

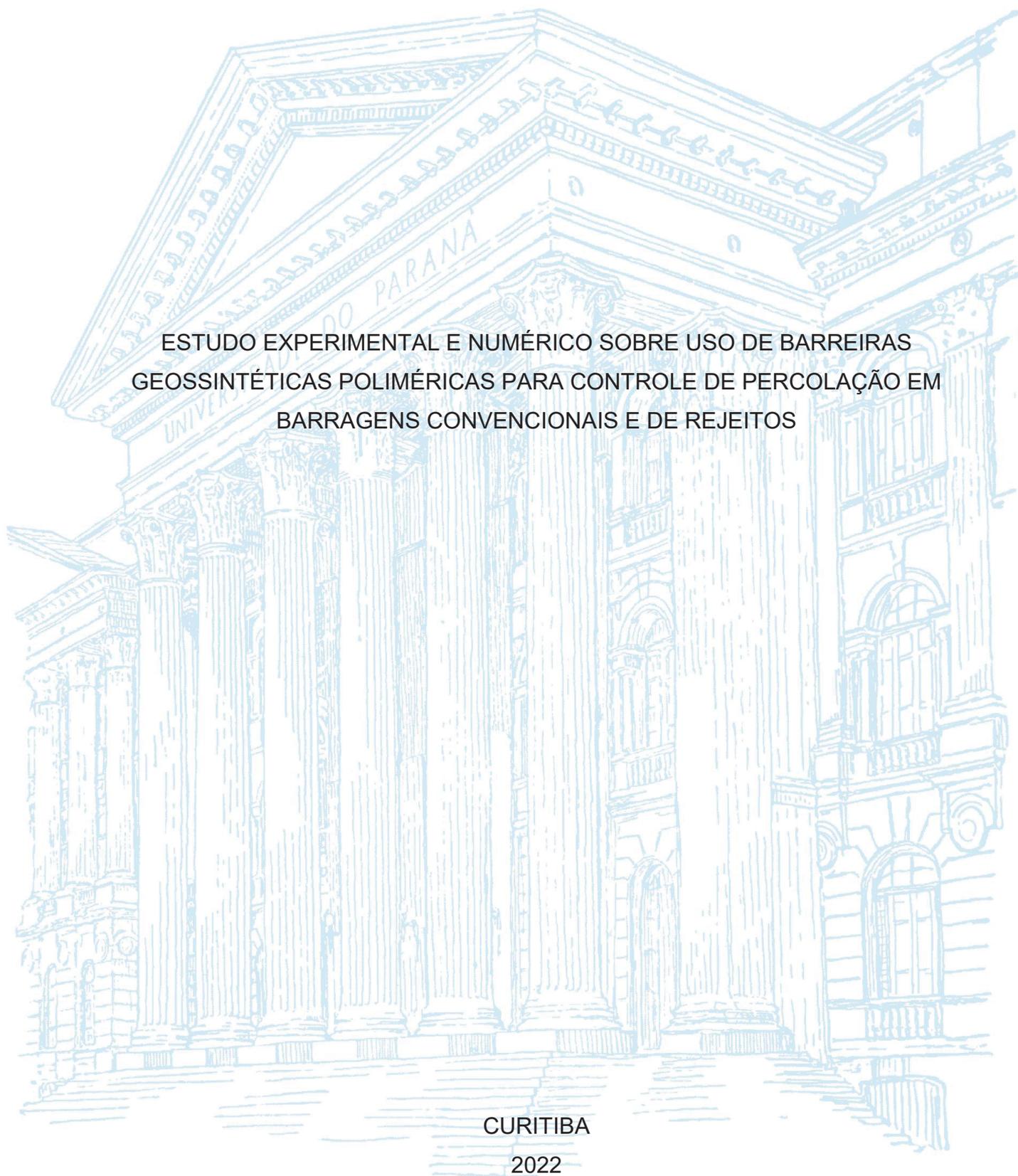
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

RAFAEL ANIBELE

ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO SOBRE USO DE BARREIRAS  
GEOSSINTÉTICAS POLIMÉRICAS PARA CONTROLE DE PERCOLAÇÃO EM  
BARRAGENS CONVENCIONAIS E DE REJEITOS

CURITIBA

2022



RAFAEL ANIBELE

ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO SOBRE USO DE BARREIRAS  
GEOSSINTÉTICAS POLIMÉRICAS PARA CONTROLE DE PERCOLAÇÃO EM  
BARRAGENS CONVENCIONAIS E DE REJEITOS

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso  
Teixeira

Coorientadora: Profa. Dra. Larissa de Brum  
Passini

CURITIBA

2022

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR  
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

---

A597e Anibele, Rafael

Estudo numérico e experimental sobre uso de barreiras geossintéticas poliméricas para controle de percolação em barragens convencionais e de rejeitos [recurso eletrônico] / Rafael Anibele – Curitiba, 2022.

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira

Coorientadora: Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Larissa de Brum Passini

1. Geotecnia. 2. Barragem. 3. Engenharia civil. I. Teixeira, Sidnei Helder Cardoso. II. Passini, Larissa de Brum. III. Universidade Federal do Paraná. IV. Título.

CDD 624.15

---

Bibliotecária: Vilma Machado CRB-9/1563

## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **RAFAEL ANIBELE** intitulada: **Estudo experimental e numérico sobre uso de barreiras geossintéticas poliméricas para controle de percolação em barragens convencionais e de rejeitos**, sob orientação do Prof. Dr. SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 18 de Agosto de 2022.

Assinatura Eletrônica

21/09/2022 13:45:21.0

SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

22/08/2022 17:20:36.0

JOSÉ MARQUES FILHO

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

06/12/2022 08:08:04.0

PAULO MÁRCIO FERNANDES VIANA

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE ESTADUAL DE GOIÁS)

A minha família, meus mestres, e ao grande arquiteto do universo.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, agradeço a minha família por todo o apoio e por entender minha ausência no período de realização deste trabalho.

Ao meu grande amigo Emmanuel, pelo incentivo, discussões e companhia durante a realização de grande parte deste trabalho, não tenho palavras para agradecer.

A minha “mãe”, Bianca, pelo incentivo e por ter despertado em mim o interesse pela geotecnia.

A todos os meus mestres, que me trouxeram até aqui, meu eterno agradecimento e gratidão.

Agradeço especialmente ao meu orientador, professor Sidnei Helder Cardoso Teixeira, por todo apoio e por apontar a direção nos momentos de indecisão.

Agradeço também minha coorientadora, professora Larissa de Brum Passini, pelo acompanhamento e direcionamento das atividades.

Agradeço, sobretudo, a UFPR, estendendo este agradecimento a CAPES pela disponibilização de bolsa durante o primeiro ano de realização deste trabalho.

Ama-se mais o que se conquista com esforço.

(BENJAMIN DISRAELI)

## RESUMO

Toda barragem de terra ou de rejeito requer que alguma medida de controle de percolação pelo maciço da barragem seja adotada. A técnica tradicional empregada pelos projetistas é o dreno interno de agregado, que promove a drenagem do maciço. Porém, o dreno vertical de agregado pode ser substituído pela instalação de barreiras geossintéticas poliméricas (GBR-Ps), que criam uma barreira impermeável, controlando assim o fluxo. Entretanto, a instalação de GBR-Ps pode trazer consigo problemas de estabilidade devido aos baixos parâmetros de resistência ao cisalhamento de interface, onde, ao instalar-se a GBR-P com geometria que favoreça planos inclinados e/ou contínuos, o surgimento de superfícies preferenciais de ruptura ocorrerá e problemas de estabilidade poderão surgir. Diante disso, nesta dissertação foram propostas geometrias de instalação que não propiciam superfícies preferenciais de ruptura. Estas geometrias foram avaliadas através de simulações numéricas de fluxo e de tensão-deformação, além de análises de estabilidade de taludes, afim de verificar sua eficiência no controle de fluxo pelo aterro, as tensões impostas a GBR-P e a estabilidade do maciço. Além disso, modelos físicos representativos foram construídos afim da verificação do comportamento de fluxo em pequena escala quando da instalação de GBR-P bem como para validação das premissas de modelagem e do arranjo conceitual proposto. Os resultados das simulações numéricas mostraram que a GBR-P foi eficiente no controle do fluxo pelo maciço e que as tensões e deformações impostas a ela estavam abaixo dos valores máximos admissíveis, não existindo, desta forma, a possibilidade de ruptura com perda da função impermeabilizante. A estabilidade, para as geometrias propostas, não foi condicionada pela GBR-P conforme verificado nas análises de estabilidade. Os modelos físicos demonstraram que o comportamento de fluxo quando da instalação da GBR-P foi adequado e seus resultados validaram as premissas da modelagem numérica.

Palavras-chave: GBR-P. Geomembrana. Barragem. Simulação numérica. Modelo físico.

## **ABSTRACT**

All earth or tailings dam requires that some measure of percolation control by the dam massif be adopted. The traditional technique employed by the designers is the internal aggregate drain, which promotes the drainage of the massif. However, the vertical aggregate drain can be replaced by the installation of polymeric geosynthetic barriers (GBR-Ps), which create a waterproof barrier, thus controlling the flow. However, the installation of GBR-Ps can bring with it stability problems due to the low parameters of resistance to interface shear, where, when installing the GBR-P with geometry that favors inclined and/or continuous planes, the appearance of preferred rupture surfaces will occur and stability problems may appear. Thus, in this dissertation, installation geometries were proposed that do not provide preferred rupture surfaces. These geometries were evaluated through numerical simulations of flow and stress-strain, in addition to stability analyses of the scales, in order to verify their efficiency in the flow control by the landfill, the stresses imposed on GBR-P and the stability of the massif. In addition, representative physical models were constructed in order to verify the small-scale flow behavior at GBR-P installation as well as to validate the modeling premises and the proposed conceptual arrangement. The results of numerical simulations showed that GBR-P was efficient in controlling the flow by the massif and that the stresses and deformations imposed on it were below the maximum permissible values, thus not having the possibility of rupture with loss of waterproofing function. The stability, for the proposed geometries, was not conditioned by GBR-P as verified in the stability analyses. The physical models demonstrated that the flow behavior at GBR-P installation was adequate and their results validated the premises of numerical modeling.

Keywords: GBR-P. Geomembrane. Dam. Numerical simulation. Physical model.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE AUBRAC .....	32
FIGURA 2 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE VALENCE D'ALBI .....	32
FIGURA 3 - CRESCIMENTO PERCENTUAL DO PIB E VARIAÇÃO PERCENTUAL DO CONSUMO DE ENERGIA (1998-2007).....	34
FIGURA 4 - BARRAGEM DE TERRA HOMOGÊNEA .....	38
FIGURA 5 - BARRAGEM DE TERRA ZONEADA.....	39
FIGURA 6 - LANÇAMENTO DE REJEITOS A PARTIR DA CRISTA.....	40
FIGURA 7 - ALTEAMENTO PELO MÉTODO DE MONTANTE .....	41
FIGURA 8 - ALTEAMENTO PELO MÉTODO DE LINHA DE CENTRO.....	42
FIGURA 9 - ALTEAMENTO PELO MÉTODO DE JUSANTE .....	43
FIGURA 10 - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM REJEITO ARENOSO DE OURO E PRATA.....	47
FIGURA 11 - ARRANJO DE FACEAMENTO.....	49
FIGURA 12 - CAMADAS COMPONENTES DO FACEAMENTO.....	50
FIGURA 13 - GBR-P INSTALADA INTERNAMENTE AO MACIÇO TERROSO a) INCLINADA b) VERTICAL c) EM ZIG-ZAG d) EM ZIG-ZAG e) GBR-P DUPLA COM CAMADA INTERMEDIÁRIA DE BAIXA PERMEABILIDADE.....	51
FIGURA 14 - BOBINA DE GEOMEMBRANA DE PVC .....	54
FIGURA 15 - BARREIRA GEOSSINTÉTICA POLIMÉRICA TEXTURIZADA.....	55
FIGURA 16 - TIPOS DE EMENDAS EM GBR-P E FORMA DE SOLDAGEM .....	58
FIGURA 17 - PERMEÂMETRO.....	63
FIGURA 18 - ELEMENTO DE DIMENSÕES $dx$ , $dy$ e $dz$ .....	65
FIGURA 19 - ELEMENTO EM ESCALA TRANSFORMADA E NATURAL .....	68
FIGURA 20 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS COM a) GEOMETRIA BIDIMENSIONAL APROXIMADA POR ELEMENTOS TRIANGULARES, b) GEOMETRIA BIDIMENSIONAL APROXIMADA POR ELEMENTOS QUADRILATERAIS E c) GEOMETRIA TRIDIMENSIONAL APROXIMADA POR ELEMENTOS TRIANGULARES .....	70
FIGURA 21 - MALHA INICIAL (a), MALHA COM REFINAMENTO TIPO H (b) E REFINAMENTO TIPO P (c) .....	71

