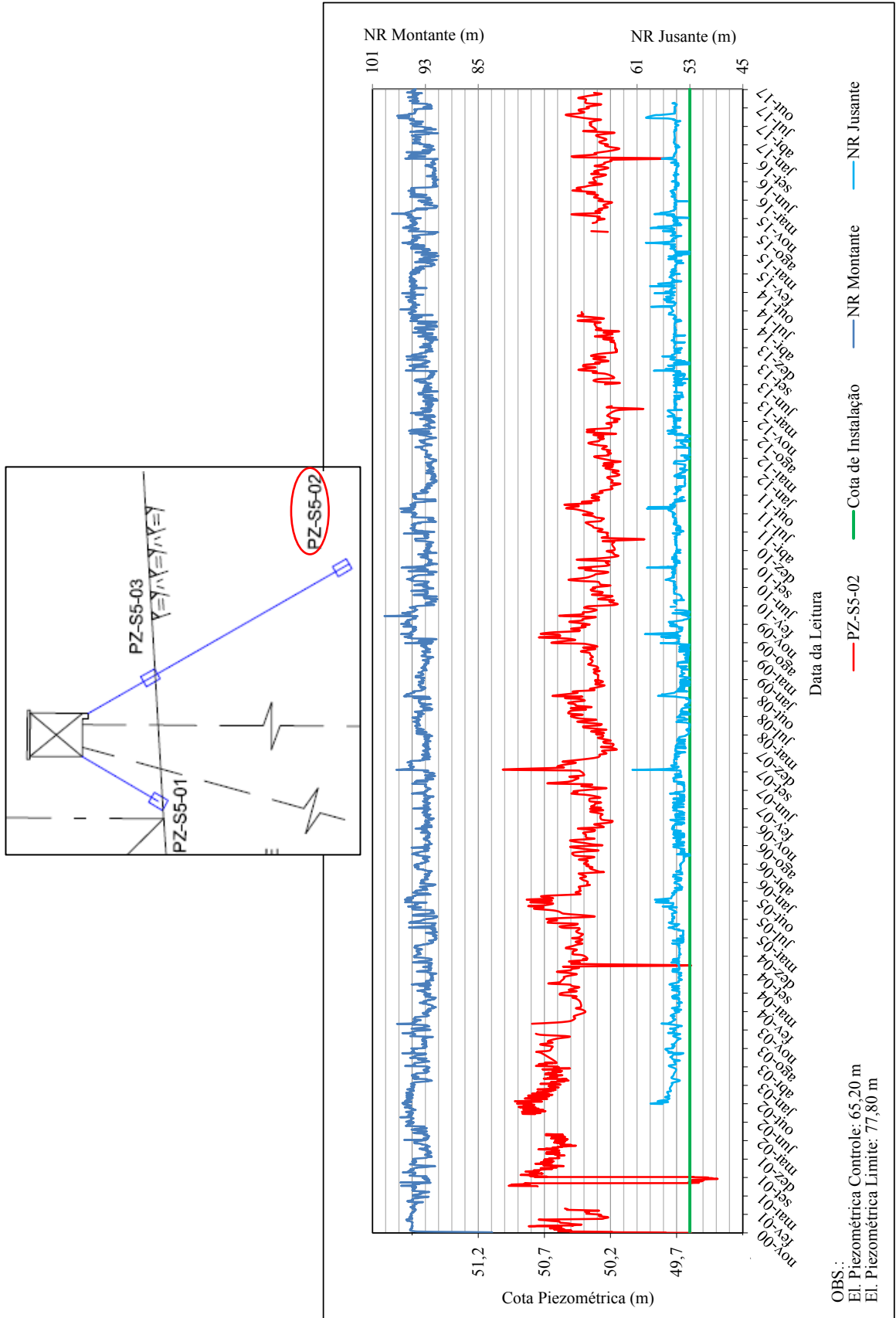


Figura C.24 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S5-02

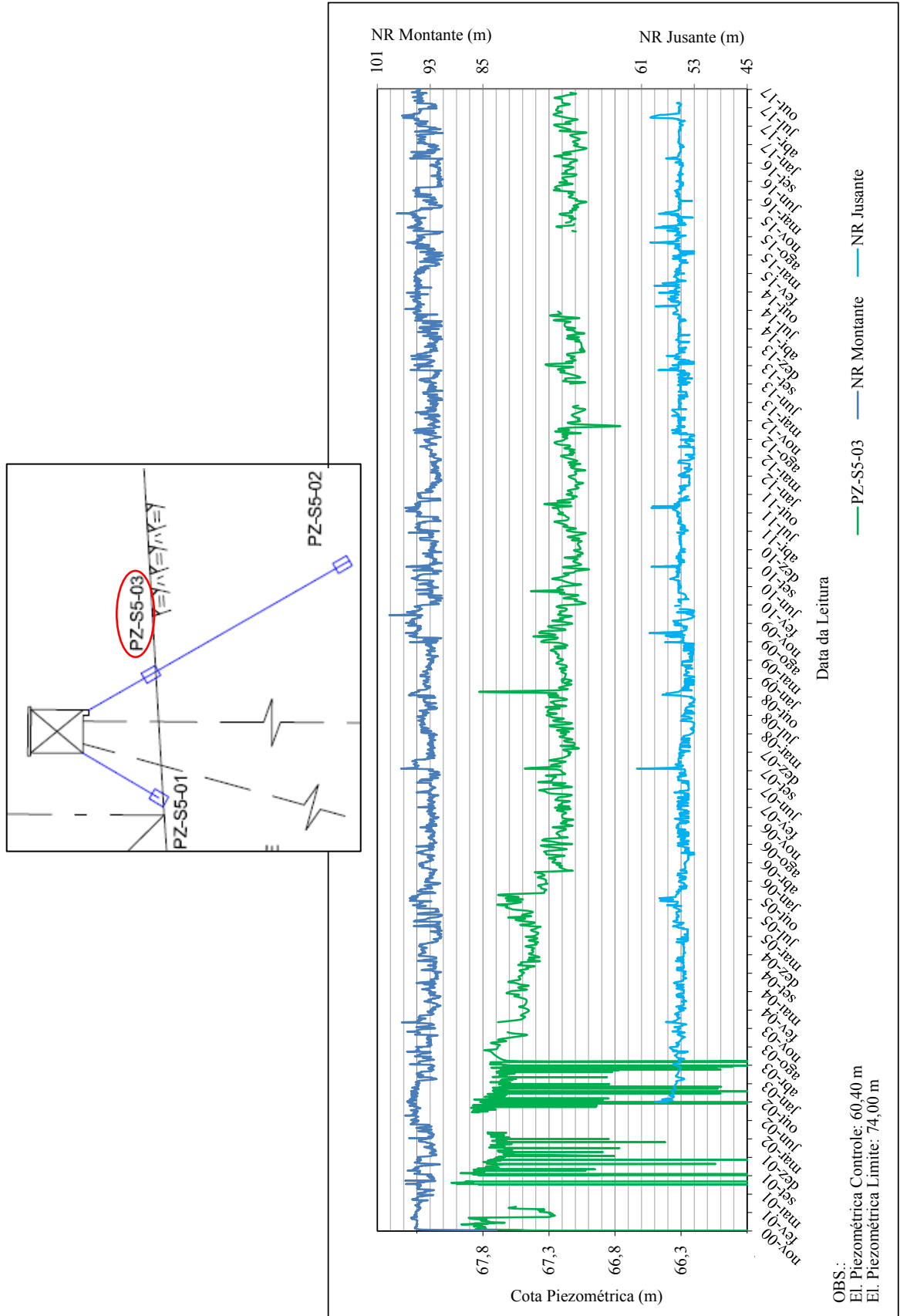


Figura C.25 – Registros das leituras do piezômetro PZ-S5-03

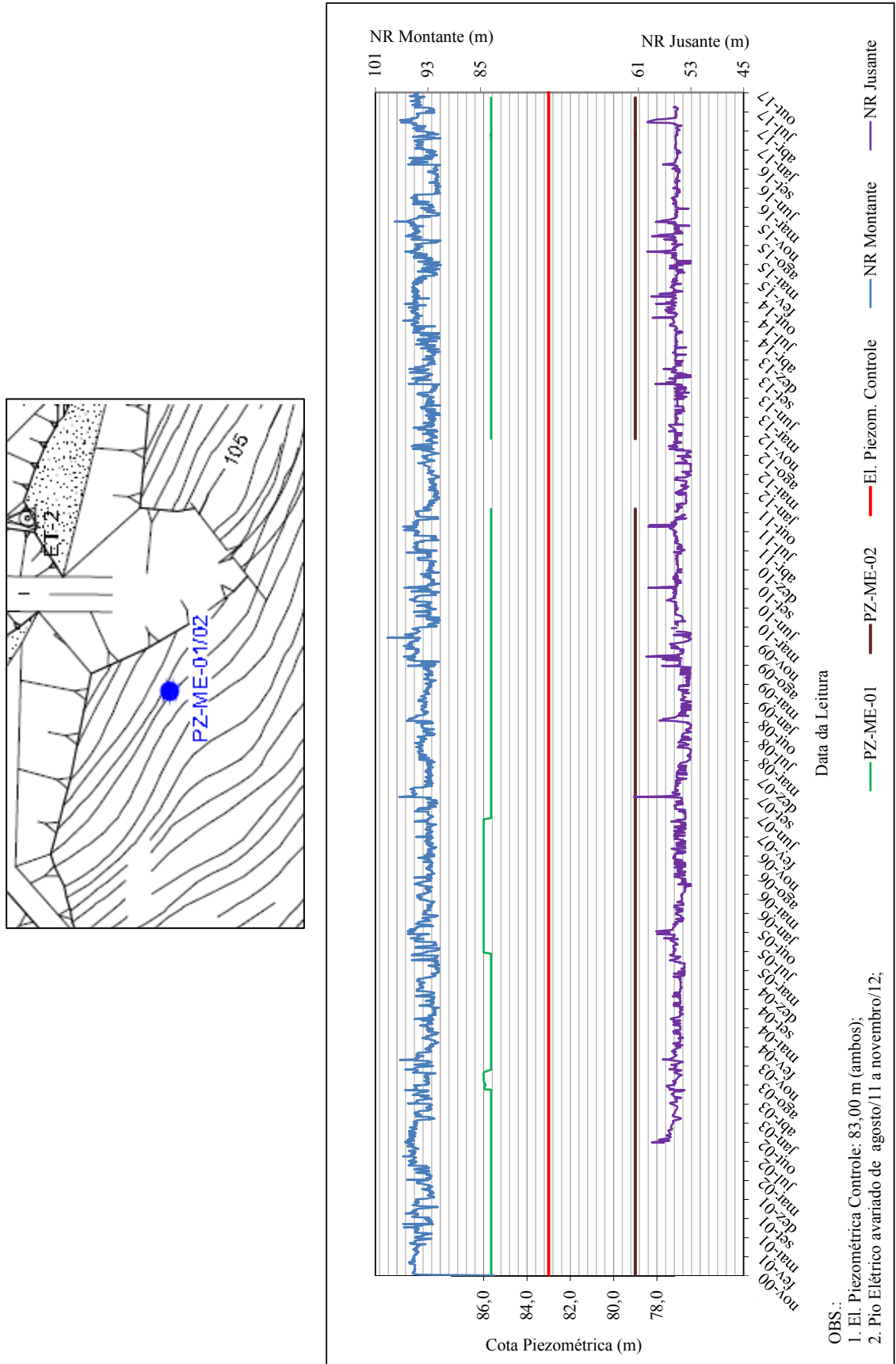


Figura C.26 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-ME-01 e PZ-ME-02

3. PIEZÔMETRIA - PTAs

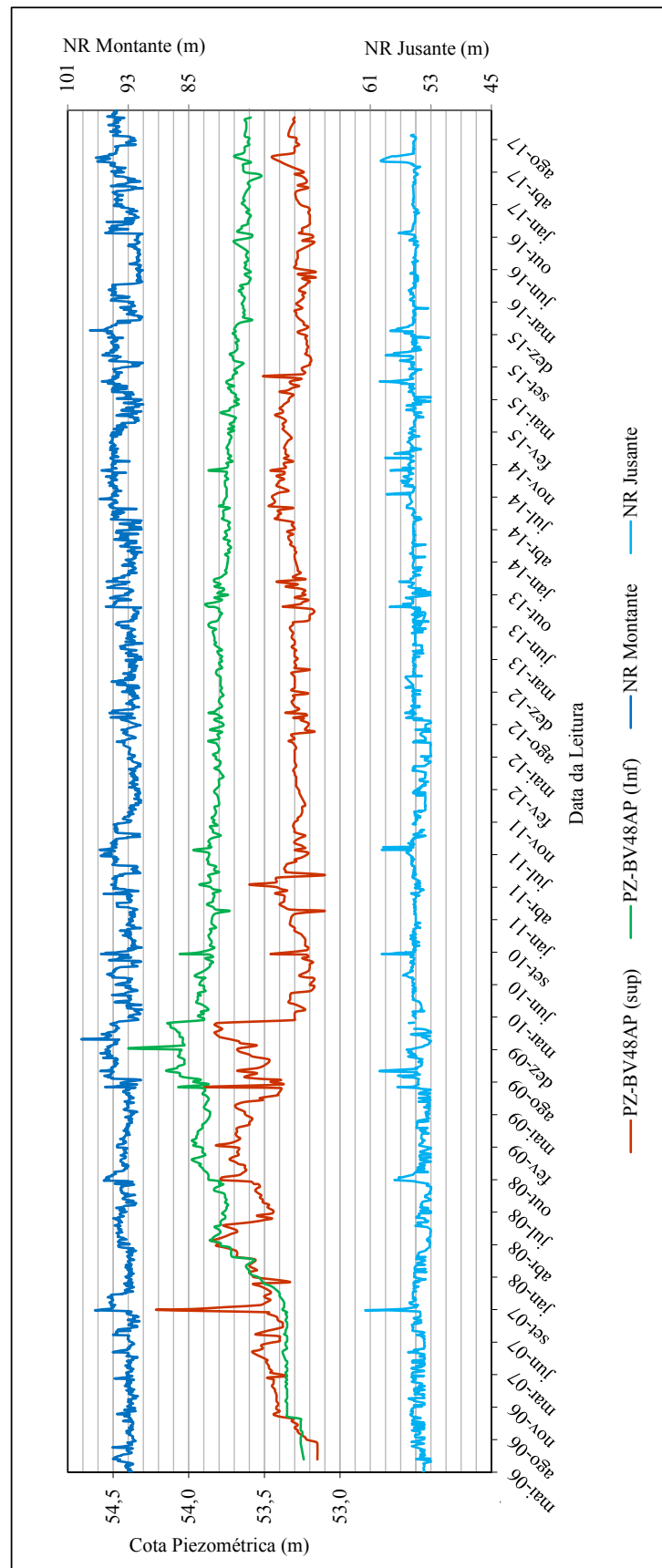
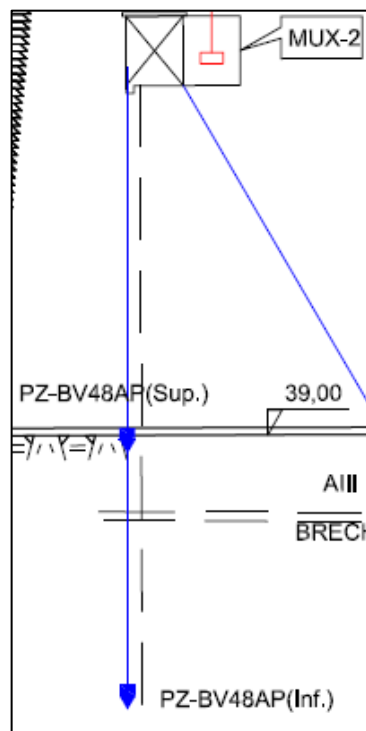