FIGURA 22 - COMPORTAMENTOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO CONSIDERADOS EM DIFERENTES MODELOS CONSTITUTIVOS .....	73
FIGURA 23 - CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	76
FIGURA 24 - a) CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO HIPERBÓLICA b) CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO HIPERBÓLICA TRANSFORMADA.....	78
FIGURA 25 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS K E N.....	81
FIGURA 26 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS $K_b$ E M.....	82
FIGURA 27 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES GBR- $P_s$ ...	86
FIGURA 28 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA GBR- $P_s$ DE PEAD COM ESPESSURA DE a) 8,0 MM b) 2,0 MM ANTES E APÓS A EXPOSIÇÃO A LUZ UV .....	87
FIGURA 29 - RUPTURA EM FORMATO a) CIRCULAR b) EM CUNHA c) SUPERFÍCIE QUALQUER.....	90
FIGURA 30 - FORÇA RESULTANTE $Q_i$ .....	91
FIGURA 31 - a) SUPERFÍCIE DE RUPTURA CIRCULAR b) FATIA DESTACADA .	92
FIGURA 32 - SEÇÕES ANALISADAS POR JEONG <i>et al.</i> (2020) .....	97
FIGURA 33 - SIMULAÇÃO NUMÉRICA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS SEÇÕES ANALISADAS POR JEONG <i>et al.</i> (2020) .....	97
FIGURA 34 - MODELO FÍSICO CONSTRUÍDO POR JEONG <i>et al.</i> (2020) APÓS SER SUBMETIDO AO SISMO .....	98
FIGURA 35 - ANÁLISES DE ESTABILIDADE REALIZADAS POR JEONG <i>et al.</i> (2020).....	98
FIGURA 36 - ARRANJO DE INSTAÇÃO DE GBR-P DE FORMA VERTICAL NO NÚCELO DO MACIÇO .....	100
FIGURA 37 - ARRANJO DE INSTALAÇÃO DE GBR-P DE FORMA INCLINADA NA FACE DE MONTANTE .....	100
FIGURA 38 - ARRANJO 1.....	101
FIGURA 39 - DETALHE DA INSTALAÇÃO DA GBR-P NO ARRANJO 1.....	101
FIGURA 40 – ARRANJO 2.....	102
FIGURA 41 – ARRANJO 3.....	102
FIGURA 42 - DETALHE DO ARRANJO 3.....	103
FIGURA 43 - PROCESSO EXECUTIVO DO ARRANJO 1 .....	104
FIGURA 44 - PROCESSO EXECUTIVO DO ARRANJO 2 .....	105
FIGURA 45 - PROCESSO EXECUTIVO DO ARRANJO 3 .....	106

FIGURA 46 – SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM ARRANJO 1.....	109
FIGURA 47 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM ARRANJO 2.....	110
FIGURA 48 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM ARRANJO 3.....	111
FIGURA 49 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM DRENO INTERNO INCLINADO DE AGREGADO.....	112
FIGURA 50 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE PRELIMINAR DA SEÇÃO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM INCLINAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE 2,0(H):1,0(V).....	114
FIGURA 51 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE COM ARRANJO 1 .....	116
FIGURA 52 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM ARRANJO 3 ..	117
FIGURA 53 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INCLINADO .	118
FIGURA 54 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO VERTICAL.....	119
FIGURA 55 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 .....	127
FIGURA 56 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 .....	127
FIGURA 57 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3.....	128
FIGURA 58 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM DRENO INCLINADO.....	128
FIGURA 59 - MODELO DE FLUXO DO PRIMEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE .....	129
FIGURA 60 - MODELO DE FLUXO DO SÉTIMO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE .....	129
FIGURA 61 - MODELO DE FLUXO DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE .....	130

FIGURA 62 - MODELO DE FLUXO DO PRIMEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO .....	130
FIGURA 63 - MODELO DE FLUXO DO SÉTIMO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO .....	131
FIGURA 64 - MODELO DE FLUXO DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO ..	131
FIGURA 65 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INCLINADO .....	132
FIGURA 66 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO VERTICAL .....	132
FIGURA 67 - PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 .....	135
FIGURA 68 - NONO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 .....	135
FIGURA 69 - DÉCIMO OITAVO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 .....	136
FIGURA 70 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1.....	136
FIGURA 71 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2.....	137
FIGURA 72 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3.....	137
FIGURA 73 - PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE .....	138
FIGURA 74 - PREENCHIMENTO DO PRIMEIRO ALTEAMENTO COM REJEITO	139
FIGURA 75 - SEGUNDO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE .....	139
FIGURA 76 - PREENCHIMENTO DO SEGUNDO ALTEAMENTO COM REJEITO	140
FIGURA 77 – ETAPA FINAL DA SIMULAÇÃO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE.....	140
FIGURA 78 - ETAPA FINAL DA SIMULAÇÃO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO .....	141
FIGURA 79 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE JUSANTE.....	143

FIGURA 80 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE MONTANTE .....	143
FIGURA 81 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE JUSANTE DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO .....	145
FIGURA 82 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE MONTANTE DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO.....	145
FIGURA 83 - METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO/CONCEITUAL.....	147
FIGURA 84 - MEDIDAS INTERNAS DO TANQUE DE PERCOLAÇÃO EM CM ...	147
FIGURA 85 - TANQUE DE PERCOLAÇÃO .....	148
FIGURA 86 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 EM ESCALA 1:210 .....	150
FIGURA 87 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 EM ESCALA 1:210 .....	151
FIGURA 88 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 EM ESCALA 1:210 .....	152
FIGURA 89 - SEÇÃO DA BARRAGEM REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE EM ESCALA 1:210 .....	153
FIGURA 90 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM ESCALA 1:210.....	154
FIGURA 91 - SEÇÃO DE MODELO FÍSICO QUE REFLETE O COMPORTAMENTO DE FLUXO PARA BARREIRA IMPERMEÁVEL INSTALADA NA FACE DE MONTANTE .....	155
FIGURA 92 - SEÇÃO DE MODELO FÍSICO QUE REFLETE O COMPORTAMENTO DE FLUXO PARA BARREIRA IMPERMEÁVEL INSTALADA NO NÚCLEO .....	156
FIGURA 93 - MATERIAIS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO .....	158
FIGURA 94 - DETALHE DOS MATERIAIS DO DRENO HORIZONTAL .....	159
FIGURA 95 - PLUVIADOR.....	160
FIGURA 96 - CONSTRUÇÃO DAS FUNDAÇÕES POR PLUVIAÇÃO .....	161
FIGURA 97 - CONSTRUÇÃO MANUAL DO DRENO HORIZONTAL E DA GBR-P162	
FIGURA 98 - CONSTRUÇÃO DO MODELO CONCLUÍDA PELO MÉTODO DE PLUVIAÇÃO.....	163

FIGURA 99 - MODELO COM BARREIRA IMPERMEÁVEL NA FACE DE MONTANTE CONCLUÍDO E OPERANDO .....	164
FIGURA 100 - MODELO COM BARREIRA IMPERMEÁVEL NO NÚCLEO CONCLUÍDO E OPERANDO .....	164
FIGURA 101 - LOCAÇÃO DOS PIEZÔMETROS NO MODELO FÍSICO COM GBR-P NA FACE DE MONTANTE.....	165
FIGURA 102 - LOCAÇÃO DOS PIEZÔMETROS NO MODELO FÍSICO COM GBR-P NO NÚCLEO.....	165
FIGURA 103 – PIEZÔMETROS COM PROTEÇÃO .....	167
FIGURA 104 - PAINEL DE LEITURA E PONTO DE EXTRAVAZAMENTO DO FLUXO .....	167
FIGURA 105 - MODELO DE FLUXO REFERENTE A INSTALAÇÃO DA GBR-P NA FACE DE MONTANTE .....	168
FIGURA 106 - MODELO DE FLUXO REFERENTE A INSTALAÇÃO DA GBR-P NO NÚCLEO .....	169
FIGURA 107 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 1 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES .....	171
FIGURA 108 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 1 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES .....	171
FIGURA 109 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 2 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES .....	172
FIGURA 110 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 2 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES .....	172
FIGURA 111 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 3 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES .....	173
FIGURA 112 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 3 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES .....	173
FIGURA 113 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA DRENO INTERNO INCLINADO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	174
FIGURA 114 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA DRENO INTERNO INCLINADO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	174

FIGURA 115 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES .....	175
FIGURA 116 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES .....	176
FIGURA 117 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES .....	176
FIGURA 118 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES .....	177
FIGURA 119 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES .....	177
FIGURA 120 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	178
FIGURA 121 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	178
FIGURA 122 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	179
FIGURA 123 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	179
FIGURA 124 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM	

DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	180
FIGURA 125 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	180
FIGURA 126 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	181
FIGURA 127 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	182
FIGURA 128 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	182
FIGURA 129 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	183
FIGURA 130 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	183
FIGURA 131 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	184
FIGURA 132 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	184
FIGURA 133 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	185

FIGURA 134 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	185
FIGURA 135 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	186
FIGURA 136 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	186
FIGURA 137 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES.....	187
FIGURA 138 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES.....	187
FIGURA 139 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1.....	189
FIGURA 140 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2.....	190
FIGURA 141 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3.....	191
FIGURA 142 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE.....	192
FIGURA 143 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO.....	193
FIGURA 144 - CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA.....	196
FIGURA 145 - ENSAIO DE PERMEABILIDADE A CARGA CONSTANTE.....	197
FIGURA 146 - FRENTE DE SATURAÇÃO E FORMAÇÃO DE FRANJA CAPILAR.....	200

FIGURA 147 - COMEÇO DA DESCARGA DO DRENO HORIZONTAL .....	201
FIGURA 148 - MODELO COM FREÁTICA ESTABILIZADA E FRANJA CAPILAR COMPLETAMENTE FORMADA .....	201
FIGURA 149 - MODELO COM GBR-P NO NÚCLEO OPERANDO DE FORMA ESTABILIZADA E COM FRANJA CAPILAR ESTABELECIDADA .....	202
FIGURA 150 - ISOVALORES DE CARGA PIEZOMÉTRICA PARA GBR-P NA FACE DE MONTANTE .....	204
FIGURA 151 - ISOVALORES DE CARGA PIEZOMÉTRICA PARA GBR-P NO NÚCLEO .....	204
FIGURA 152 – VAZÃO DE PERCOLAÇÃO PARA GBR-P NA FACE DE MONTANTE .....	204
FIGURA 153 - VAZÃO DE PERCOLAÇÃO PARA GBR-P NO NÚCLEO .....	205
FIGURA 154 - LIMITAÇÃO DA EXTENSÃO DO DRENO HORIZONTAL.....	206
FIGURA 155 - TAPETE IMPERMEÁVEL A MONTANTE .....	206
FIGURA 156 - EXTENSÃO DA GBR-P A MONTANTE .....	206
FIGURA 157 - PAREDE DIAFRAGMA/CORTINA DE INJEÇÕES SOB PLINTO NA BASE DA GBR-P .....	207
FIGURA 158 - PLASTIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES APÓS O ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.....	210
FIGURA 159 - PLASTIFICAÇÃO INEXISTENTE NAS FUNDAÇÕES ANTES DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO .....	210

## LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 .....	189
GRÁFICO 2 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 .....	190
GRÁFICO 3 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 .....	191
GRÁFICO 4 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE ...	192
GRÁFICO 5 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO .....	193
GRÁFICO 6 – VELOCIDADE DO FLUXO A 20° C vs. GRADIENTE HIDRÁULICO .....	198

## LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - PARÂMETROS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E DE RUPTURA DO CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB .....	124
QUADRO 2 - PARÂMETROS DO RIGIDEZ.....	125
QUADRO 3 - COORDENADAS DOS PIEZÔMETROS.....	166
QUADRO 4 – VAZÃO UNITÁRIA DE PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DA SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO COM ALTEAMENTO PARA JUSANTE COM GBR-P OU DRENO INTERNO .....	181
QUADRO 5 – VAZÃO UNITÁRIA DE PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DA SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO COM ALTEAMENTO EM LINHA DE CENTRO COM GBR-P OU DRENO INTERNO .....	188
QUADRO 6 - FATORES DE SEGURANÇA PARA AS BARRAGENS DE TERRA COM ARRANJO 1, 2 E 3 .....	194
QUADRO 7 - FATORES DE SEGURANÇA PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE.....	194
QUADRO 8 - FATORES DE SEGURANÇA PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO .....	195
QUADRO 9 - POROPRESSÕES .....	199
QUADRO 10 - VAZÕES DE PERCOLAÇÃO .....	199
QUADRO 11 - CARGAS PIEZOMÉTRICAS SIMULADAS NOS PONTOS DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS.....	203
QUADRO 12 - CARGAS PIEZOMÉTRICAS DOS MODELOS FÍSICOS E SIMULADAS .....	214
QUADRO 13 - VAZÕES DE PERCOLAÇÃO .....	214

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - RESULTADOS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CD EM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO, COM DIFERENTES TEORES DE FERRO ...	46
TABELA 2 - VALORES DE EFICIÊNCIA DE ÂNGULO DE ATRITO NA INTERFACE SOLO/GBR-P PARA AREIAS DE GRÃOS ARREDONDADOS E DE GRÃOS SUB-ANGULARES.....	60
TABELA 3 - VALORES DE EFICIÊNCIA DE ÂNGULO DE ATRITO E ADESÃO NA INTERFACE SOLO/GBR-P PARA SOLO COESIVO.....	61
TABELA 4 - PARÂMETROS PARA O MODELO HIPERBÓLICO ENSAIADOS POR BOSCARDIN <i>et al.</i> (1990).....	83
TABELA 5 - PARÂMETROS PARA O MODELO HIPERBÓLICO ENSAIADOS POR DUNCAN <i>et al.</i> (1980).....	84
TABELA 6 - PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO PARA REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO .....	85
TABELA 7 - ÍNDICES E MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL TANGENTE DOS CP'S ENSAIADOS TRIAXIALMENTE PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO PARA REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO .....	85
TABELA 8 - FATORES DE SEGURANÇA REQUERIDOS PELA ELETROBRÁS PARA PROJETO DE USINAS HIDRELÉTRICAS.....	93
TABELA 9 - FATORES DE SEGURANÇA REQUERIDOS PELA ABNT NBR 13028 PARA PROJETO DE BARRAGENS DE REJEITO .....	94

## LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

CCR	- concreto compactado a rolo
CD	- consolidado e drenado
CL	- argila de baixa compressibilidade
CPE	- polietileno clorado
CPT <sub>u</sub>	- piezocone
CSPE	- polietileno clorosulfonado
EPDM	- etileno, propileno, dieno e metileno
FS	- fator de segurança
FS <sub>f</sub>	- fator de segurança para o equilíbrio de forças
FS <sub>m</sub>	- fator de segurança para o equilíbrio de momentos
GBR-P	- barreira geossintética polimérica
GC	- grau de compactação
GP	- pedregulho mal graduado
GW	- pedregulho bem graduado
HDPE-S	- polietileno de alta densidade – liso
HDPE-T	- polietileno de alta densidade – texturizado
ICOLD	- <i>International Commission on Large Dams</i>
MEL	- métodos de equilíbrio limite
ML	- silte de baixa compressibilidade
PEAD	- polietileno de alta densidade
PET	- tereftalato de polietileno
PN	- ensaio triaxial do tipo pressão neutra
PP	- polipropileno
PVC	- policloreto de vinila
SC	- areia argilosa
SM	- areia siltosa
SM-SC	- areia siltosa argilosa
SP	- areia mal graduada
SUCS	- sistema unificado de classificação de solos
SW	- areia bem graduada
TPO/FPA	- poliolefinas termoplásticas/liga flexível de polipropileno
UV	- ultravioleta

VLDPE - polietileno de muito baixa densidade

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  - diferença entre as tensões principais maior e menor na ruptura
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  - diferença entre a tensão principal maior e menor assíntotas do gráfico tensão deformação
- $c_a$  - adesão
- A - área da seção da amostra de solo
- b - lado do elemento quadrado
- b - lado do elemento retangular
- B - módulo de deformação volumétrica
- c - coesão
- Cc - índice de compressão
- $c_v$  - coeficiente de adensamento
- $D_{50}$  - diâmetro de abertura da peneira referente a 50% de material passante
- $D_{máx}$  - diâmetro de abertura da peneira referente a no mínimo 95% de material passante
- $D_{min}$  - diâmetro de abertura da peneira referente a no máximo 5% de material passante
- $d_x$  - dimensão do elemento na direção x
- $d_y$  - dimensão do elemento na direção y
- $d_z$  - dimensão do elemento na direção z
- $E_a$  - eficiência da adesão
- $E_\phi$  - eficiência do ângulo de atrito de interface
- E - módulo de elasticidade
- $e_0$  - índice de vazios in situ
- $E_{50}$  - módulo secante
- $e_{ep}$  - índice de vazios do estado permanente
- $E_i$  - módulo inicial
- $E_t$  - módulo de elasticidade tangente
- $E_{ur \text{ descarregamento}}$  - módulo de elasticidade para o descarregamento
- $E_{ur \text{ recarregamento}}$  - módulo de elasticidade para o recarregamento
- G - módulo cisalhante
- h - carga piezométrica
- h - carga total

$i$  - gradiente hidráulico  
 $K$  - coeficiente de condutividade hidráulica  
 $K$  - módulo de elasticidade volumétrico ou Bulk Modulus  
 $k_E$  - coeficiente de condutividade hidráulica equivalente  
 $L$  - altura da amostra de solo no permeâmetro  
 $l$  - lado do elemento quadrado  
 $l_v$  - lado do elemento retangular  
 $N_i$  - força normal na base da fatia  
 $N_{SPT}$  - número de golpes SPT  
 $p_a$  - pressão atmosférica  
 $Q$  - vazão de percolação  
 $Q_i$  - força atuante na fatia  
 $R_f$  - fator de ruptura  
 $R_u$  - parâmetro de poropressão  
 $T_i$  - força tangencial na base da fatia  
 $v$  - velocidade de percolação  
 $W_i$  - peso da fatia  
 $x_T$  - direção  $x$  na escala transformada  
 $Z_i$  - força de interação entre fatias  
 $\delta$  - ângulo de atrito de interface  
 $\delta$  - ângulo de inclinação da força  $Q_i$  com a horizontal  
 $\varepsilon$  - deformação  
 $\varepsilon$  - deformação axial  
 $\varepsilon_v$  - variação volumétrica  
 $\varepsilon_{vol}$  - deformação volumétrica  
 $\lambda$  - constante de Lamé  
 $\nu$  - coeficiente de Poisson  
 $\sigma_1$  - tensão principal maior  
 $\sigma_3$  - tensão principal menor  
 $\tau$  - tensão de cisalhamento  
 $\Upsilon$  - deformação cisalhante  
 $\varphi$  - ângulo de atrito  
 $\psi$  - parâmetro de estado  
 $s$  - resistência ao cisalhamento

$\delta$  - ângulo de atrito de interface

$\sigma$  - tensão normal

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>30</b>
1.1 OBJETIVOS .....	33
1.1.1 Objetivo principal .....	33
1.1.2 Objetivos específicos.....	33
1.2 JUSTIFICATIVA .....	33
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>38</b>
2.1 BARRAGENS.....	38
2.1.1 Barragens de terra .....	38
2.1.2 Barragens de rejeito .....	39
2.1.2.1 Características do rejeito .....	43
2.2 CONTROLE DE PERCOLAÇÃO PELO MACIÇO DA BARRAGEM ATRAVÉS DA INSTALAÇÃO DE GBR-PS .....	48
2.3 BARREIRAS GEOSSINTÉTICAS POLIMÉRICAS (GBR-P) .....	53
2.3.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface barreira geossintética polimérica/solo .....	58
2.4 ANÁLISES DE FLUXO .....	62
2.4.1 Água no solo .....	62
2.4.1.1 Condutividade hidráulica do solo .....	63
2.4.2 Fluxo tridimensional e a equação de Laplace .....	64
2.4.2.1 Anisotropia de permeabilidade .....	67
2.4.3 Fluxo bidimensional de água no solo através de simulações numéricas pelo método dos elementos finitos.....	69
2.5 ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO .....	72
2.5.1 Modelos constitutivos tensão-deformação .....	72
2.5.1.1 Modelo elástico linear .....	74
2.5.1.2 Modelo hiperbólico.....	77
2.5.2 Análise tensão-deformação da GBR-P.....	85
2.5.3 Análise tensão-deformação em elementos finitos .....	87
2.6 ESTABILIDADE DE TALUDES .....	89
2.7 MODELOS FÍSICOS .....	95
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>99</b>
3.1 ARRANJOS DE INSTALAÇÃO PROPOSTOS.....	99

3.2 MÉTODO EXECUTIVO PROPOSTO.....	103
3.3 SEÇÕES PARA AVALIAÇÃO DOS ARRANJOS DE INSTALAÇÃO PROPOSTOS ATRAVÉS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	106
3.4 MATERIAIS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA AS SIMULAÇÕES NUMERICAS E ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....	120
3.5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .....	125
3.5.1 Simulação de fluxo .....	126
3.5.2 Simulação tensão-deformação.....	133
3.5.3 Análises de estabilidade.....	141
3.6 MODELOS FÍSICOS .....	146
3.6.1 Tanque de percolação.....	147
3.6.2 Seções propostas para os modelos físicos .....	148
3.6.3 Materiais utilizados na construção dos modelos físicos .....	157
3.6.4 Método de construção dos modelos físicos.....	159
3.6.5 Auscultação dos modelos físicos .....	165
3.6.6 Simulações numéricas de fluxo dos modelos físicos .....	168
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>170</b>
4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS .....	170
4.1.1 Resultados das simulações numéricas de fluxo e tensão-deformação e das análises de estabilidade .....	170
4.1.1.1 Simulações de fluxo.....	170
4.1.1.2 Simulações tensão-deformação .....	188
4.1.1.3 Análises de estabilidade de taludes.....	194
4.1.2 Resultados dos modelos físicos .....	195
4.1.2.1 Ensaios realizados na areia.....	195
4.1.2.2 Resultados do modelo físico.....	198
4.1.2.3 Resultados das simulações de fluxo referentes ao modelo físico .....	202
4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	205
4.2.1 Análise dos resultados das simulações numéricas de fluxo e tensão-deformação e das análises de estabilidade.....	205
4.2.1.1 Simulações de fluxo.....	205
4.2.1.2 Simulações tensão-deformação .....	209
4.2.1.3 Análises de estabilidade de taludes.....	212

4.2.2 Análise dos resultados dos modelos físicos .....	213
<b>5 CONCLUSÕES .....</b>	<b>216</b>
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	217
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>218</b>
<b>APÊNDICE 1 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE .....</b>	<b>226</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A construção de barragens de terra para aproveitamento dos recursos hídricos com diferentes finalidades é uma atividade muito antiga. As primeiras barragens foram construídas muito antes do advento da mecânica dos solos e das modernas técnicas de engenharia, sendo que uma das barragens mais antigas de que se tem notícia foi construída pelos egípcios há aproximadamente 6,8 mil anos, com 12 m de altura, e que rompeu por transbordamento (MASSAD, 2010).