Figura C.27 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-BV48AP(Sup.) e PZ-BV48AP(Inf.)

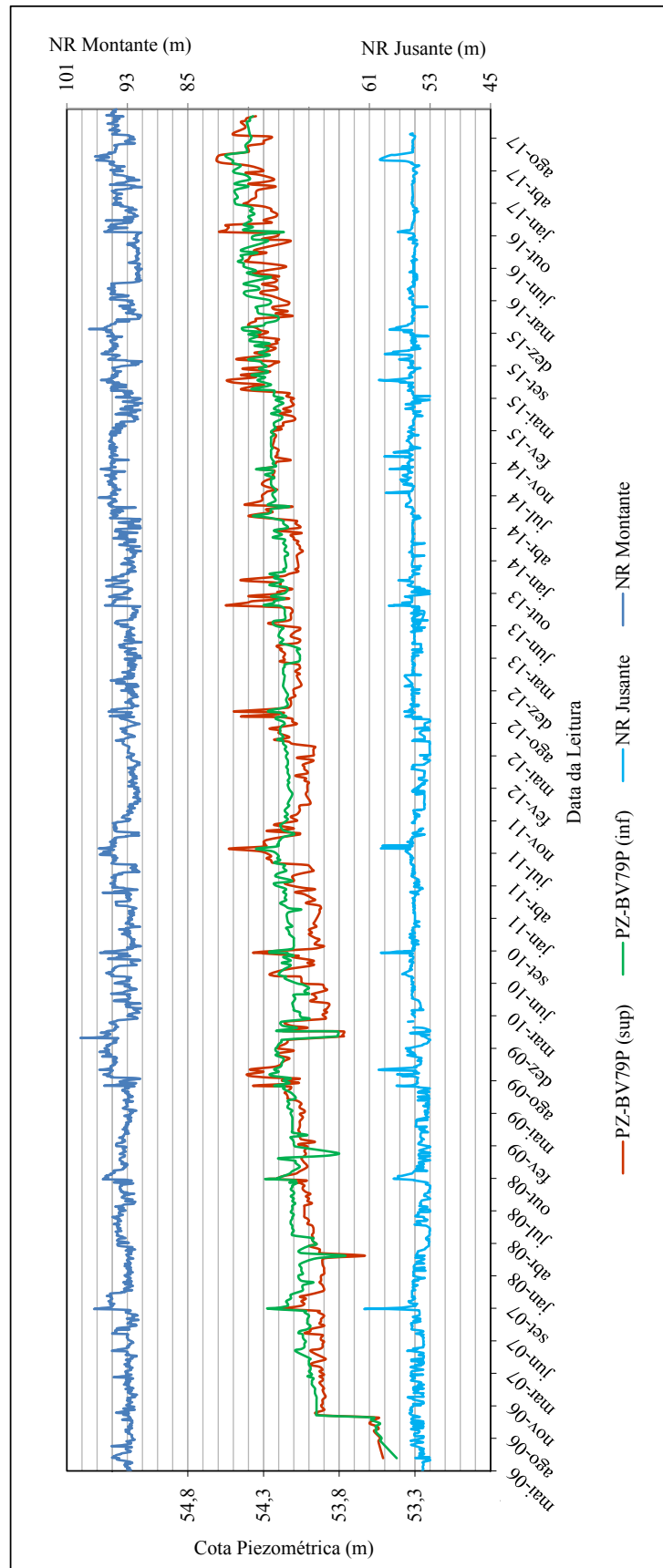
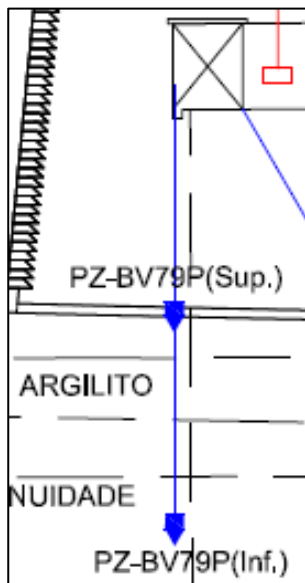


Figura C.28 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-BV79P(Sup.) e PZ-BV79P(Inf.)

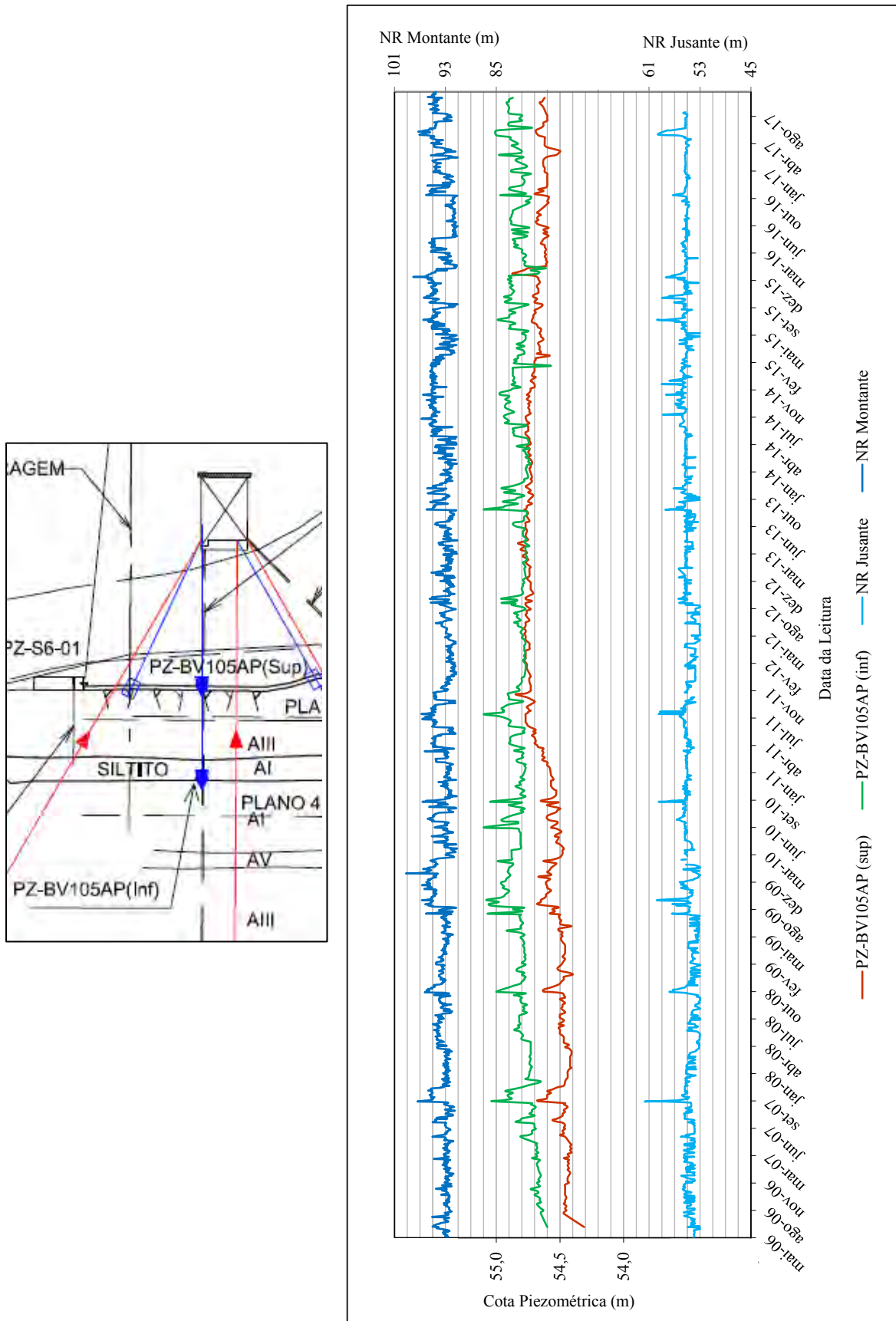


Figura C.29 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-BV105AP(Sup.) e PZ-BV105AP(Inf.)

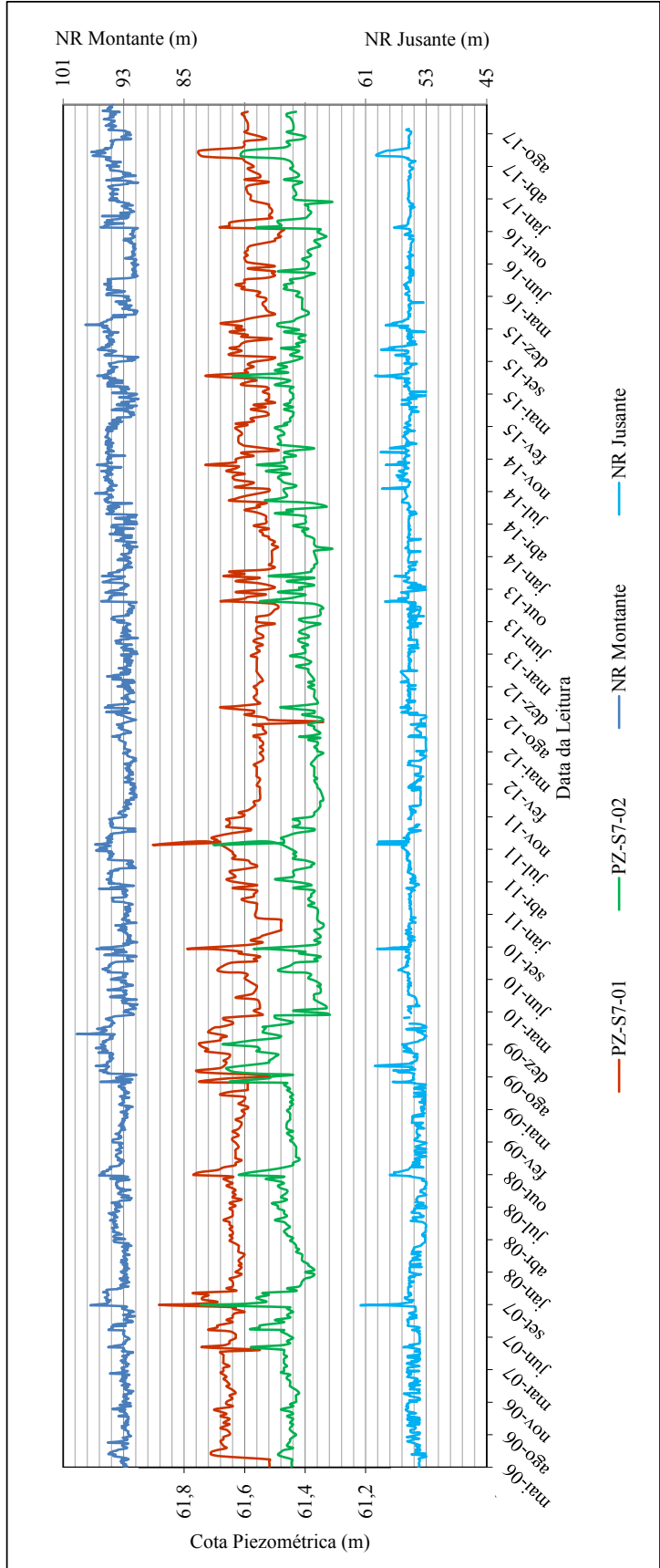
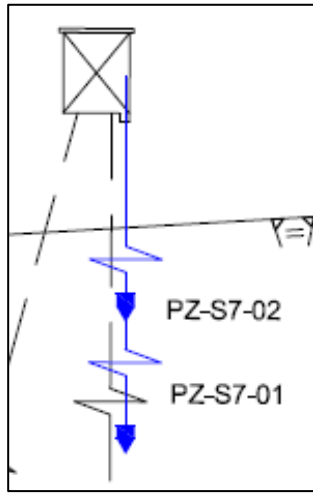


Figura C.30 – Registros das leituras dos piezômetros PZ-S7-01 e PZ-S7-02

4. GRÁFICOS NORMALIZAÇÃO DAS LEITURAS DOS PCVS

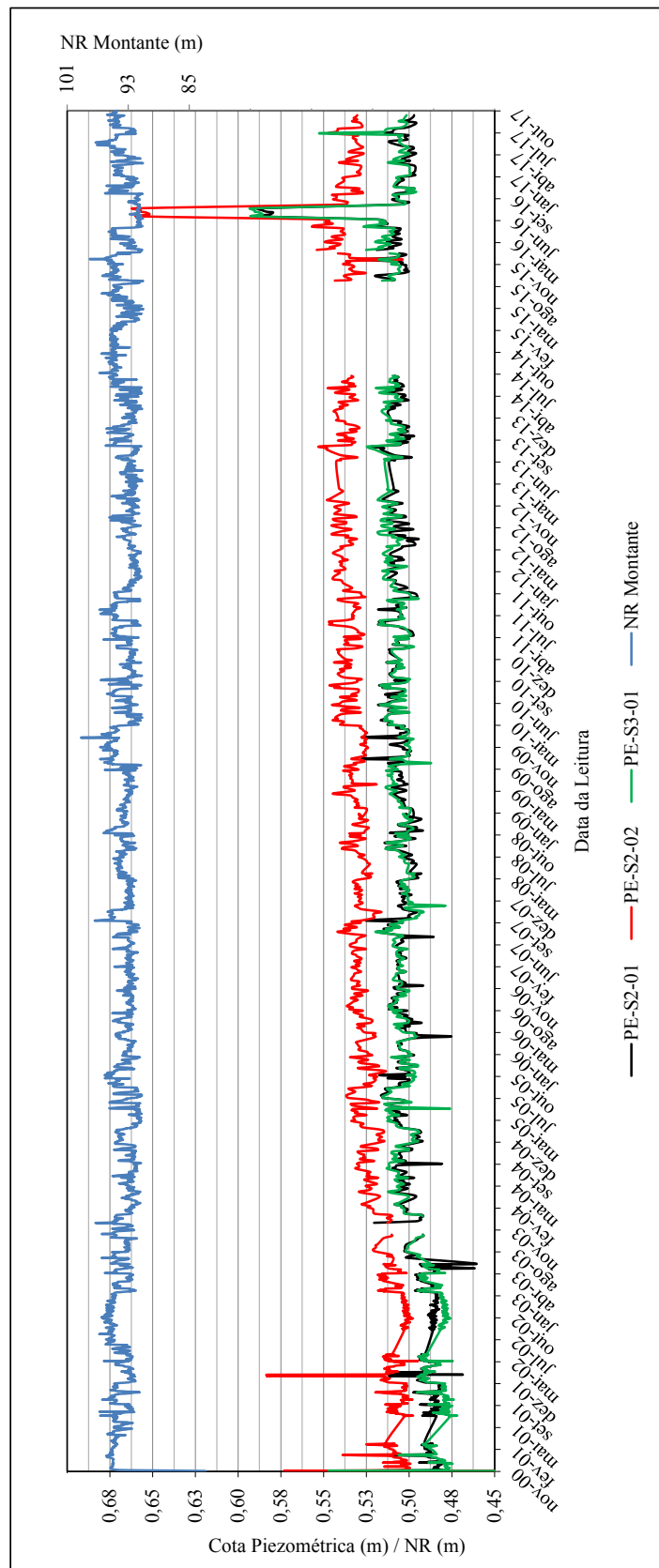


Figura C.31 – Cotas piezométricas normalizadas dos PCVs da região da bacia de dissipação

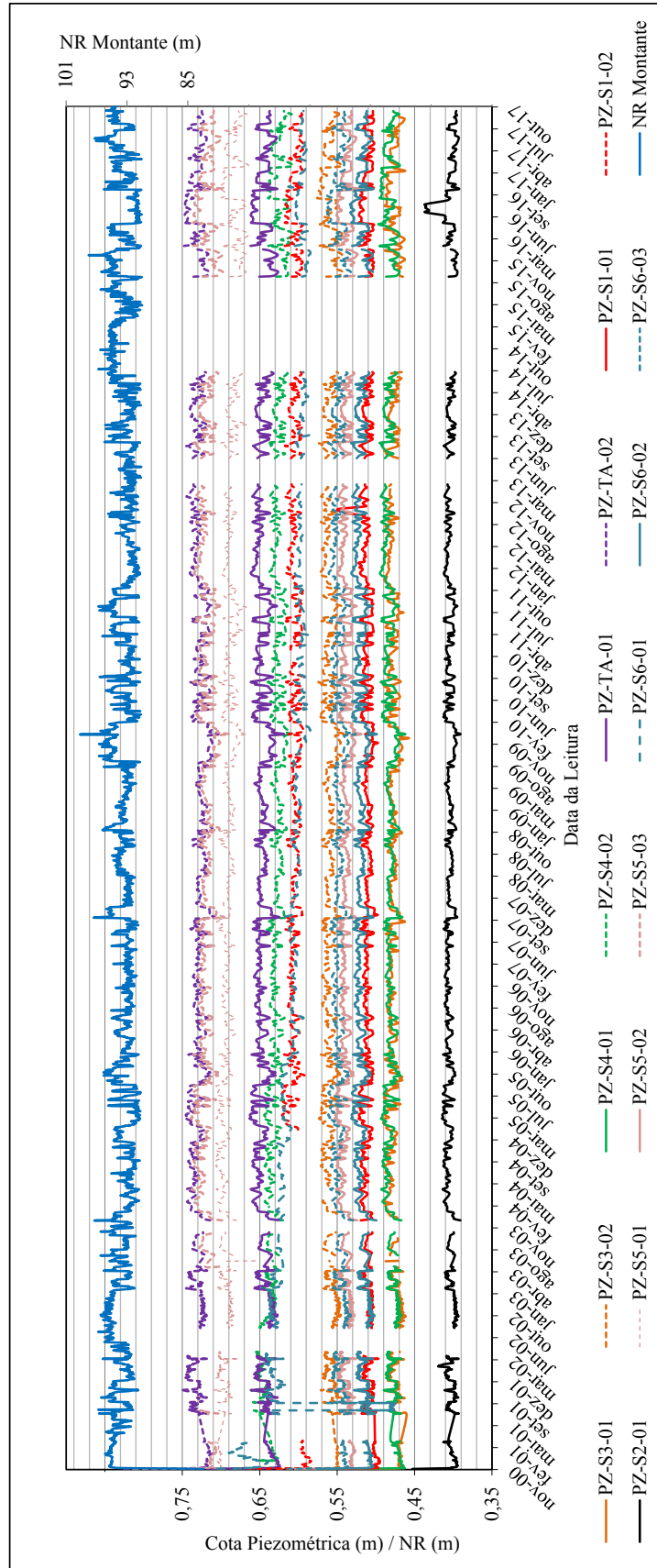


Figura C.32 – Cotas piezométricas normalizadas dos PCVs da galeria de inspeção

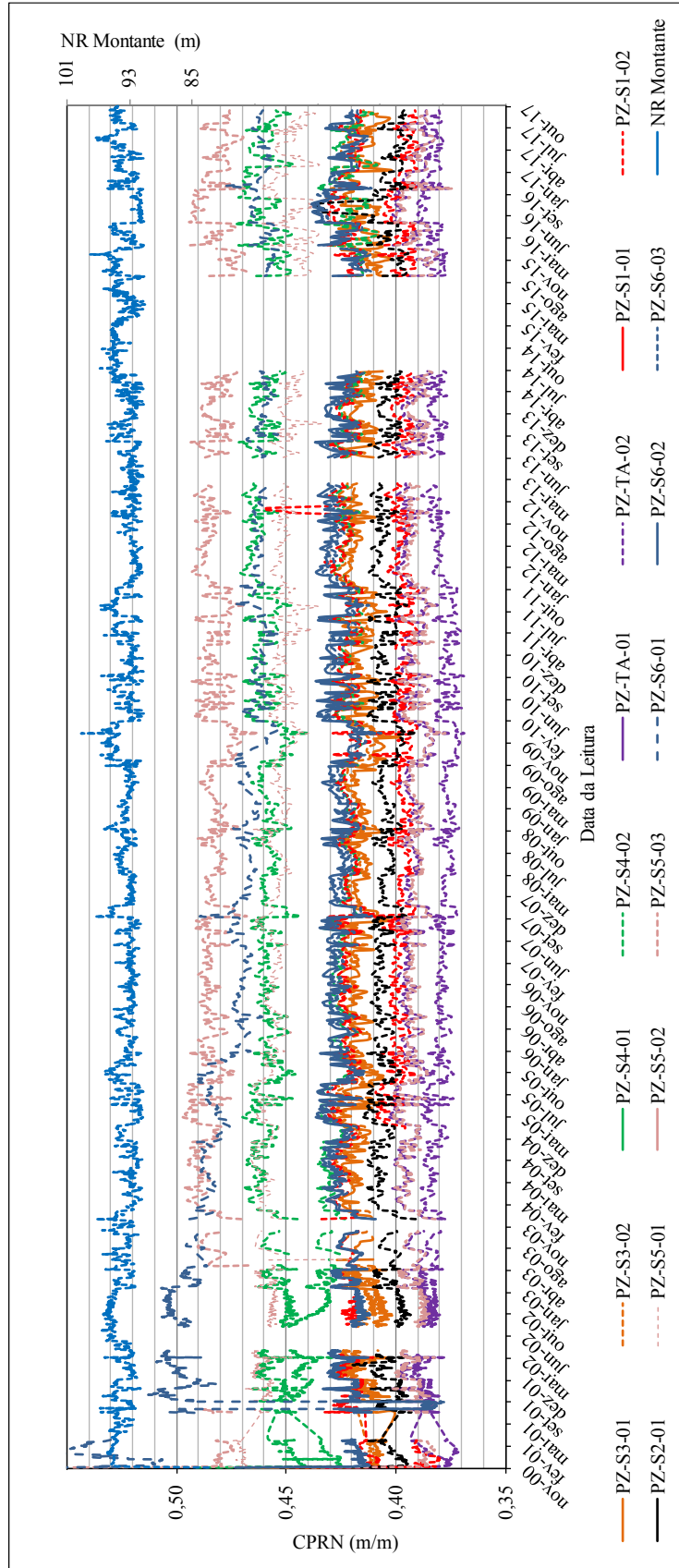


Figura C.33 – Cotas piezométricas relativas normalizadas dos PCVs da galeria de inspeção