Durante muito tempo e mesmo com o desenvolvimento da tecnologia, as barragens continuaram sendo projetadas e construídas através da experiência dos projetistas e do empirismo adquirido de acertos e erros de obras anteriores, não contemplando a observação de materiais menos permeáveis, controle de percolação pelo corpo da barragem e fundações, controle da compactação do material e estabilidade dos taludes por exemplo. Somente em 1820, Telford deu início ao uso do núcleo de argila para evitar a percolação de água através do maciço terroso da barragem, e a compactação mecânica dos aterros só foi introduzida entre a metade do século XIX e início do século XX (MASSAD, 2010).

Após o aparecimento e evolução da mecânica dos solos, a construção de barragens passou por uma grande revolução, com critérios de projeto e controle tecnológico elevados, sempre procurando possibilitar a total segurança e operacionalidade da estrutura (CRUZ, 1996).

Ainda segundo Massad (2010), a maioria dos acidentes registrados com barragens provém de problemas causados pelo fluxo de água livre pela estrutura, o que evidencia a importância de que medidas de controle de percolação sejam adotadas.

Cruz (1996) afirma que o controle da percolação pelo maciço de uma barragem de terra é um fator chave para sua segurança, e que o método clássico para controle de fluxo adotado pelos projetistas consiste no uso de drenos horizontal e vertical de agregado, técnica amplamente utilizada na mecânica dos solos.

Porém, Scuro e Vaschetti (2019) argumentam que geomembranas estanques (nome comum e muito utilizado em substituição ao nome atualmente previsto na NBR ISO 10318-1, que rege a nomenclatura como barreiras geossintéticas poliméricas -GBR-PS-) substituem a construção de drenos internos no corpo da barragem quando aplicadas, sendo essa aplicação muito explorada na

recuperação de barragens quando ocorre falha dos drenos, na forma de faceamento de montante com GBR-P.

Contudo, a aplicação de barreiras geossintéticas poliméricas ou GBR-Ps como medida de controle de percolação em barragens traz consigo algumas questões inerentes, sendo elas principalmente a estabilidade de taludes e a conformação com as deformações do maciço.

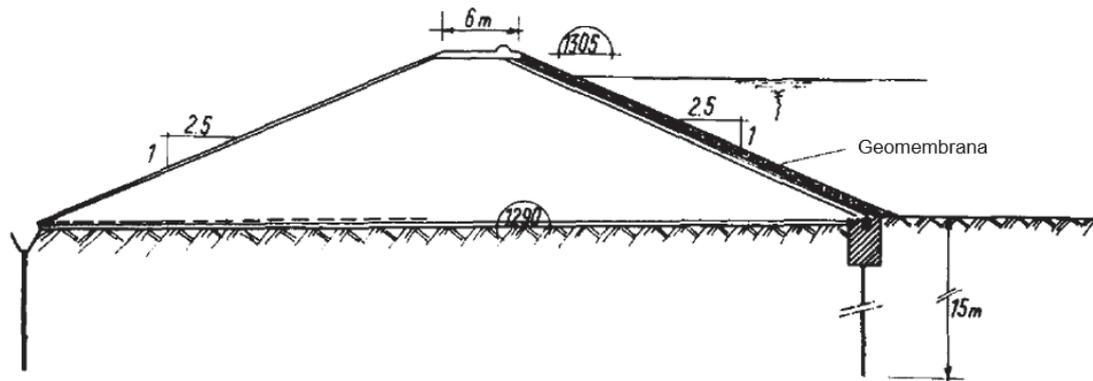
Como as deformações do maciço são também impostas à GBR-P, podendo causar tensões de tração na mesma, estas tensões e deformações devem estar abaixo dos valores máximos permitidos para a GBR-P instalada, para que não ocorra rompimento com conseqüente perda de sua função de impermeabilização.

Quanto a estabilidade de taludes, devido aos baixos parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface GBR-P/solo, a depender da geometria formada pela instalação da barreira, superfícies potenciais de deslizamento podem ser geradas e regiões de solo sobre a GBR-P podem instabilizar, formando uma cunha deslizante.

Uma constatação da formação de superfície preferencial de ruptura devido a instalação de GBR-P em barragens é dada por Girard *et al.* (1990), que apresentam o caso das barragens de Aubrac e Valence D'Albi.

Na barragem de Aubrac, a GBR-P foi instalada como faceamento no talude de montante, conforme ilustra a FIGURA 1. Porém, ainda na fase de construção, houve ruptura e escorregamento de uma parte do solo de cobertura devido a formação de um plano inclinado e contínuo de baixa resistência ao cisalhamento formado pela interface GBR-P/solo.

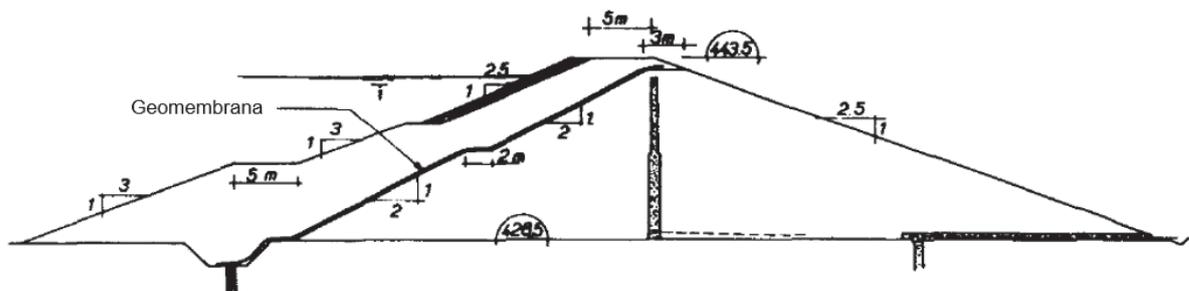
FIGURA 1 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE AUBRAC



FONTE: Girard *et al.* (1990)

Já na barragem de Valence D'Albi, a GBR-P foi instalada mais próxima ao núcleo, conforme mostra a FIGURA 2, com camada espessa de solo de cobertura e adoção de bermas. Esse arranjo não causou rupturas nem durante a construção nem durante a operação da barragem, evidenciando que arranjos pensados de forma a não formação de plano preferencial de ruptura permitem a instalação de GBR-P sem problemas de estabilidade.

FIGURA 2 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE VALENCE D'ALBI



FONTE: Girard *et al.* (1990)

Apesar de existirem orientações técnicas dadas pela *International Commission on Large Dams* (ICOLD) para instalação de GBR-Ps em barragens de terra e enrocamento no *Bulletin 135* (ICOLD, 2010), no *Bulletin 78* (ICOLD, 1991), no *Bulletin 38* (ICOLD, 1981) e *Bulletin 39* (ICOLD, 1981), além de orientações dadas por Koerner (1998), poucos são os casos narrados na literatura de instalação de GBR-P em barragens sem que seu propósito seja mitigar efeitos de falha nos drenos internos de agregado.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo principal

Propor geometrias e arranjos de instalação de barreiras geossintéticas poliméricas como medida de controle de percolação pelo corpo de barragens de terra e de rejeitos de mineração sem formação de planos potenciais de ruptura.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- a) Avaliar o fluxo, poropressões e gradientes em seções com as geometrias propostas para instalação da GBR-P através de simulação numérica;
- b) Avaliar tensões e deformações em seções com as geometrias propostas para instalação da GBR-P através de simulação numérica;
- c) Avaliar a estabilidade de taludes em seções com as geometrias propostas para instalação da GBR-P através de método de equilíbrio limite;
- d) Avaliar o fluxo, poropressões e gradientes em seções com as geometrias propostas para instalação da GBR-P através de modelos físicos em pequena escala;
- e) Calibrar o modelo numérico de fluxo através da comparação de resultados numéricos e físicos;

## 1.2 JUSTIFICATIVA

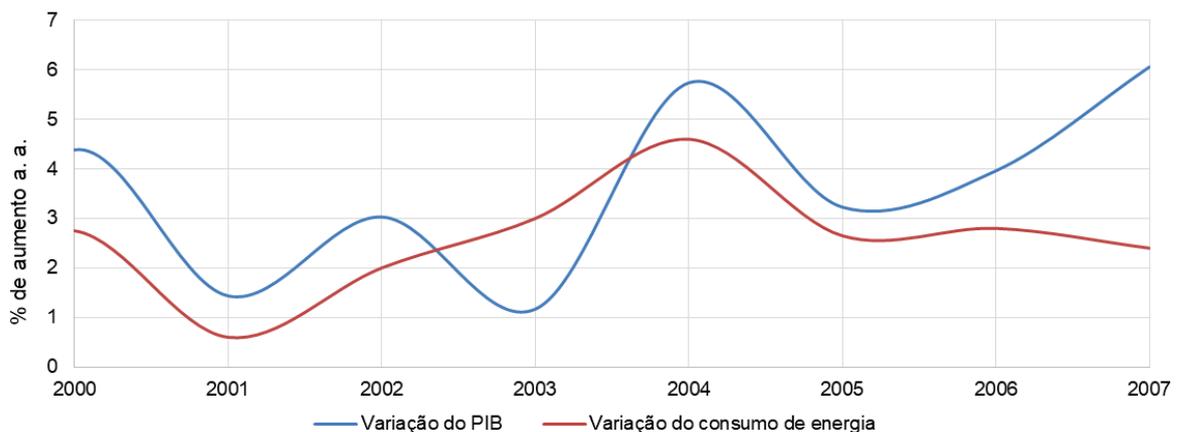
O Brasil possui cerca de 10% do potencial hidrelétrico mundial total, ficando atrás somente da Rússia com 12% do total e da China com 13% do total (ANEEL, 2008). Segundo o último inventário realizado no país, em 1992, são aproximadamente 260000 MW em potencial hidrelétrico, porém, pouco mais de 30% se transformou em usinas construídas ou outorgadas (EPE, 2019).

O estudo sobre energia hidrelétrica constante no PNE 2030 (Plano Nacional de Energia 2030), elaborado pela EPE (2007), relaciona o potencial de aproveitamento ainda existente no país e determina que o governo federal deve

buscar estratégias de investimento e financiadores para proporcionar uma ampla instalação de potencial hidroenergético no Brasil até 2030.

Isso porque a demanda por energia elétrica no país aumenta nos ciclos de crescimento da economia, evidenciando que sem energia elétrica o crescimento econômico é limitado (EPE, 2007). A variação de demanda de energia elétrica com a variação do PIB (produto interno bruto) brasileiro entre os anos de 1998 e 2007 está na FIGURA 3, onde fica evidente a dependência da energia elétrica para o crescimento econômico do país.

FIGURA 3 - CRESCIMENTO PERCENTUAL DO PIB E VARIAÇÃO PERCENTUAL DO CONSUMO DE ENERGIA (1998-2007)



FONTE: Adaptado de EPE (2007)

Assim, com o PNE 2030 prevendo ampla instalação de usinas hidrelétricas até 2030, espera-se que obras de construção de usinas hidrelétricas, nas quais o barramento é parte integrante, sejam levadas a cabo por todo território nacional.

Como cerca de 40% das barragens de hidrelétricas no país são ou possuem alguma seção de terra devido a topografia e à grande disponibilidade de áreas de empréstimo (CRUZ, 1996), e considerando ainda que barragens de terra requerem que alguma medida de controle de percolação pelo maciço seja tomada para que se garanta sua segurança (MASSAD, 2010), sendo a GBR-P um tipo de geossintético de baixíssima permeabilidade ela pode ser aplicada não para drenagem interna do maciço, mas sim para sua impermeabilização, garantindo a segurança da estrutura.

O *Bulletin* 135 (2010) da ICOLD (International Commission on Large Dams) versa sobre a utilização de GBR-Ps para controle de percolação através do corpo da

barragem, inclusive trazendo orientações de instalação. Porém, a técnica não é difundida conforme exposto pelos casos históricos de obra do próprio *Bulletin*, necessitando-se de mais conhecimento técnico sobre tal aplicação para que se amplie seu uso.

E, além das barragens construídas com o objetivo de aproveitamento hidroelétrico ou reservação de água, existem também barragens construídas para fins de armazenamento de rejeitos de mineração.

As barragens de mineração têm por objetivo a contenção de rejeitos ou sedimentos oriundos do processo de mineração, que podem ser tóxicos e causar danos severos à natureza se não contidos e tratados (ANM, 2019).

Com as atividades de mineração apresentando desenvolvimento crescente no Brasil, sendo responsáveis pela movimentação de 75,2 bilhões de reais em exportação só no primeiro semestre de 2020, respondendo por 50% do total de exportações brasileiras no período e com projeção de crescimento de cerca de 9% ao ano (IBRAM, 2020), o aumento na geração de rejeitos e conseqüentemente no número de barragens necessárias para seu acúmulo, é um reflexo esperado.

Todas as barragens de acúmulo de rejeito que utilizam ou não o próprio rejeito como material de alçamento precisam possuir medida projetada e executada para controle de percolação, tal qual barragens de terra para aproveitamento hidrelétrico (ESPOSITO; CALDEIRA, 2010).

Porém, os recentes rompimentos de barragens de rejeitos de mineração da Mina do Córrego do Feijão em Brumadinho no ano de 2019 e da Barragem de Fundão em Mariana no ano de 2015, que causaram diversos prejuízos à vida, econômicos, sociais e ambientais, evidenciam que as medidas tomadas para a segurança de barragens de rejeito não estão sendo eficazes em alguns casos.

No caso da barragem da Mina do Córrego do Feijão, problemas de controle da percolação pelo maciço da barragem já eram evidenciados antes do rompimento (CPIBruma, 2019), e na Barragem de Fundão um incidente relativo a falha do sistema de controle de percolação com dreno interno de agregado ocorreu em 2009, logo após o término do dique de partida, e surgências na superfície de jusante começaram a aparecer no recuo da ombreira esquerda em várias elevações e ocasiões (MORGENSTERN *et al.*, 2016). Esse fato evidencia problemas relacionados ao controle de percolação.

Diante das exigências de manutenção da segurança das barragens e dos problemas apontados e exemplificados através dos acidentes das barragens em Brumadinho e Mariana, a aplicação de GBR-P como medida de controle de percolação em barragens de rejeito se mostra uma excelente alternativa ao tradicional dreno de agregado, pois sendo de reduzida permeabilidade impede a percolação pelo maciço em quaisquer condições, desde que seja instalada corretamente e não sofra danos como rasgos ou fissuramento ao longo de sua vida útil.

Outro ponto a ser abordado é de que o rompimento de uma barragem, seja de armazenamento de água ou de rejeito, gera elevados danos econômicos.

No rompimento da barragem de rejeito em Brumadinho, a destruição causada levou ao gasto de 359 milhões de reais somente em obras de emergência para contingenciamento de danos e reparações imediatas necessárias. Além disso, foram repassados outros 280 milhões de reais em compensação à queda de arrecadação dos municípios atingidos, causada pela paralização de atividades econômicas devido ao desastre (VALE, 2019).

Já na tragédia de Mariana, foram gastos cerca de 19 bilhões de reais até 2019 em quarenta e dois programas de reparação de danos (FUNDAÇÃO RENOVA, 2019).

Os gastos devido a rompimentos podem ser evitados com o aumento da segurança das estruturas de barragens, o que pode ser conseguido com a aplicação de GBR-Ps para controle de percolação através do maciço.

Adicionalmente, a adoção de GBR-Ps para controle de percolação em barragens de aterro permite a utilização de solos mais permeáveis para construção, pois o fluxo pelo corpo da barragem passa a ser controlado pela membrana, dispensando a baixa permeabilidade exigida do aterro para controle do fluxo.

Dessa forma, o solo compactado necessita apenas possuir resistência ao cisalhamento que garanta estabilidade, não sendo requerido, adicionalmente, que possua reduzida condutividade hidráulica.

Esta vantagem se torna especialmente interessante quando da inexistência de jazidas mais próximas do local de implantação da obra que forneçam empréstimo de material que, quando compactado, possua elevada resistência ao cisalhamento junto a reduzida condutividade hidráulica.

Locais que possuam áreas de empréstimo constituídas de solos mais granulares (areias siltosas, areias silto-argilosas, etc.) podem ser especialmente beneficiadas por este uso da GBR-P, pois, ao passo que a GBR-P permite a utilização de jazidas mais próximas a obra e que inicialmente seriam descartadas, devido a não possuírem condutividade hidráulica adequada, se reduzem as distâncias de transporte e, conseqüentemente, os custos da obra.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

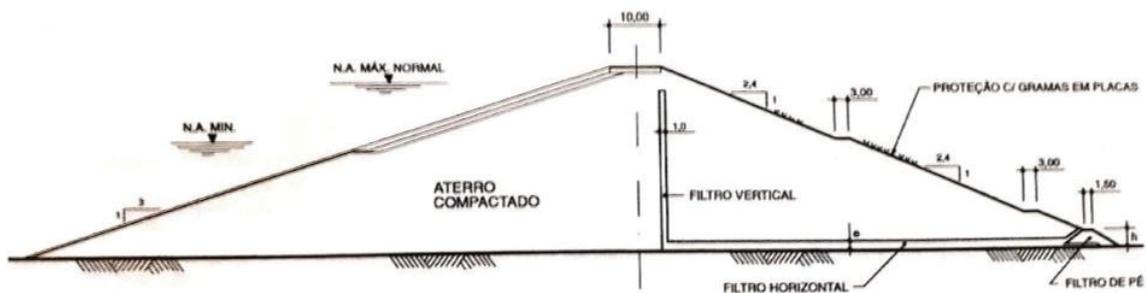
A revisão da literatura aqui apresentada tem por finalidade descrever os seguintes tópicos: barragens de terra e de rejeito, controle de percolação pelo maciço da barragem através de aplicação de barreira geossintética polimérica (GBR-P), análises de fluxo e tensão-deformação através do método dos elementos finitos aplicadas à barragens, estabilidade de taludes e modelos físicos. Procura-se expor o estado atual dos conhecimentos relativos aos temas em questão, salientando-se as lacunas existentes e a contribuição da investigação para o desenvolvimento do conhecimento.

### 2.1 BARRAGENS

#### 2.1.1 Barragens de terra

Barragens são estruturas que tem por objetivo a criação de um reservatório de água para um ou mais usos, como geração de energia, irrigação, regularização de níveis d'água em rios para navegação, abastecimento urbano, entre outros. Os principais materiais empregados para sua construção são o concreto, o enrocamento e o solo (GAIOTO, 2003). No Brasil, o solo é um material largamente utilizado para construção de barragens, devido a topografia dominante de vales abertos, propícia para esse tipo de barragem, e a grande disponibilidade de material de empréstimo (CRUZ, 1996). Seções típicas de barragens de terra, uma homogênea e uma zoneada, são mostradas na FIGURA 4 e FIGURA 5.

FIGURA 4 - BARRAGEM DE TERRA HOMOGÊNEA



FONTE: Adaptado de Cruz (1996)

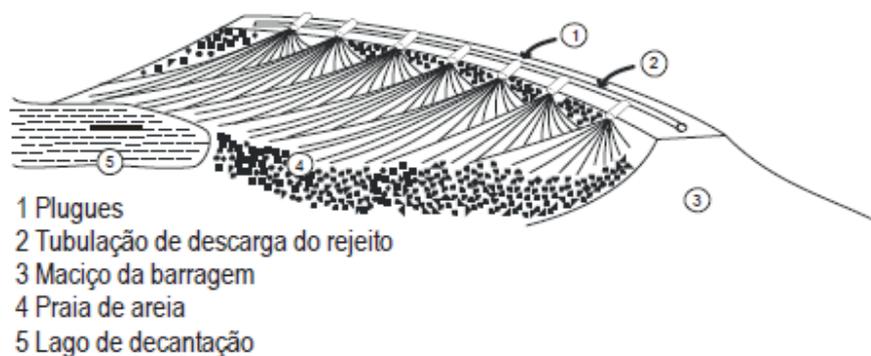


(rejeitos). A disposição desses rejeitos é uma das atividades que deve ser realizada pela indústria mineral. Um método seguro de se realizar a disposição é o lançamento dos rejeitos em barragens, que podem ser construídas através dos meios convencionais, como terra e concreto, ou podem ser construídas com o próprio rejeito.

Ainda segundo o autor, o projeto de barragens de rejeito consiste numa especialização dentro do contexto de construção de barragens convencionais. A principal diferença é que barragens de terra de hidroelétricas, para reservação de água ou outras são totalmente alteadas antes de entrarem em operação e barragens de rejeito passam por sucessivos alteamentos durante sua vida útil através de diferentes métodos.

Pode-se proceder o alteamento da barragem de rejeito de três formas conceituais segundo Vick (1983), o alteamento para montante, o alteamento em linha de centro e o alteamento para jusante, sendo que os métodos de montante e linha de centro guardam semelhança com a construção de um aterro hidráulico devido ao processo de lançamento do rejeito para formação das fundações de parte do maciço, conforme ilustrado na FIGURA 6.

FIGURA 6 - LANÇAMENTO DE REJEITOS A PARTIR DA CRISTA

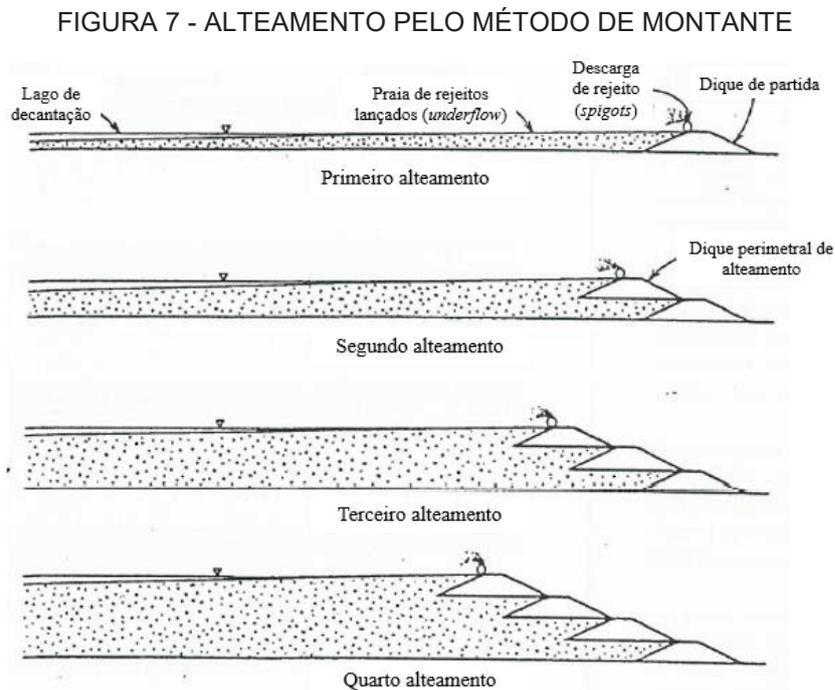


FONTE: Adaptado de Vick (1983)

O alteamento para montante consiste na execução de um dique de partida compactado com material de área de empréstimo ou rejeito, e a partir dele, ocorre o lançamento de rejeito a partir da crista para formação de uma praia de rejeitos granulares (por segregação granulométrica) que servirá de fundação para os alteamentos sucessivos. Os alteamentos seguintes ao primeiro alteamento se

processam pela execução de diques perimetrais compactados de solo ou rejeito, tendo sua fundação sobre o rejeito granular lançado a partir do dique anterior

Esse método construtivo, apesar de ser o menos dispendioso, necessita de elevado controle executivo, pois o material granular que serve de fundação para os alteamentos sucessivos pode ficar em estado fofo, o que, quando da saturação das fundações, introduz elevado potencial de liquefação (Vick, 1983). O processo construtivo de alteamento a montante é mostrado esquematicamente na FIGURA 7.