5. GRÁFICOS SUBPRESSÕES E CORRELAÇÕES VAZÕES

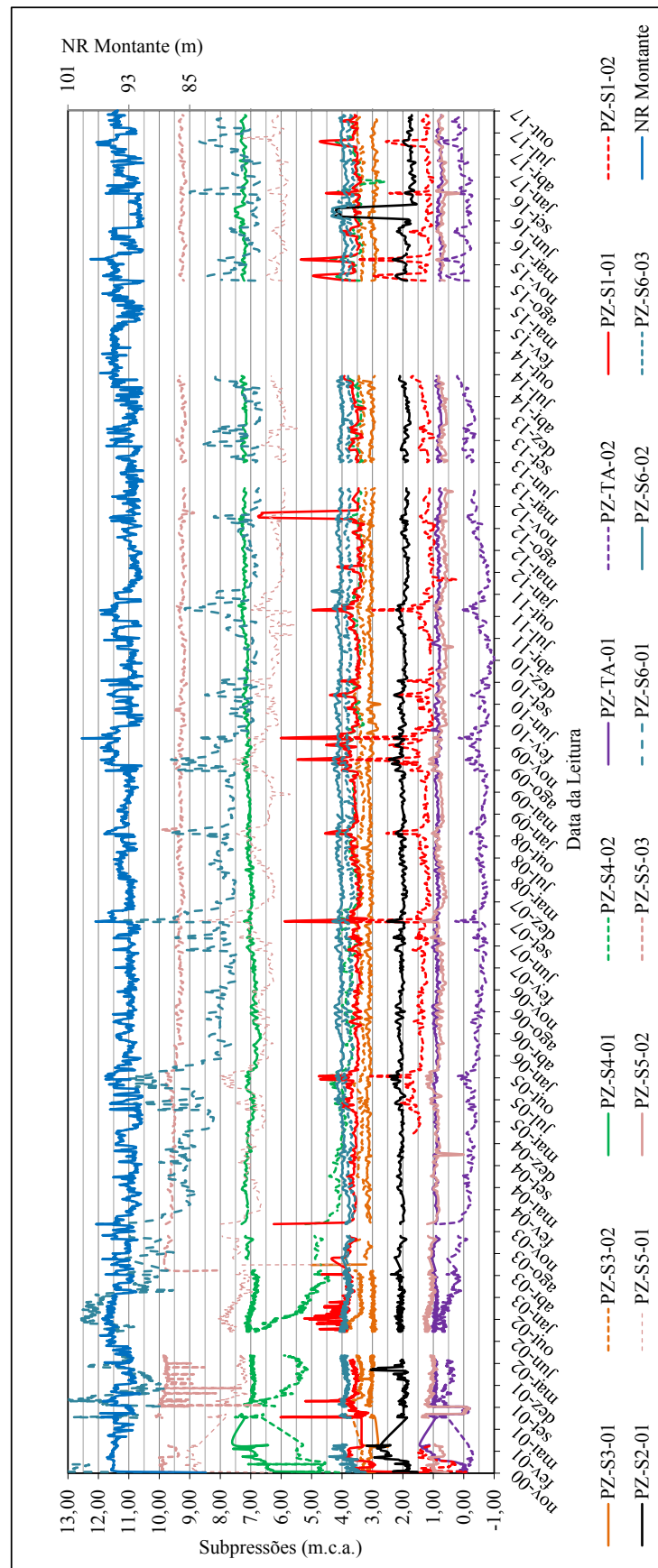


Figura C.34 – Variação das subpressões nos PCVs da galeria de inspeção

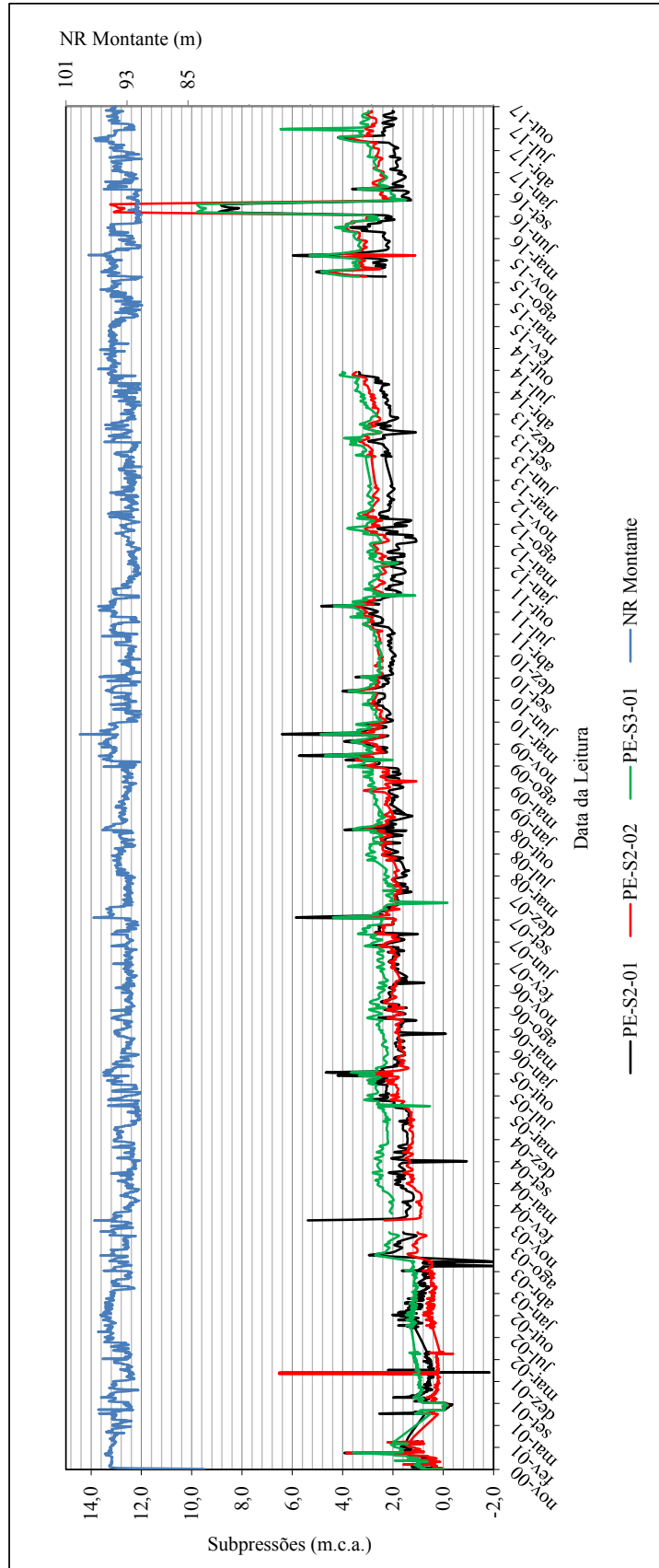


Figura C.35 – Variação das subpressões nos PCVs da região da bacia de dissipação

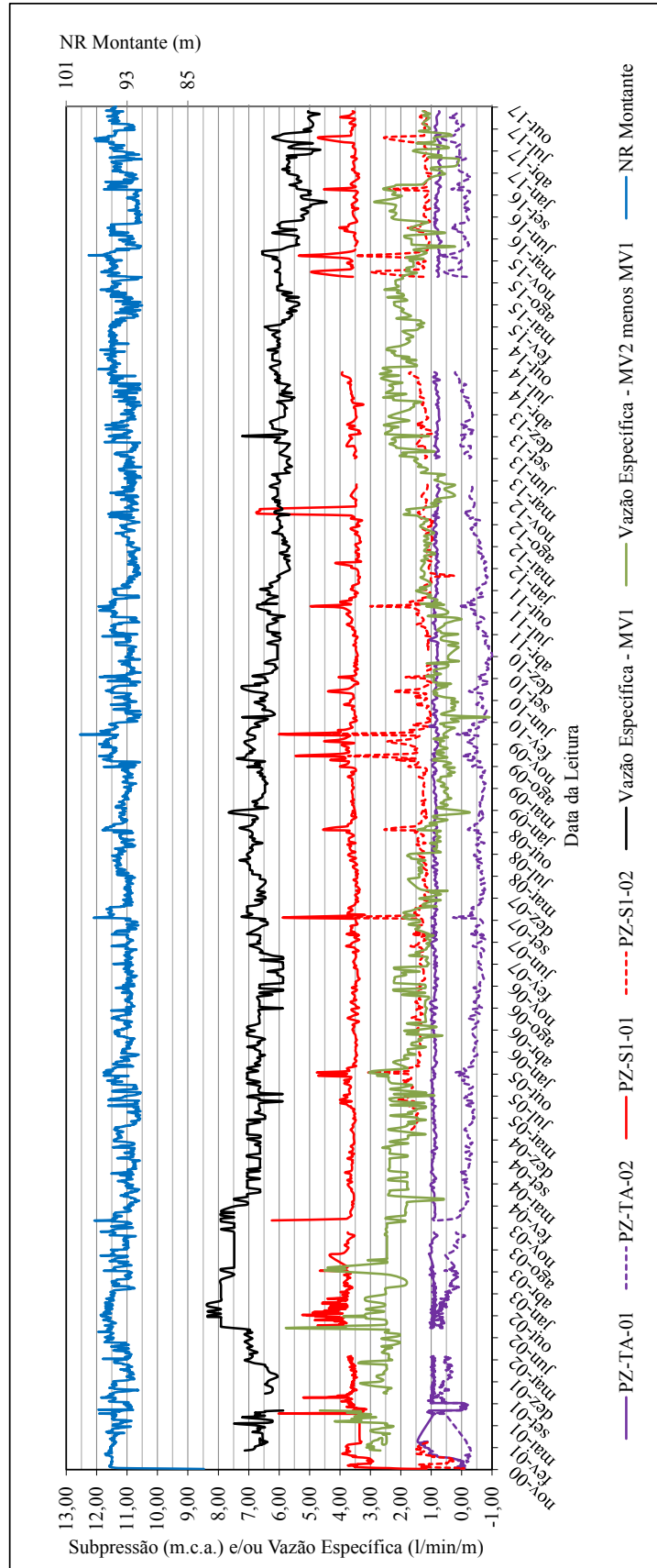


Figura C.36 – Correlação subpressão e vazão específica na região da OD

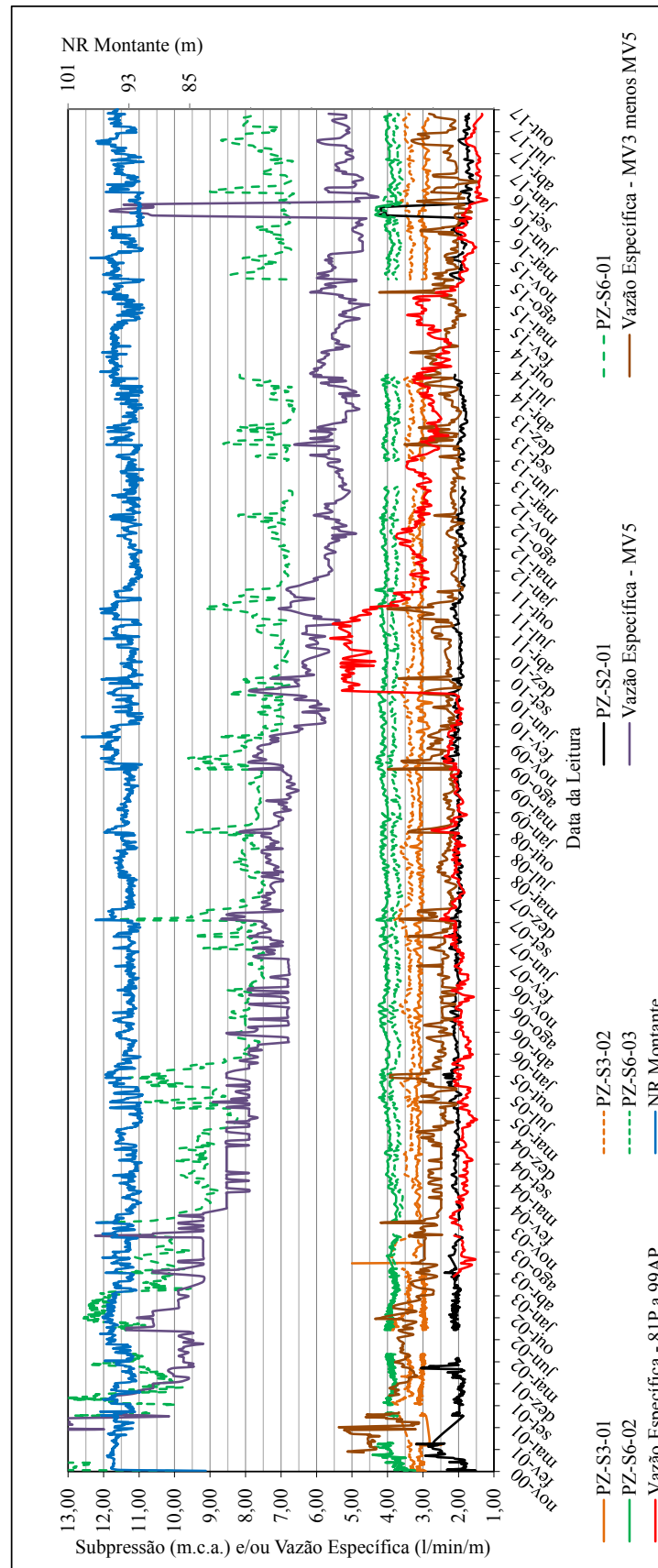


Figura C.37 – Correlação subpressão e vazão específica na região do vertedouro

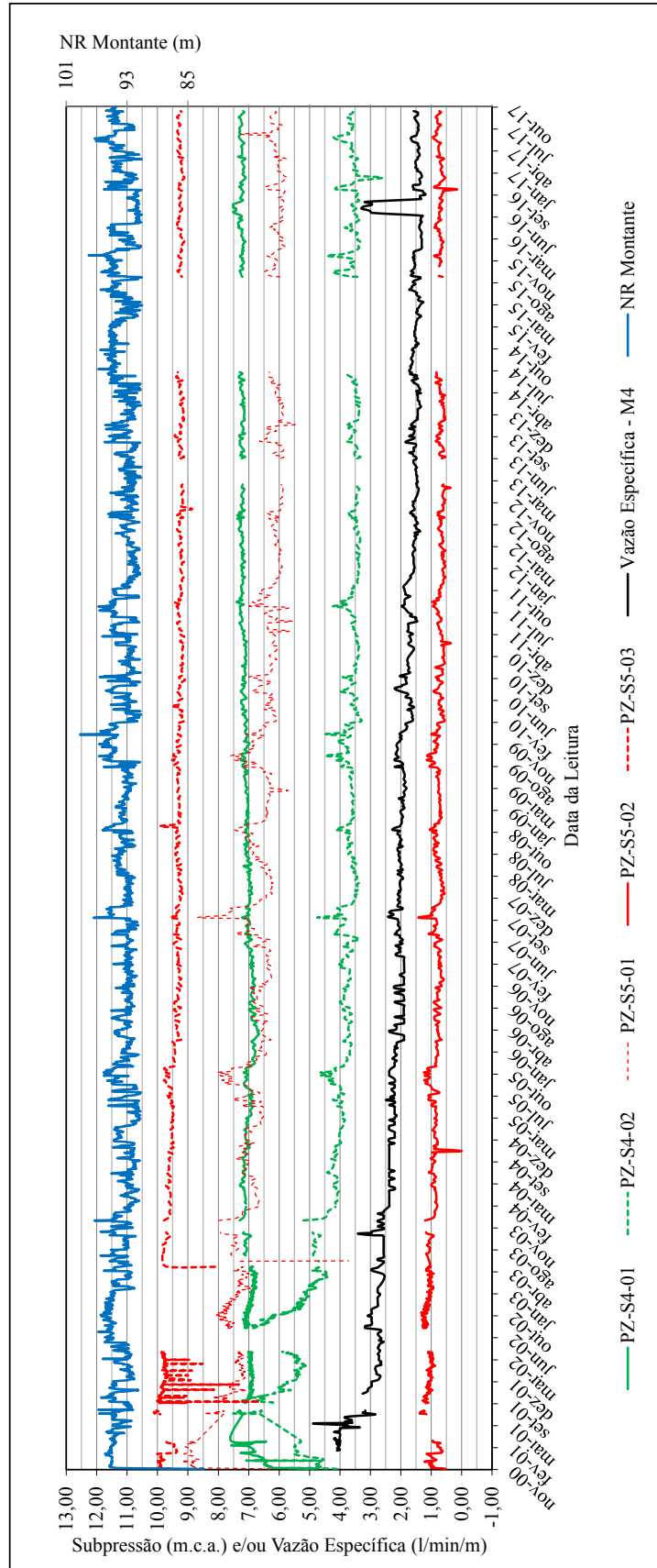


Figura C.38 – Correlação subpressão e vazão específica na região da OE

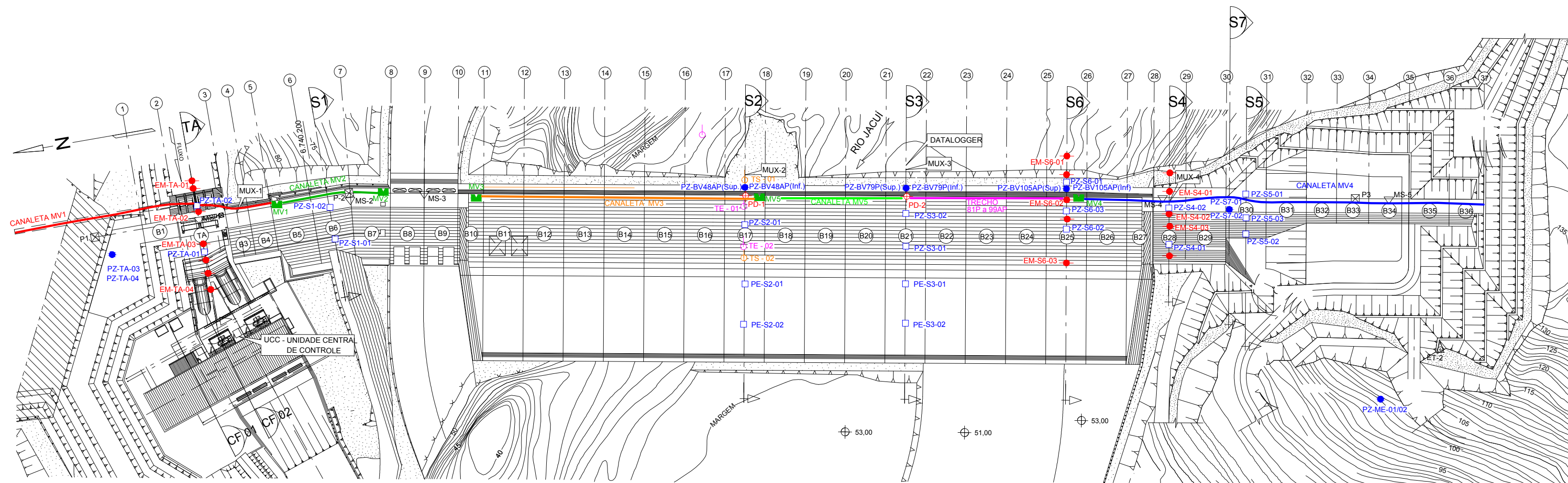
ANEXO I

Planta Baixa e Perfil Longitudinal

&

Localização da Instrumentação da Barragem de CCR da UHE Dona

Francisca

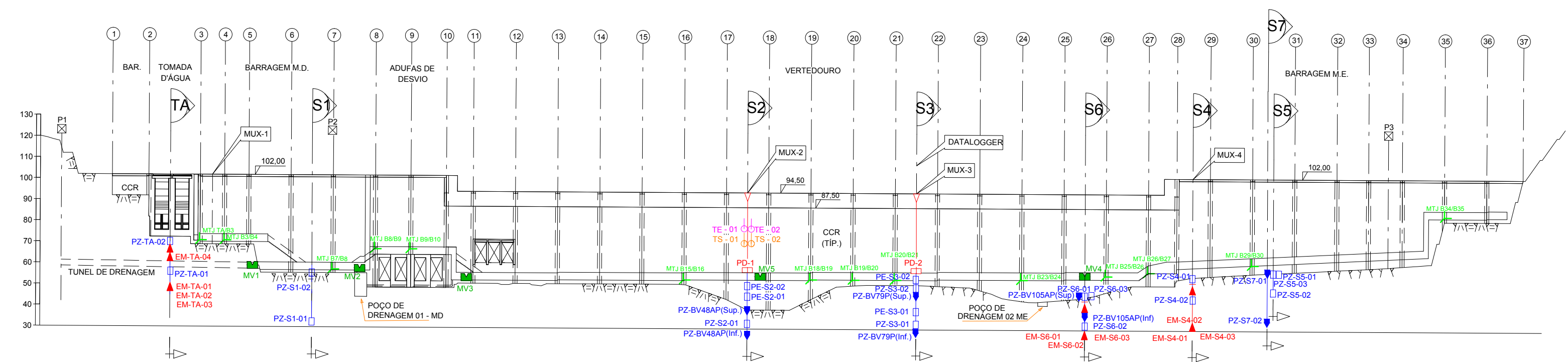


MARCO SUPERFICIAL	COORD. TOPOGRÁFICAS	
	N	E
MS-1	6.740.258,765	278.405,955
MS-2	6.740.182,323	278.405,760
MS-3	6.740.147,069	278.399,340
MS-4	6.739.785,745	278.333,542
MS-5	6.739.675,032	278.313,381

ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA	COORD. TOPOGRÁFICAS	
	N	E
ET-1	6.740.296,222	278.266,261
ET-2	6.739.662,725	278.235,924

NOTA:
 A SEÇÃO INSTRUMENTADA S6, POSICIONADA NO CENTRO DO BLOCO 25, FOI ACRESCENTADA EM FUNÇÃO DAS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS DA FUNDAÇÃO. POR ESTA RAZÃO, OS EXTENSÔMETROS MÚLTIPLOS DISPOSTOS EM FORMA DE ROSETA, EM-S3-01/02/03 ANTERIORMENTE POSICIONADOS NA SEÇÃO S3, FORAM DESLOCADOS PARA SEÇÃO S6 E PASSARÃO A SER DESIGNADOS COMO EM-S6-01/02/03. DA MESMA, FORMA OS PIEZÔMETROS PZ-S5-04/05/06, POSICIONADOS ANTERIORMENTE NA SEÇÃO S5, FORAM DESLOCADOS PARA SEÇÃO S6 E PASSARÃO A SER DESIGNADOS COMO PZ-S6-01/02/03 RESPECTIVAMENTE.

PLANTA SEM ESCALA



PERFIL LONGITUDINAL SEM ESCALA