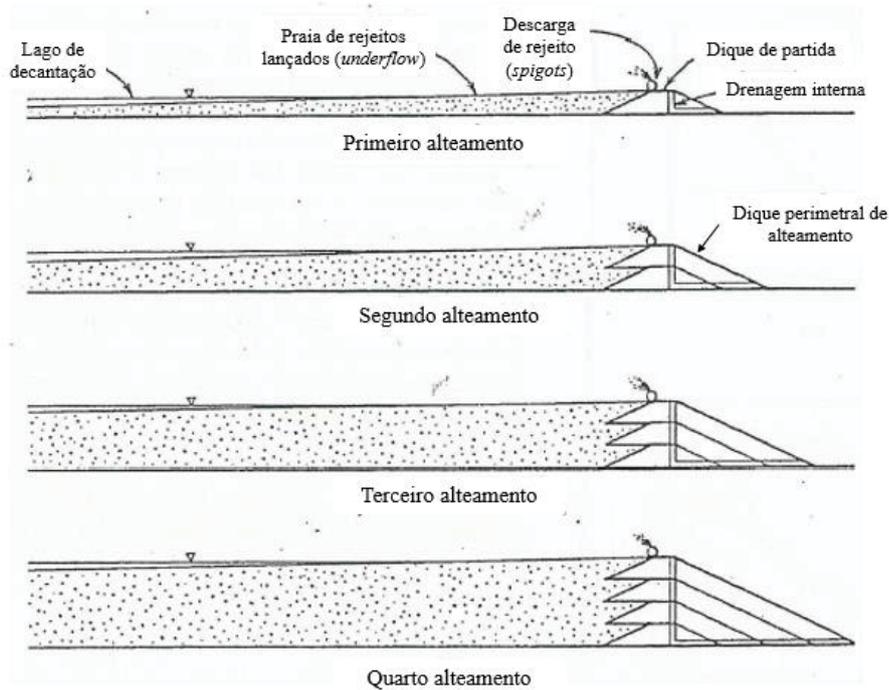


FONTE: Adaptado de Vick (1983)

O alteamento em linha de centro, assim como o alteamento a montante, começa com a execução de um dique de partida compactado e com o lançamento do rejeito a partir da crista desse dique. A diferença entre os métodos é que o dique perimetral construído a cada novo alteamento é executado exatamente no mesmo eixo do dique de partida, fazendo aumentar o volume de material de aterro ou rejeito compactado necessários, conforme mostrado na FIGURA 8.

Esse método de alteamento é mais dispendioso que o método de montante, porém, evita que as fundações do maciço de jusante fiquem assentes sobre a praia de rejeito granular formada, aumentando a segurança da estrutura (Vick, 1983).

FIGURA 8 - ALTEAMENTO PELO MÉTODO DE LINHA DE CENTRO



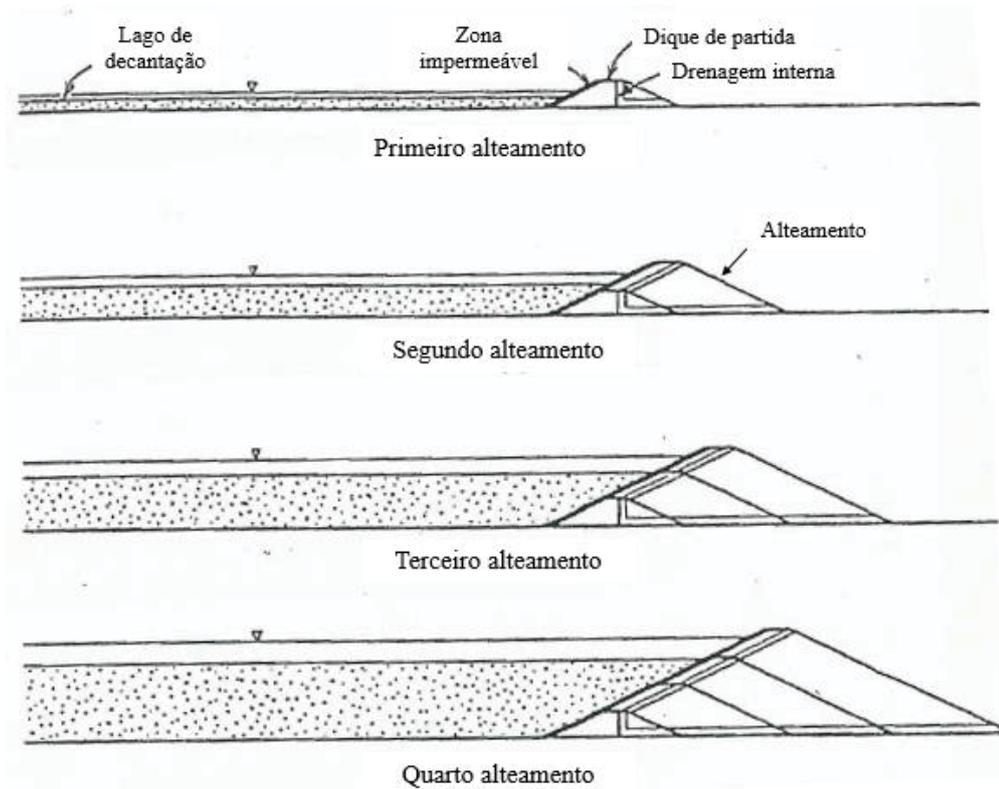
FONTE: Adaptado de Vick (1983)

Já o alteamento para jusante se assemelha a construção de uma barragem de terra convencional, onde a construção do maciço compactado é realizada em etapas (sucessivos alteamentos), sem a necessidade de lançamento de rejeitos granulares a partir de crista pois as fundações dos alteamentos estão totalmente assentes diretamente no solo de fundação ou sobre o dique anterior (Vick, 1983). O esquema construtivo do alteamento para jusante é apresentado na FIGURA 9.

O controle de percolação pelo maciço, assim como nas barragens de terra convencionais, é necessário também nas barragens de rejeito. Os métodos de alteamento de linha de centro e de jusante permitem a construção de dreno interno de agregado que acompanha sucessivamente os alteamentos por conexão de novos trechos de dreno ao dreno já existente.

O método de montante, se devidamente projetado, permite que a drenagem seja realizada através do material granular lançado nas praias de rejeito e que compõe o maciço da barragem, porém, nesse caso é necessário grande controle executivo sobre o material granular. As medidas de controle de percolação livre pelo maciço da barragem de rejeito são fundamentais para sua estabilidade, sendo que a grande maioria dos casos reportados de acidentes tem relação direta com percolação desordenada pelo maciço (CASAGRANDE; MCLIVER, 1971).

FIGURA 9 - ALTEAMENTO PELO MÉTODO DE JUSANTE



FONTE: Adaptado de Vick (1983)

Medidas de impermeabilização de face em barragens de rejeito também são eficientes no controle de percolação, porém, não são usuais, sendo instaladas geralmente quando o rejeito é contaminante e existe a necessidade de estanqueidade do reservatório (ESPOSITO; CALDEIRA, 2010).

#### 2.1.2.1 Características do rejeito

Devido ao fato das barragens de rejeito serem alteadas muitas vezes com suas fundações parcial ou totalmente apoiadas sobre aterros hidráulicos formados pelo próprio rejeito, considerações sobre seu comportamento mecânico advindas dessa forma de construção são necessárias.

Um primeiro aspecto dos parâmetros de rejeito está ligada à sua mineralogia. A fração argilosa por exemplo pode ter um impacto significativo nos parâmetros de resistência e compressibilidade se ela for composta por grande parte de argilominerais ativos, como a montmorilonita, e pouca influência de for composta por argilominerais menos ativos. Ainda, rejeitos de partículas esféricas possuem

parâmetros de resistência menores dos que os rejeitos com partículas angulares, porém, efeitos advindos da angulosidade como compressibilidade devido à quebra das arestas com o aumento de tensões e dependência maior dos parâmetros de resistência em relação ao estado de tensões atuantes podem aparecer nestes rejeitos de partículas angulares (FAHEY *et al.*, 2002).

Segundo Gumieri *et al.* (1998), rejeitos de minério de ferro geralmente se enquadram na faixa granulométrica das areias finas e médias, tendo alta permeabilidade e baixa compressibilidade, com grãos angulosos. Já rejeitos de ouro e alumínio se enquadram na faixa granulométrica de siltes, apresentando plasticidade e fenômenos de adensamento, com permeabilidade intermediária.

Tratando-se dos carregamentos, apesar da maioria dos carregamentos desenvolverem solicitações drenadas em rejeitos granulares, podem ocorrer casos onde essa solicitação é não drenada ou parcialmente drenada. Nas barragens executadas com aterros hidráulicos, a formação de um maciço granular fofo associado a carregamentos rápidos, sismos ou vibrações provocados por equipamentos utilizados na operação da barragem podem gerar carregamentos não drenados que tem potencial de induzir liquefação, que é a elevação das poropressões à valores que podem se igualar ou chegar muito próximo a tensão total, tornando a resistência efetiva do material nula ou quase nula, provocando enorme queda da resistência ao cisalhamento (MOTTA, 2008).

A suscetibilidade a liquefação pode ser analisada por meio do parâmetro de estado proposto por Been e Jefferies (1985), que ao realizarem ensaios em uma mesma areia no estado fofo com diferentes teores de silte, com combinações de diferentes tensões efetivas confinantes e diferentes índices de vazios iniciais demonstraram que elas exibem comportamento similar ao comportamento do estado crítico para grandes deformações, assim, definiram o parâmetro de estado ( $\psi$ ) como a diferença entre o índice de vazios *in situ* ( $e_0$ ) e o índice de vazios do estado permanente ( $e_{ep}$ ) para uma mesma tensão de confinamento. Solos suscetíveis a liquefação apresentarão parâmetro de estado calculado pela EQUAÇÃO 1 positivo.

$$\psi = e_0 - e_{ep}$$

EQUAÇÃO 1

A liquefação ocorrerá, num ponto específico suscetível a liquefação ( $\psi > 0$ ), quando o círculo de Mohr representativo do estado de tensões desse ponto tocar a superfície de ruptura devido ao aumento de poropressões (queda das tensões efetivas), em solicitação não drenada, junto a ocorrência de deformações cisalhantes no mesmo ponto, provocando uma queda brusca na resistência ao cisalhamento.

O fenômeno cessa e a ruína da estrutura não ocorre se a solicitação não drenada for reduzida a valores inferiores a resistência não drenada liquefeita ou se ocorrer a dissipação das poropressões com a tensão cisalhante atuante sendo menor do que a resistência ao cisalhamento do estado permanente drenado (SLADEN *et al.*, 1985).

Hernandez (2007) observou que rejeitos de minério de ferro da Pilha de Xingu, localizada em Mariana, Minas Gerais, apresentam grande variabilidade de propriedades segundo seu teor de ferro, e não necessariamente de sua granulometria, levando à conclusão que sua equiparação a areias ou siltes somente pela granulometria não é totalmente representativa, pois rejeitos apresentam fenômenos de coesão de natureza química.

Presotti (2002), realizou ensaios triaxiais do tipo CD (consolidado e drenado) para determinação dos parâmetros de resistência de pico e residuais para rejeito de minério de ferro com diferentes teores de ferro, cujos resultados estão na TABELA 1, juntamente com os valores de índice de vazios inicial (imediatamente antes do começo do cisalhamento), massa específica aparente seca para o índice de vazios inicial, massa específica dos grãos e diâmetro médio da partícula.

Assim, o tipo, origem, teor de minério, método de lavra, tratamento de concentração e método de disposição na barragem influenciarão nos seus parâmetros de resistência, além do estado de tensões, que é o principal interveniente nos parâmetros de resistência.

Tratando-se de parâmetros de condutividade hidráulica, a anisotropia de permeabilidade para rejeitos finos pode ser considerada equivalente à de depósitos sedimentares, com permeabilidade horizontal da ordem de 2 a 10 vezes maior que a vertical, sendo que para rejeitos granulares, a anisotropia não é tão evidente (VICK, 1983). Espera-se que o coeficiente de condutividade hidráulica dos rejeitos varie entre valores de  $10^{-4}$  m/s para rejeitos arenosos até  $10^{-11}$  m/s para rejeitos argilosos finos e nos quais o adensamento primário já tenha se findado (BHERING, 2006).