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV	■	■
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ	⋈	⋈
PÊNDULO DIRETO	PD	⊕	⊕
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA	●	↓
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV	□	⊥
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE	⊖	⊖
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS	⊙	⊙
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM	●	▲

- ANEXO I -

Planta Baixa e Perfil Longitudinal Barragem de CCR da UHE Dona Francisca & Localização da Instrumentação da Barragem de CCR da UHE Dona Francisca

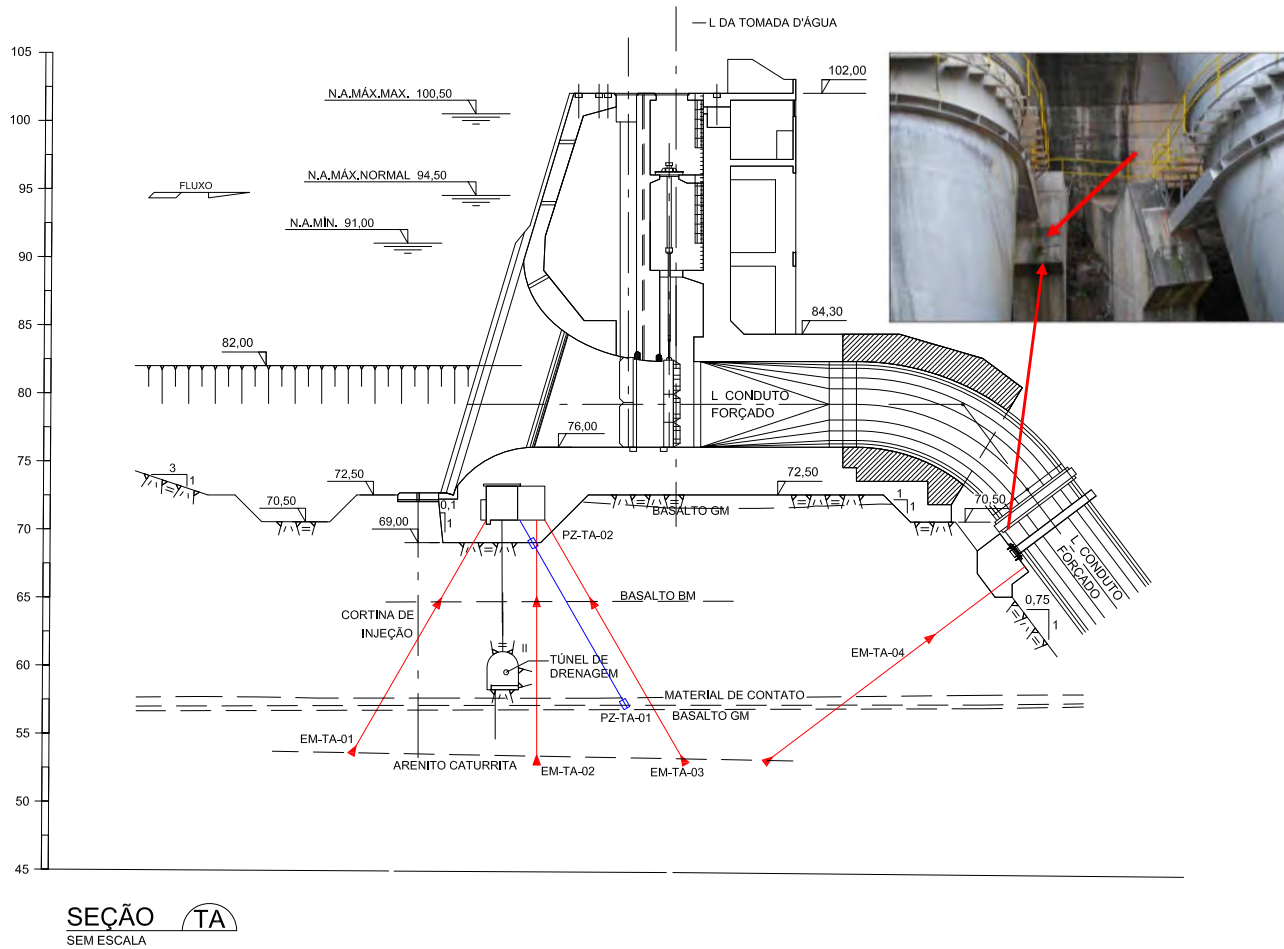
Disponível em:
 DOS SANTOS, V.O. Segurança de Barragens de Concreto: Auscultação por Instrumentação da Barragem da UHE Dona Francisca - RS. 2018. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ANEXO II

Seções Transversais Instrumentadas da Barragem de CCR da UHE Dona

Francisca

FIGURA II.1 - Seção instrumentada TA



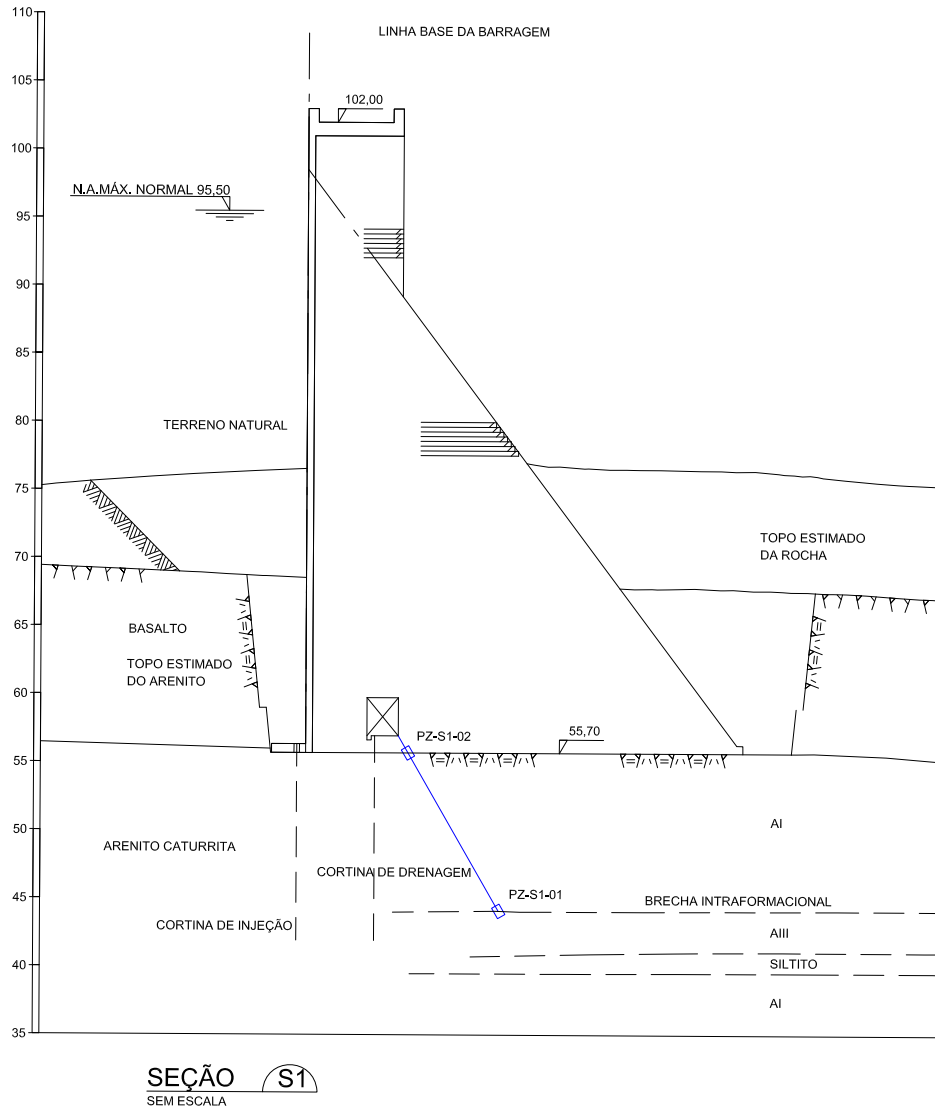
SEÇÃO TA
SEM ESCALA

INSTRUMENTAÇÃO TOMADA D'ÁGUA - BLOCO TA				
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO
PZ-TA-01	PCV	BÁSALTO	59,57	30° (Jusante)
PZ-TA-02	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	68,40	30° (Jusante)
PZ-TA-03	PTA	ACIMA DO CONTATO BÁSALTO - ARENITO	55,64	Vertical
PZ-TA-04	PTA	BÁSALTO	79,94	Vertical
EM-TA-01	HL	ARENITO	53,00	30° (Montante)
	HC	BÁSALTO BM	64,00	30° (Montante)
EM-TA-02	HL	ARENITO	53,00	Vertical
	HC	BÁSALTO BM	64,00	Vertical
EM-TA-03	HL	ARENITO	53,00	30° (Jusante)
	HC	BÁSALTO BM	64,00	30° (Jusante)
EM-TA-04	HL	ARENITO	53,00	52° 96' 08"
	HC	BÁSALTO BM	62,00	52° 96' 08"

OBS.:
PZ-TA-03 E PZ-TA-04 SÃO PIEZÔMETROS QUE NÃO APARECEM NESTA SEÇÃO POR ESTAREM LOCALIZADOS NA PARTE EXTERNA EM UM OUTRO PLANO TRANSVERSAL AO EIXO DA BARRAGEM. ELES PODEM SER VISUALIZADOS NA PLANTA BAIXA DO ANEXO I.