TABELA 1 - RESULTADOS DE ENSAIOS TRIAXIAIS CD EM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO, COM DIFERENTES TEORES DE FERRO

Fe (%)	$\Phi'_{\text{pico}}$ (°)	$C'_{\text{pico}}$ (kPa)	$\Phi'_{\text{resid}}$ (°)	$C'_{\text{resid}}$ (kPa)	e	$\rho_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	D <sub>50</sub> (mm)
72,4	43,42	1,45	37,10	1,77	0,67	2,64	4,41	0,093
	41,06	2,92	36,63	0,34	0,77	2,49		
	39,25	2,37	35,40	0,01	0,82	2,43		
	37,78	6,27	35,20	2,17	0,88	2,35		
	37,25	0,92	34,20	0,24	0,95	2,26		
	41,64	3,55	36,59	0,80	0,67	1,90		
22,72	40,12	0,46	36,00	0,19	0,74	1,82	3,17	0,150
	38,10	9,83	35,92	0,50	0,77	1,79		
	37,20	4,30	34,66	0,66	0,82	1,74		
	36,72	2,56	34,62	0,26	0,83	1,73		
	36,41	0,90	34,58	1,79	0,90	1,67		
	41,41	1,83	36,07	0,46	0,67	1,82		
7,6	37,60	0,55	35,23	0,08	0,77	1,72	3,04	0,198
	36,75	0,44	34,10	0,53	0,82	1,67		
	35,84	2,71	34,00	0,39	0,87	1,63		
	40,31	0,81	35,35	0,74	0,67	1,73		
1,44	36,62	2,28	34,94	0,85	0,77	1,63	2,90	0,21
	35,87	0,63	33,93	0,21	0,82	1,59		
	35,25	0,88	33,77	0,03	0,87	1,54		

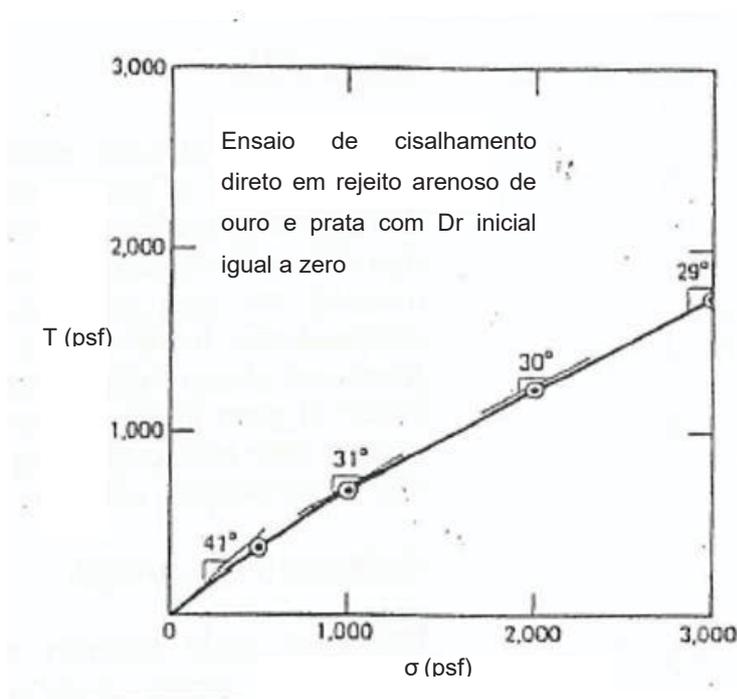
FONTE: Presotti (2002)

Quanto à segurança da estrutura, análises de estabilidade considerando liquefação de zonas do maciço que são suscetíveis ao fenômeno podem ser realizadas, buscando verificar se o fator de segurança se mantém satisfatório. A consideração da compactidade e estado de tensões do rejeito é essencial, pois sua resistência ao cisalhamento está diretamente ligada a esses fatores (ICOLD, 1989).

Vick (1983) coloca que devido a angulosidade das partículas dos rejeitos, seu ângulo de atrito é em geral de 3 a 4° maior que o ângulo de atrito do material natural com granulometria equivalente, e que o índice de vazios inicial e o sobreadensamento influem de forma pouco significativa no resultado do ângulo de atrito para as tensões comumente encontradas em barragens de rejeito. Por outro lado, o estado de tensões em que se encontra o rejeito é determinante para sua resistência ao cisalhamento, onde, mesmo para tensões normais reduzidas, as

tensões de contato grão a grão nas angulosidades são elevadas, provocando sua quebra. O resultado disso é uma envoltória muito curva, principalmente para menores tensões na porção inicial da envoltória, conforme apresentado na FIGURA 10, onde a envoltória apresenta ajustes lineares que vão de 41° até 29° para o ângulo de atrito efetivo para a faixa de tensões normais de 0 psf até 3000 psf.

FIGURA 10 - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO EM REJEITO ARENOSO DE OURO E PRATA



FONTE: Adaptado de Vick (1983)

Ainda conforme o autor, diversos casos de rompimento de barragens de rejeito tem relação direta com erros ou na determinação da resistência não drenada do rejeito ou com a adoção de resistência (drenada ou não drenada) não representativa do evento de carregamento previsto (adotar resistência drenada para comportamentos não drenados e vice versa), devendo-se assim tomar cuidado na consideração de geração de poropressões em rejeitos granulares no estado fofo.

Segundo Cavalcante *et al.* (2003), os rejeitos, sendo granulares ou não, geralmente são mais compressíveis que o correspondente solo natural, justamente por sua deposição hidráulica que propicia um elevado índice de vazios, podendo a compressibilidade ser avaliada pelo ensaio de adensamento unidimensional.

O adensamento por aumento ou redução de tensões pode ser relacionado ao que ocorre em argilas naturais, com a diferença de que o ponto que determina a tensão de pré adensamento, separando a reta virgem da de recompressão, não é tão pronunciado. Dessa forma, a análise deve ser feita para o intervalo de tensões esperado e reproduzindo o histórico de tensões do rejeito.

A consolidação primária para rejeitos granulares ocorre rapidamente, pois as poropressões dissipam-se com maior facilidade devido a drenagem intermediária destes rejeitos, e a consolidação secundária praticamente não ocorre. Dessa forma, eventos devido ao adensamento ao longo do tempo em rejeitos granulares não são esperados. Já em rejeitos argilosos, o efeito do adensamento primário é muito pronunciado, causando grandes deformações ao longo do tempo, o que, juntamente com a mudança de permeabilidade causada pelo adensamento, pode causar problemas de trincamento e percolação descontrolada. Rejeitos na faixa granulométrica do silte podem apresentar eventos relacionados a adensamento primário e secundário, devendo ser avaliados em ensaios de adensamento (VICK, 1983).

Valores típicos de  $C_c$  (índice de compressão) para rejeitos arenosos estão entre 0,05 e 0,1 e para rejeitos finos estão entre 0,2 a 0,3. Já o coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) está entre 0,5 cm/s<sup>2</sup> a 100 cm/s<sup>2</sup> para areias e entre 10<sup>-4</sup> cm/s<sup>2</sup> e 10<sup>-2</sup> cm/s<sup>2</sup> para rejeitos finos (CAVALCANTE *et al.*, 2007).

## 2.2 CONTROLE DE PERCOLAÇÃO PELO MACIÇO DA BARRAGEM ATRAVÉS DA INSTALAÇÃO DE GBR-PS

O controle de percolação por qualquer maciço terroso pode ser realizado por meio da instalação de barreiras geossintéticas conforme exposto por Giroud e Bonaparte (1989), sendo prática adotada em barragens na Europa conforme relatado por Giroud (1985).

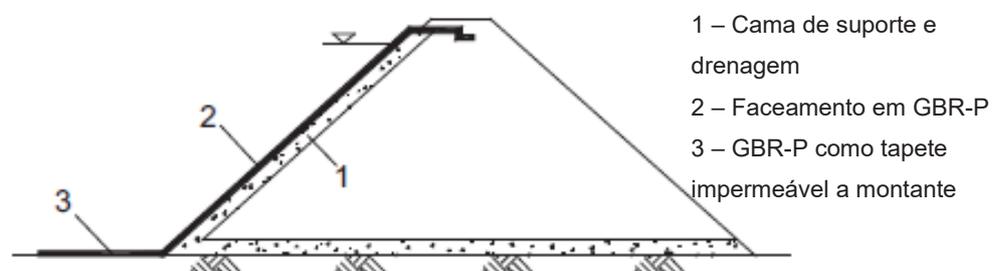
No caso específicos de barragens, a *International Commission on Large Dams* (ICOLD) fornece orientações quanto a projeto e instalação de GBR-PS em barragens de terra e enrocamento no *Bulletin* 135 (ICOLD, 2010), no *Bulletin* 78 (ICOLD, 1991), no *Bulletin* 38 (ICOLD, 1981) e *Bulletin* 39 (ICOLD, 1981). O *Bulletin* 78 prevê somente o faceamento impermeável com geomembrana, e é baseado nas orientações iniciais do *Bulletin* 38, com o diferencial de contemplar maiores

informações sobre durabilidade. Já o *Bulletin* 135, o mais recente, compila todas as informações já fornecidas nos *bulletins* anteriores adicionando o método de instalação de geomembranas no interior do maciço das barragens de terra e de CCR (concreto compactado a rolo) e concreto gravidade.

Segundo o *Bulletin* 135 (ICOLD, 2010), antes do começo de qualquer projeto de barragem com aplicação de GBR-P, ensaios para verificação das propriedades são necessários. Essas propriedades compreendem tensão de ruptura, parâmetros de interface, resistência ao estouro, resistência a agentes químicos, temperatura ou qualquer outra que se faça necessária. Apesar da normalização dos ensaios, deve-se atentar ao máximo para reprodução das mesmas condições esperadas em campo no ensaio, inclusive estado de tensões, granulometria e compacidade do material em contato, sob pena das propriedades índice determinadas em laboratório não serem representativas ao projeto. Os ensaios aplicáveis as GBR-Ps serão melhor abordados no tópico 2.3.

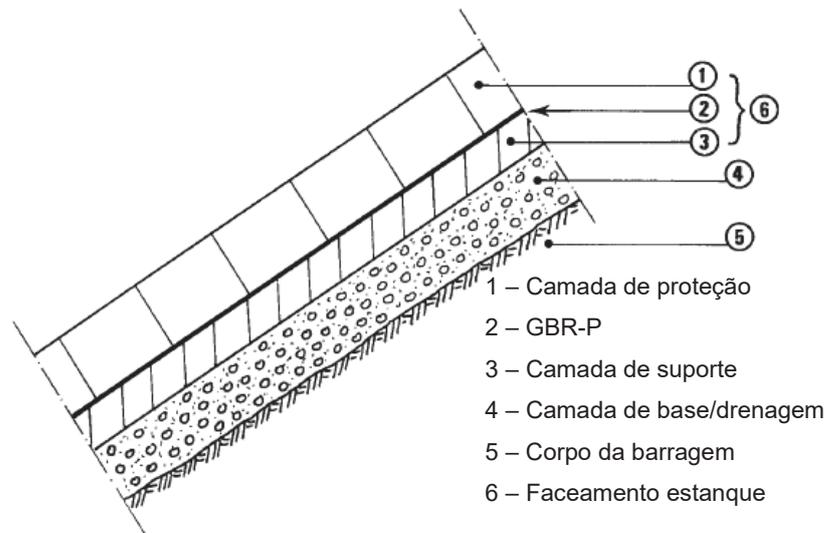
Ainda segundo o mesmo documento, o faceamento é uma técnica onde a GBR-P é aplicada na face de montante da barragem após a realização do alteamento total, ou seja, o corpo da barragem já está executado quando ocorre a instalação. Um arranjo típico de faceamento aparece na FIGURA 11. O faceamento é um sistema de camadas superpostas de solo, concreto, GBR-P, enrocamento, ou outras, com diferentes funções entre elas. Algumas são destinadas ao suporte, outras a estanqueidade e outras a proteção. O detalhe das camadas componentes de um faceamento é mostrado na FIGURA 12.