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

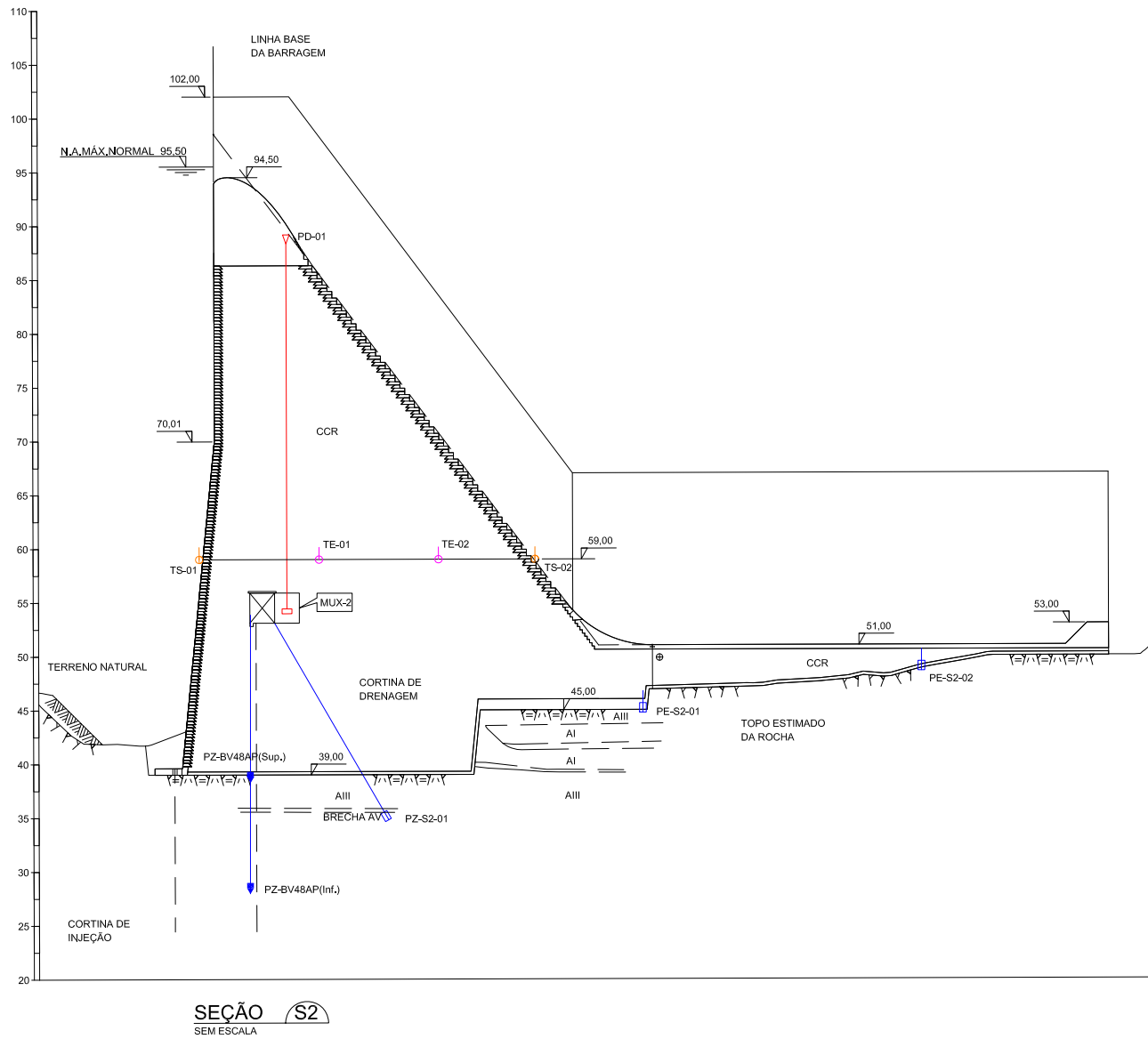
FIGURA II.2 - Seção instrumentada S1



INSTRUMENTAÇÃO S1 - BLOCO B06				
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO
PZ-S1-01	PCV	BRECHA INTRAFOR.	44,11	30° (Jusante)
PZ-S1-02	PCV	CONTATO CONCR. - AREN. CAT.	55,19	30° (Jusante)

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SIMBOLO EM PLANTA	SIMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

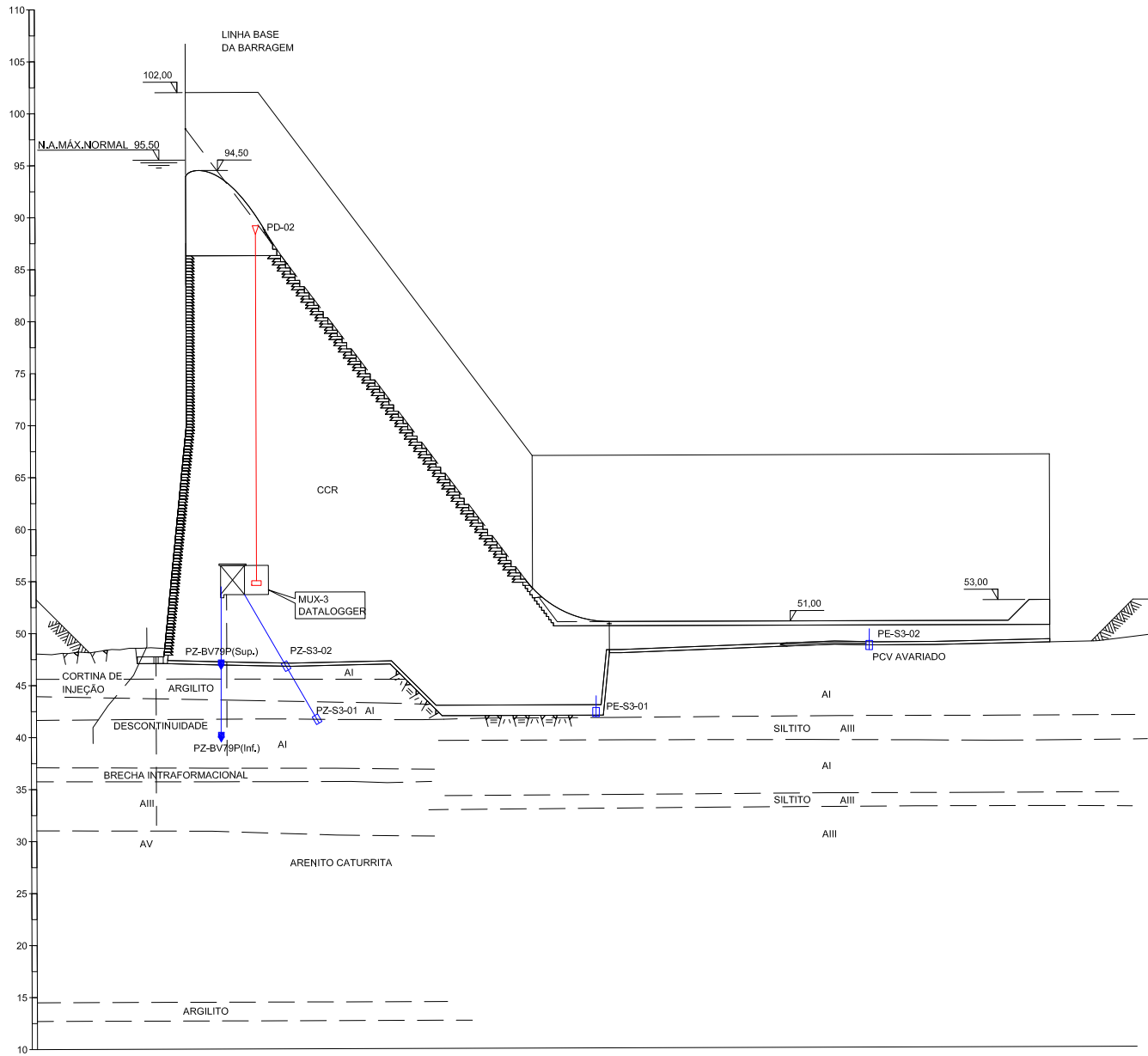
FIGURA II.3 - Seção instrumentada S2



INSTRUMENTAÇÃO S2 - BLOCO B17				
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO
PZ-S2-01	PCV	BRECHA INTRAFORMACIONAL	35,80	30° (Jusante)
PE-S2-01	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	45,05	Vertical
PE-S2-02	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	47,35	Vertical
PD - 01	PD	-	-	-
TE - 01	TE	-	59,00	-
TE - 02	TE	-	59,00	-
TS - 01	TS	-	59,00	-
TS - 02	TS	-	59,00	-
PZ-BV48AP(Sup.)	PTA	CONTATO CONCRETO - ARENIT.	39,30	Vertical
PZ-BV48AP(Inf.)	PTA	ARENITO	26,40	Vertical

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

FIGURA II.4 - Seção instrumentada S3

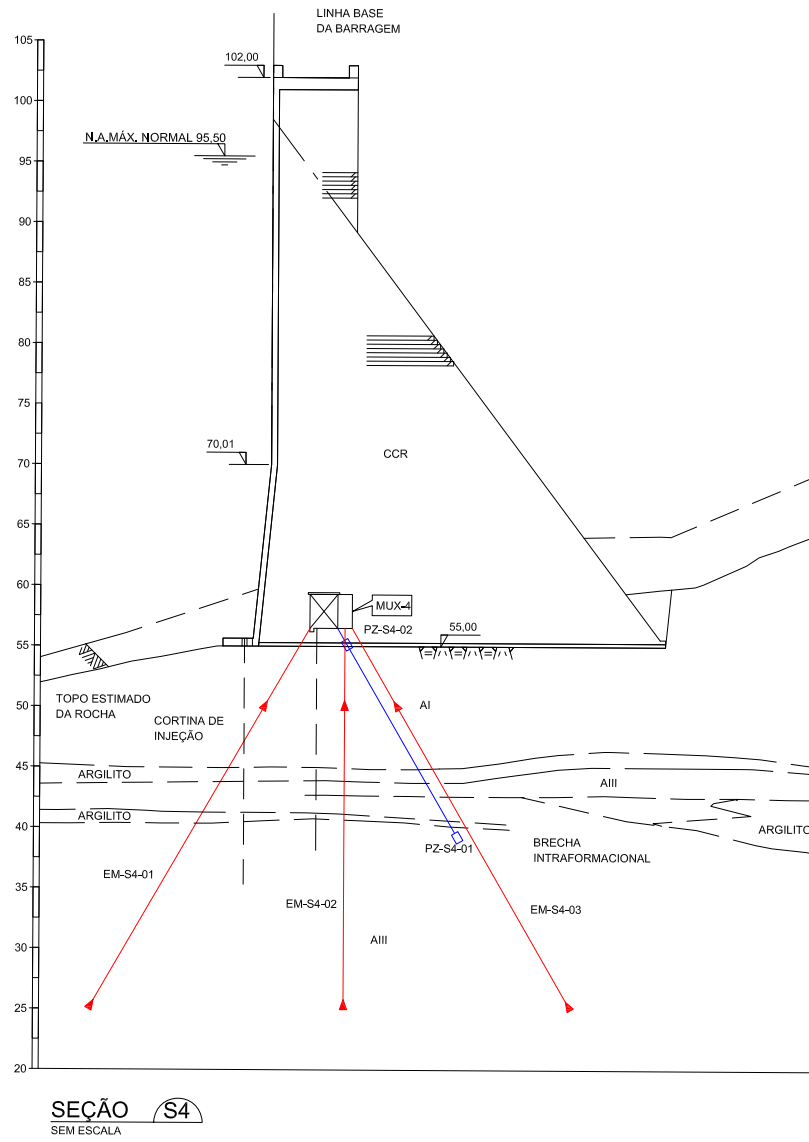


SEÇÃO S3
SEM ESCALA

INSTRUMENTAÇÃO S3 - BLOCO B21				
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO
PZ-S3-01	PCV	DESCONT. - ARENITO	41,60	30° (Jusante)
PZ-S3-02	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	48,96	30° (Jusante)
PE-S3-01	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	44,50	Vertical
PE-S3-02	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	49,00	Vertical
PD - 02	PD	-	-	-
PZ-BV79P(Sup.)	PTA	CONTATO CONCRETO - ARENIT.	48,00	Vertical
PZ-BV79P(Inf.)	PTA	ARENITO	39,92	Vertical

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

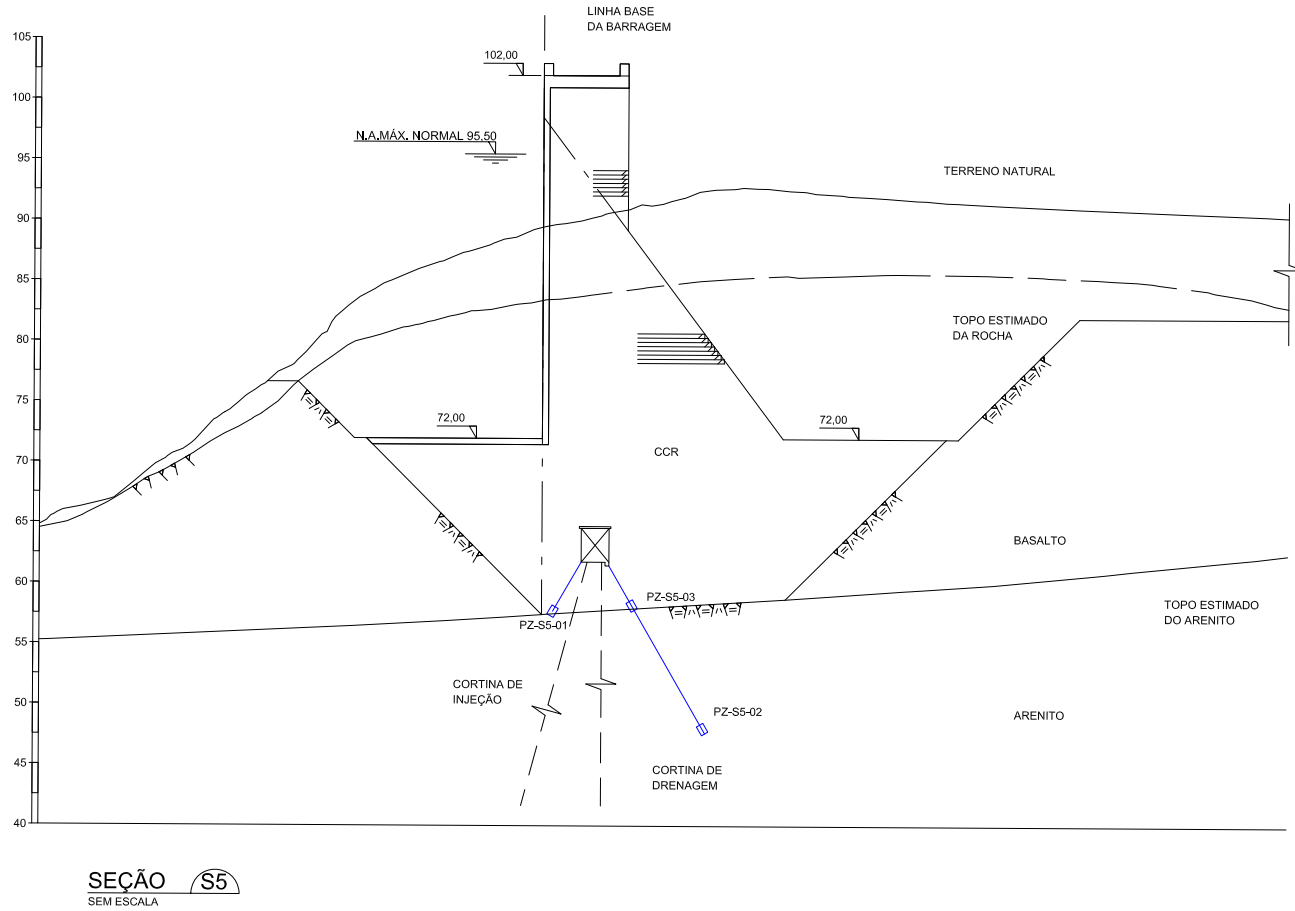
FIGURA II.5 - Seção instrumentada S4



INSTRUMENTAÇÃO S4 - BLOCO B28				
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO
PZ-S4-01	PCV	ARENITO	37,96	30° (Jusante)
PZ-S4-02	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	54,89	30° (Jusante)
EM-S4-01	HL	ARENITO	25,32	30° (Montante)
	HC	ARENITO	50,35	30° (Montante)
EM-S4-02	HL	ARENITO	25,85	Vertical
	HC	ARENITO	51,56	Vertical
EM-S4-03	HL	ARENITO	25,65	30° (Jusante)
	HC	ARENITO	50,35	30° (Jusante)

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

FIGURA II.6 - Seção instrumentada S5

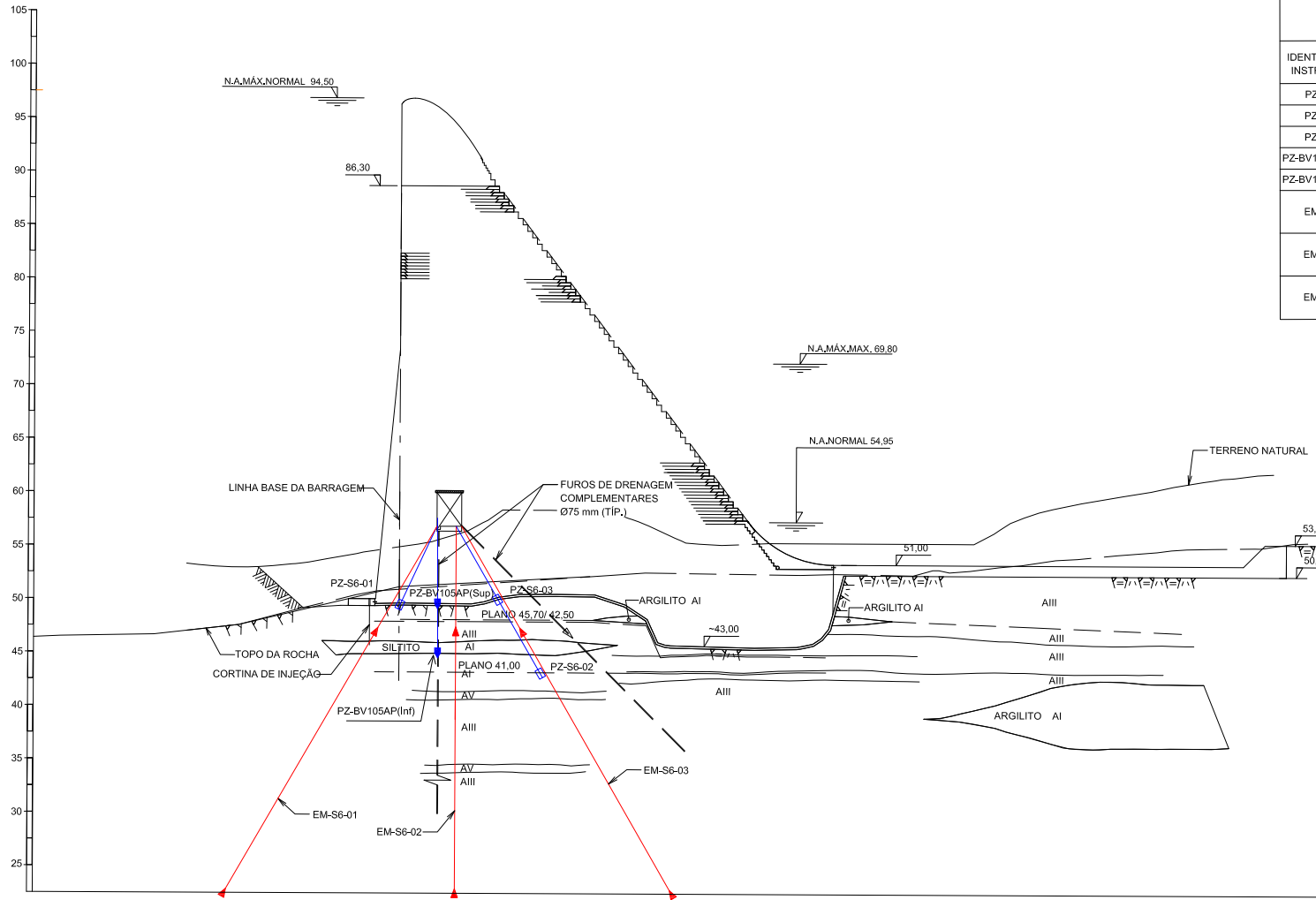


INSTRUMENTAÇÃO S5 - BLOCO B30				
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO
PZ-S5-01	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	57,90	30° (Montante)
PZ-S5-02	PCV	ARENITO	49,59	30° (Jusante)
PZ-S5-03	PCV	CONTATO CONCRETO - ROCHA	57,90	30° (Jusante)

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

SEÇÃO S5
SEM ESCALA

FIGURA II.7 - Seção instrumentada S6

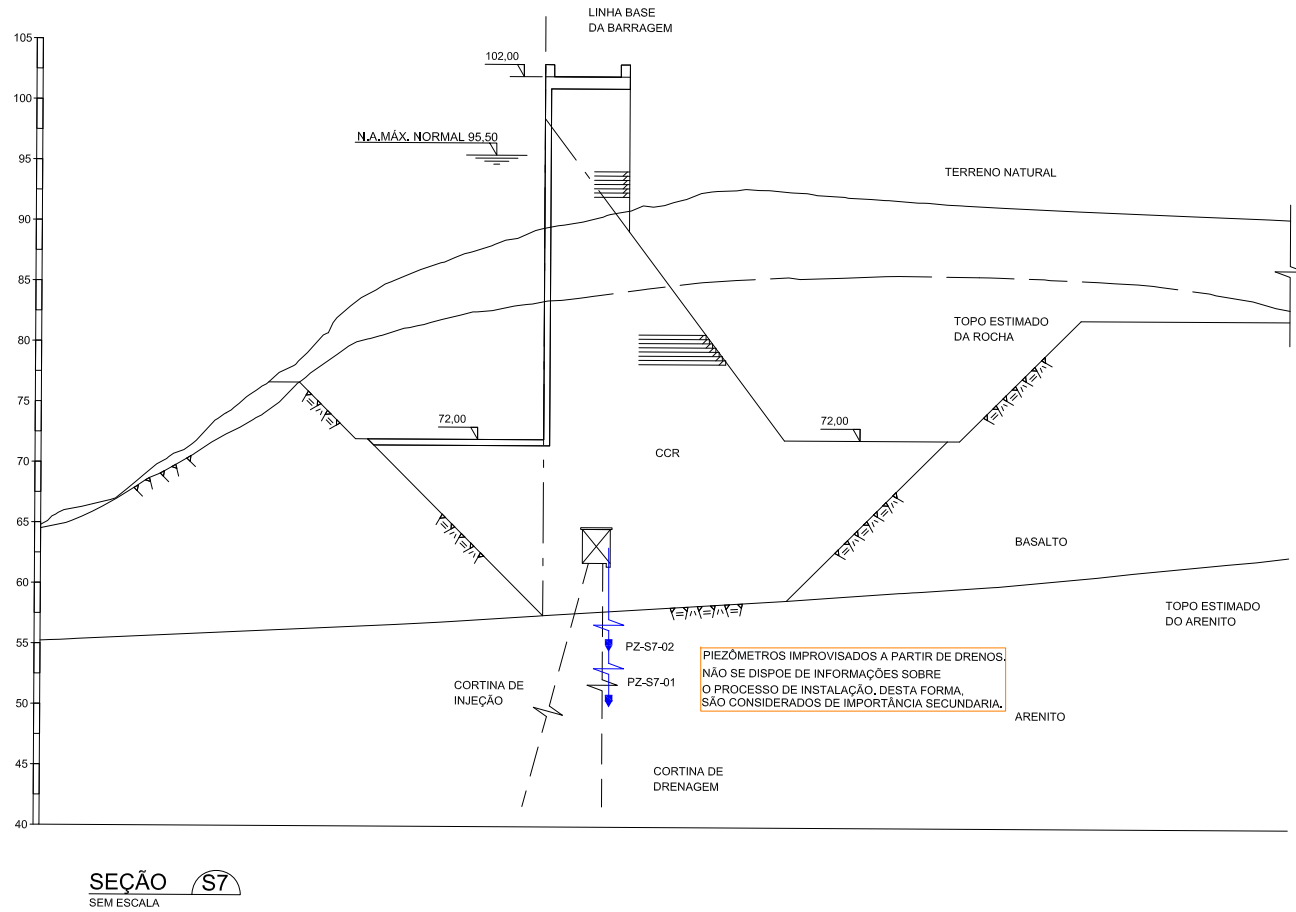


SEÇÃO S6
SEM ESCALA

INSTRUMENTAÇÃO S6 - BLOCO B25					
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO	
PZ-S6-01	PCV	CONTATO CONCR. - AREN. CAT.	48,39	30° (Montante)	
PZ-S6-02	PCV	CONTATO CONCR. - AREN. CAT.	44,50	30° (Jusante)	
PZ-S6-03	PCV	CONTATO CONCR. - AREN. CAT.	47,46	30° (Jusante)	
PZ-BV105AP(Sup)	PTA	CONTATO CONCR. - AREN. CAT.	47,26	Vertical	
PZ-BV105AP(Inf)	PTA	PROX. CONTATO ARENITO/SILTITO	43,33	Vertical	
EM-S6-01	EM	HL	ARENITO	17,93	25° (Montante)
	EM	HC	ARENITO	42,98	25° (Montante)
EM-S6-02	EM	HL	ARENITO	17,84	Vertical
	EM	HC	ARENITO	42,96	Vertical
EM-S6-03	EM	HL	ARENITO	17,88	30° (Jusante)
	EM	HC	ARENITO	42,90	30° (Jusante)

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SIMBOLO EM PLANTA	SIMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

FIGURA II.8 - Seção instrumentada S7

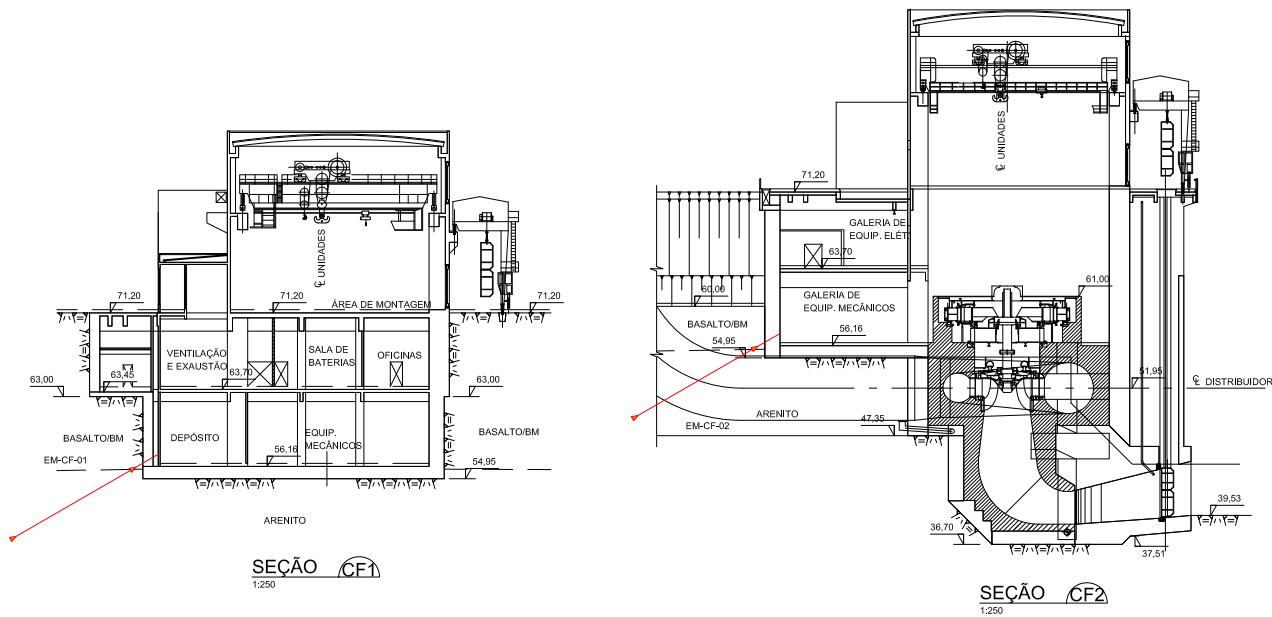


SEÇÃO S7
SEM ESCALA

INSTRUMENTAÇÃO S7 - BLOCO B29/B30			
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO
PZ-S7-01	PTA	-	-
PZ-S7-02	PTA	-	-

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SIMBOLO EM PLANTA	SIMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

FIGURA II.9 - Seção instrumentada CF



INSTRUMENTAÇÃO CASA DE FORÇA					
IDENTIFICAÇÃO INSTRUMENTO	INSTRUMENTO	FEIÇÃO À SER INSTRUMENTADA	COTA DE INSTALAÇÃO	INCLINAÇÃO	
EM-CF-01	EM	HL	ARENITO	49,00	60° (Montante)
		HC	BASALTO BM	56,00	60° (Montante)
EM-CF-02	EM	HL	ARENITO	49,00	60° (Montante)
		HC	BASALTO BM	56,00	60° (Montante)

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO			
INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIORTOGONAL JUNTA	MTJ		
PÊNDULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

ANEXO III

Matriz de Risco e Dano Potencial Barragem da UHE Dona Francisca

MATRIZ PARA BARRAGENS DE ACUMULAÇÃO DE ÁGUA		
CLASSIFICAÇÃO DA BARRAGEM QUANTO À CATEGORIA DE RISCO E DANO POTENCIAL		
NOME DA BARRAGEM:	Dona Francisca	
NOME DO EMPREENDEDOR:	CEEE-GT	
DATA DATA INSPEÇÃO:	06 e 07/02/2018	
DATA DA REVISÃO DA MATRIZ:	04/05/2018	
II.1 - CATEGORIA DE RISCO		PONTOS
1	Características Técnicas (CT)	20
2	Estado de Conservação (EC)	5
3	Plano de Segurança de Barragens (PS)	0
PONTUAÇÃO TOTAL (CRI) = CT + EC + PS		25
FAIXAS DE CLASSIFICAÇÃO	CATEGORIA DE RISCO	CRI
	ALTO	≥ 62 ou $EC^* \geq 8$ (*)
	MÉDIO	35 a 62
	BAIXO	≤ 35
(*) Pontuação (8) em qualquer coluna de Estado de Conservação (EC) implica automaticamente CATEGORIA DE RISCO ALTA e necessidade de providencias imediatas pelo responsável da barragem.		
II.2 - DANO POTENCIAL ASSOCIADO		Pontos
DANO POTENCIAL ASSOCIADO (DPA)		30
FAIXAS DE CLASSIFICAÇÃO	DANO POTENCIAL ASSOCIADO	DPA
	ALTO	≥ 16
	MÉDIO	$10 < DPA < 16$
	BAIXO	≤ 10
RESULTADO FINAL DA AVALIAÇÃO:		
CATEGORIA DE RISCO		Baixo
DANO POTENCIAL ASSOCIADO		Alto
CLASSE DA BARRAGEM		B
PERIODICIDADE DA INSPEÇÃO		Anual

II.1 - MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO À CATEGORIA DE RISCO (ACUMULAÇÃO DE ÁGUA)

1 - CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS - CT

Altura (a)	Comprimento (b)	Tipo de Barragem quanto ao material de construção (c)	Tipo de fundação (d)	Idade da Barragem (e)	Vazão de Projeto (f)	Casa de Força (g)
Altura ≤ 15m (0)	comprimento ≤ 200m (2)	Concreto Convencional (1)	Rocha sã (1)	entre 30 e 50 anos (1)	Decamilenar ou CMP (Cheia Máxima Provável) - TR = 10.000 anos (3)	Barragem/Dique sem Casa de Força associada (0)
15m < Altura < 30m (1)	Comprimento > 200m (3)	Alvenaria de Pedra / Concreto Ciclóptico / Concreto Rolado - CCR (2)	Rocha alterada dura com tratamento (2)	entre 10 e 30 anos (2)	Milenar - TR = 1.000 anos (5)	Casa de força associada à barragem por meio de conduto forçado, túnel, etc (2)
30m ≤ Altura ≤ 60m (2)	-	Terra Homogenea /Enrocamento / Terra Enrocamento (3)	Rocha alterada -sem tratamento / Rocha alterada fraturada com tratamento (3)	entre 5 e 10 anos (3)	TR = 500 anos (8)	Casa de força ao pé da barragem (5)
Altura > 60m (3)	-	-	Rocha alterada mole / Saprolito / Solo compacto (4)	< 5 anos ou > 50 anos ou sem informação (4)	TR < 500 anos ou Desconhecida / Estudo não confiável (10)	-
-	-	-	Solo residual / aluvião (5)	-	-	-

CT = Σ (a até g):

20

Observação: Para cada coluna da matriz, hachurar/destacar a respectiva classificação do empreendimento.

II.1 - MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO À CATEGORIA DE RISCO (ACUMULAÇÃO DE ÁGUA)

2 - ESTADO DE CONSERVAÇÃO - EC

Confiabilidade das Estruturas Extravasoras (h)	Confiabilidade das Estruturas de Adução (i)	Percolação (j)	Deformações e Recalques (k)	Deterioração dos Taludes / Paramentos (l)	Eclusa (*) (m)
Estruturas civis e eletromecânicas em pleno funcionamento / canais de aproximação ou de restituição ou vertedouro (tipo soleira livre) desobstruídos (0)	Estruturas civis e dispositivos hidroeletromecânicos em condições adequadas de manutenção e funcionamento (0)	Percolação totalmente controlada pelo sistema de drenagem (0)	Inexistente (0)	Inexistente (0)	Não possui eclusa (0)
Estruturas civis e eletromecânicas preparadas para a operação, mas sem fontes de suprimento de energia de emergência / canais ou vertedouro (tipo soleira livre) com erosões ou obstruções, porém sem riscos a estrutura vertente. (4)	Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de adução e com medidas corretivas em implantação (4)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras estabilizada e/ou monitorada (3)	Existência de trincas e abatimentos de pequena extensão e impacto nulo (1)	Falhas na proteção dos taludes e paramentos, presença de arbustos de pequena extensão e impacto nulo. (1)	Estruturas civis e eletromecânicas bem mantidas e funcionando (1)
Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de adução e com medidas corretivas em implantação / canais ou vertedouro (tipo soleira livre) com erosões e/ou parcialmente obstruídos, com risco de comprometimento da estrutura vertente. (7)	Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de adução e sem medidas corretivas (6)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras sem tratamento ou em fase de diagnóstico (5)	Trincas e abatimentos de impacto considerável gerando necessidade de estudos adicionais ou monitoramento. (5)	Erosões superficiais, ferrugem exposta, crescimento de vegetação generalizada, gerando necessidade de monitoramento ou atuação corretiva. (5)	Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados e com medidas corretivas em implantação (2)
Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de adução e sem medidas corretivas / canais ou vertedouro (tipo soleira livre) obstruídos ou com estruturas danificadas (10)	-	Surgência nas áreas de jusante, taludes ou ombreiras com carreamento de material ou com vazão crescente. (8)	Trincas, abatimentos ou escorregamentos expressivos, com potencial de comprometimento da segurança (8)	Depressões acentuadas nos taludes, escorregamentos, sulcos profundos de erosão, com potencial de comprometimento da segurança. (7)	Estruturas civis comprometidas ou dispositivos hidroeletromecânicos com problemas identificados e sem medidas corretivas (4)
EC = ∑ (h até m):	5				

Observação: Para cada coluna da matriz, hachurar/destacar a respectiva classificação do empreendimento.

II.1 - MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO À CATEGORIA DE RISCO (ACUMULAÇÃO DE ÁGUA)				
3 - PLANO DE SEGURANÇA DA BARRAGEM - PS				
Existência de documentação de projeto (n)	Estrutura organizacional e qualificação técnica dos profissionais da equipe de Segurança da Barragem (o)	Procedimentos de roteiros de inspeções de segurança e de monitoramento (p)	Regra operacional dos dispositivos de descarga da barragem (q)	Relatórios de inspeção de segurança com análise e interpretação (r)
Projeto executivo e "como construído" (0)	Possui estrutura organizacional com técnico responsável pela segurança da barragem (0)	Possui e aplica procedimentos de inspeção e monitoramento (0)	Sim ou Vertedouro tipo soleira livre (0)	Emite regularmente os relatórios (0)
Projeto executivo ou "como construído" (2)	Possui técnico responsável pela segurança da barragem (4)	Possui e aplica apenas procedimentos de inspeção (3)	Não (6)	Emite os relatórios sem periodicidade (3)
Projeto básico (4)	Não possui estrutura organizacional e responsável técnico pela segurança da barragem (8)	Possui e não aplica procedimentos de inspeção e monitoramento (5)	-	Não emite os relatórios (5)
Anteprojeto ou Projeto conceitual (6)	-	Não possui e não aplica procedimentos para monitoramento e inspeções (6)	-	-
inexiste documentação de projeto (8)	-	-	-	-
PS = \sum (n até r):	0			
Observação: Para cada coluna da matriz, hachurar/destacar a respectiva classificação do empreendimento.				

II.2 - MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO DANO POTENCIAL ASSOCIADO - DPA (ACUMULAÇÃO DE ÁGUA)			
Volume Total do Reservatório para barragens de uso múltiplo ou aproveitamento energético (s)	Potencial de perdas de vidas humanas (t)	Impacto ambiental (u)	Impacto sócio-econômico (v)
Pequeno <= 5hm ³ (1)	INEXISTENTE (Não existem pessoas permanentes/residentes ou temporárias/transitando na área a jusante da barragem) (0)	SIGNIFICATIVO (quando a área afetada da barragem não representa área de interesse ambiental, áreas protegidas em legislação específica ou encontra-se totalmente descaracterizada de suas condições naturais) (3)	INEXISTENTE (Quando não existem quaisquer instalações e serviços de navegação na área afetada por acidente da barragem) (0)
Médio 5 a 75hm ³ (2)	POUCO FREQUENTE (Não existem pessoas ocupando permanentemente a área a jusante da barragem, mas existe estrada vicinal de uso local. (4)	MUITO SIGNIFICATIVO (quando a área afetada da barragem apresenta interesse ambiental relevante ou protegida em legislação específica) (5)	BAIXO (quando existe pequena concentração de instalações residenciais e comerciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura na área afetada da barragem) (4)
Grande 75 a 200hm ³ (3)	FREQUENTE (Não existem pessoas ocupando permanentemente a área a jusante da barragem, mas existe rodovia municipal ou estadual ou federal ou outro local e/ou empreendimento de permanência eventual de pessoas que poderão ser atingidas. (8)	-	ALTO (quando existe grande concentração de instalações residenciais e comerciais, agrícolas, industriais, de infraestrutura e serviços de lazer e turismo na área afetada da barragem ou instalações portuárias ou serviços de navegação) (8)
Muito Grande > 200hm ³ (5)	EXISTENTE (Existem pessoas ocupando permanentemente a área a jusante da barragem, portanto, vidas humanas poderão ser atingidas. (12)	-	-
DPA = ∑ (s até v):		30	
Observação: Para cada coluna da matriz, hachurar/destacar a respectiva classificação do empreendimento.			