FIGURA 11 - ARRANJO DE FACEAMENTO



FONTE: Adaptado de ICOLD (2010)

FIGURA 12 - CAMADAS COMPONENTES DO FACEAMENTO

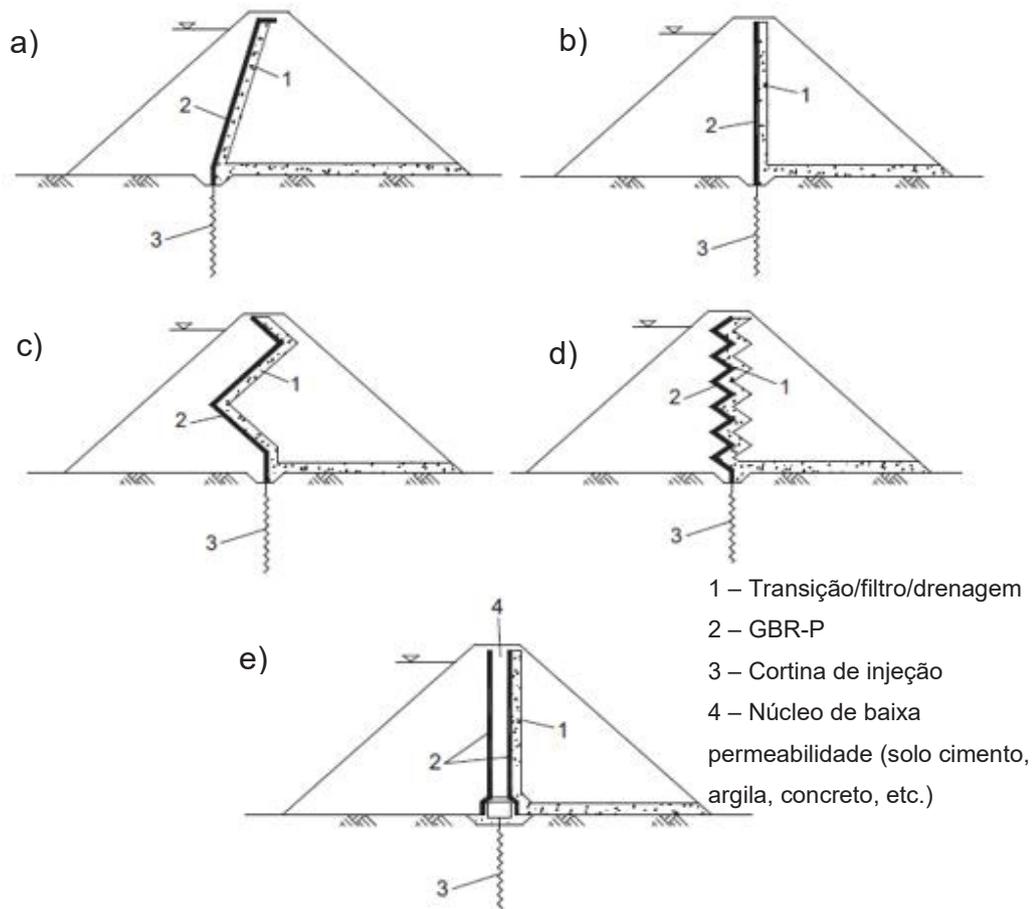


FONTE: Adaptado de ICOLD (1991)

A camada de base serve como transição entre o material do corpo da barragem e o sistema de estanqueidade, servindo como filtro e dreno para controle de eventual percolação e subpressão. A camada de suporte distribui as tensões de maneira mais uniforme sobre a barreira, além de protegê-la contra o estouro que pode ser provocado por eventual material granular ou saliências presentes na base, podendo ser esta camada um geotêxtil espesso de elevada gramatura. A GBR-P é o componente que dá efetiva estanqueidade ao sistema e a camada de proteção protege a GBR-P de perfurações ou rasgos e dos raios UV que degradam o polímero, podendo ser esta camada constituída de solo, blocos pré-fabricados de concreto, entre outros. As camadas de base e suporte podem ser fundidas se a granulometria do material utilizado atender tanto a casos de estouro e punção quanto a filtragem do material de aterro.

Outra forma de instalação prevista pelo *Bulletin* 135 é o chamado sistema interno, onde a GBR-P é instalada no interior do maciço terroso acompanhando os alteamentos. Formas típicas de instalação são mostradas na FIGURA 13.

FIGURA 13 - GBR-P INSTALADA INTERNAMENTE AO MACIÇO TERROSO a) INCLINADA b) VERTICAL c) EM ZIG-ZAG d) EM ZIG-ZAG e) GBR-P DUPLA COM CAMADA INTERMEDIÁRIA DE BAIXA PERMEABILIDADE



FONTE: Adaptado de ICOLD (2010)

A instalação internamente a barragem de forma contínua e vertical ou inclinada provoca problemas de estabilidade de taludes ao proporcionar superfícies com elevado potencial de ruptura além de não se adaptar as deformações do maciço da forma mais adequada, podendo rasgar ou formar dobras. A instalação formando um zig-zag tende a diminuir os problemas de estabilidade e se adequa muito melhor as deformações do maciço, acompanhando a evolução dos recalques. A instalação de camada dupla de GBR-P previne que na eventual falha da GBR-P primária o sistema perca sua estanqueidade além de permitir o uso de materiais bastante permeáveis nos espaldares (ICOLD, 2010).

Os componentes do sistema interno são basicamente os mesmos do sistema em faceamento e com as mesmas finalidades, sendo a camada de proteção dispensada pois a instalação no interior do maciço já protege a GBR-P.

Ainda consta no *Bulletin* 135 que as principais solicitações mecânicas provém do próprio reservatório, pela pressão hidrostática e pelas deformações do corpo da barragem. No seu dimensionamento, pode-se considera-la como não resistente a esforços de flexão, com propriedades tensão-deformação no plano lineares ou não lineares e isotrópicas ou anisotrópicas (dependendo do polímero da GBR-P e do modelo conceitual de cálculo), e dependentes do tempo devido ao creep provocado pela tensão constante quando grandes deformações são esperadas, e ainda que as propriedades de interface dependem dos materiais em contato, do teor de umidade e em alguns casos do tempo de carregamento.

Porém, o principal ponto destacado no *Bulletin* é que, na maioria dos casos, o ponto determinante da estabilidade dos taludes é o fator de segurança nas interfaces não só entre GBR-P e outros materiais, mas como entre todas as interfaces existentes no sistema, independente do material. Assim, todas as interfaces com potencial de ruptura devem ser verificadas quanto a estabilidade.

Cuidados devem ser tomados quanto a deformações diferenciais em vales muito encaixados e principalmente em contatos com estruturas de concreto quando da ancoragem da GBR-P nessa estrutura ou muito próximo dela, pois pode ocorrer o rompimento por tração devido as solicitações causadas pelas deformações. Prever folgas e evitar que a GBR-P seja ancorada de forma que propicie solicitação quando ocorre a deformação diferencial são medidas mitigadoras desse efeito (ICOLD, 1981).

Outro ponto é a manutenção da estanqueidade do sistema, seja ele interno ou de faceamento. Cuidados como a adoção de materiais em contato com a GBR-P com granulometria que a proteja e que sejam devidamente projetados para as solicitações evitarão o estouro, a punção, o escoamento, perfurações de impacto ou sucção e rasgo pelo vento. Isso, aliado ao controle executivo, à realização de emendas com cuidado e ensaios para controle de qualidade das emendas manterão a estanqueidade do sistema intacta (ICOLD, 1981). No *Bulletin* 78 (1991) é apresentado o caso de exumação e ensaios de GBR-P da barragem de Contrada Sabetta (Itália) construída em 1959 e onde mesmo após 20 anos de operação, a GBR-P ainda possui as mesmas propriedades ensaiadas em laboratório que possuía em sua instalação.

Sistemas de controle de percolação em barragens através de barreiras geossintéticas, sejam eles internos ou de faceamento, reduzem a perda de água por

percolação pelo maciço da barragem e permitem a utilização de materiais mais permeáveis de granulometria mais grossa, portanto, são excelente opção para redução dessas perdas d'água e permitem utilizar solos locais de maior permeabilidade quando da inexistência de jazida próxima de material requerido de menor permeabilidade (GIROUD, 1985).

Por fim, o *Bulletin* 135 ainda coloca que em 2010, de 183 barragens com aplicação de barreira geossintética, somente 20 eram com o sistema interno, mostrando que a maior parte dos sistemas de controle de percolação com barreira geossintética ainda são os de faceamento, e que os sistemas de instalação interna necessitam de mais informação detalhada sobre projeto e casos de obra para ampla adoção entre os projetistas.

### 2.3 BARREIRAS GEOSSINTÉTICAS POLIMÉRICAS (GBR-P)

Geossintético, segundo a NBR ISO 10318-1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2018), é um termo genérico designando um produto no qual ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, se apresentando na forma de manta, tira, ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações da engenharia geotécnica e civil.

Na mesma norma, estão listados diferentes tipos de geossintéticos com diferentes finalidades. Um dos geossintéticos listados e que tem função de prevenir a migração de fluidos no solo são as barreiras geossintéticas poliméricas (GBR-P), comumente chamadas de geomembranas. Uma bobina de GBR-P de PVC (policloreto de vinila) é apresentada na FIGURA 14.

GBR-Ps constituem-se em membranas poliméricas flexíveis de baixíssima permeabilidade (da ordem de  $10^{-14}$  m/s), dessa forma prevenindo e bloqueando a migração de fluidos no solo, sejam eles líquidos ou gases. Elas podem ser fabricadas com diferentes tipos de polímeros, porém os mais utilizados são o PEAD (polietileno de alta densidade) e o PVC (policloreto de vinila), sendo fornecidas na forma de bobinas ou painéis. As GBR-Ps de PVC são mais flexíveis e as de PEAD mais rígidas (VILAR *et al.*, 2015).

FIGURA 14 - BOBINA DE GEOMEMBRANA DE PVC



FONTE: O autor (2019)

Propriedades da GBR-P relevantes e necessárias ao dimensionamento são a sua resistência a tração, propriedade que pode ser obtida segundo os ensaios regidos pelas normas ABNT NBR ISO 37, ABNT NBR ISO 527 ou ABNT NBR ISO 1421, e o seu ângulo de atrito ( $\delta$ ) e adesão ( $c_a$ ) na interface com o solo, que podem ser obtidos por meio dos ensaios regidos pelas normas ABNT NBR ISO 12957-1 e ABNT NBR ISO 12957-2. Maior tratamento para a adesão e ângulo de atrito de interface entre GBR-Ps e solo será dado no item 2.3.1.

Outras propriedades que podem ser necessárias ao dimensionamento são a resistência ao puncionamento e a resistência a rasgos, principalmente quando elas são instaladas sobre material excessivamente granular com arestas agudas ou resíduos e em locais de difícil manuseio e/ou com fortes ventos. Essas duas propriedades são obtidas de acordo com as normas ASTM D 4833 e ASTM D 1004 respectivamente.

O dimensionamento da instalação de uma GBR-P envolve a estabilidade do maciço onde ela foi instalada, tensões devidas ao peso próprio, tensões causadas por recalques, tensões causadas por dilatação térmica, tracionamento devido ao arraste e ancoragem da barreira. Todos podem ser feitos utilizando a resistência a tração e  $\delta$  e  $c_a$ , sendo que nem todos os dimensionamentos são necessários em toda e qualquer instalação, cabendo ao projetista identificar os esforços solicitantes. Resistência ao puncionamento e a rasgos devem ser avaliados em cada situação de instalação, sendo que do ponto de vista prático, a instalação da GBR-P sobre um

geotêxtil espesso de elevada gramatura ou sobre material não anguloso soluciona os problemas quanto a puncionamento (SHARMA; LEWIS, 1994).

Os parâmetros de resistência da interface ( $\delta$  e  $c_a$ ) são comumente menores dos que os parâmetros de resistência ( $\phi$  e  $c$ ) do solo, sendo que a resistência ao cisalhamento de pico de interface, segundo Vilar *et al.* (2015), é obtida para baixíssimas deformações, sendo os parâmetros de interface residuais bastante reduzidos. Ainda conforme os autores, uma forma de aumentar esses parâmetros é através das barreiras geossintéticas poliméricas texturizadas. A textura aplicada deixa a superfície mais rugosa, aumentando os parâmetros de ângulo de atrito de interface e adesão. O aspecto de uma geomembrana texturizada é apresentada na FIGURA 15.

FIGURA 15 - BARREIRA GEOSSINTÉTICA POLIMÉRICA TEXTURIZADA



FONTE: O autor (2019)

Palmeira (2018), aborda um importante aspecto sobre GBR-Ps, que é a fissuração por tração constante (*stress cracking*). O *stress cracking* é a ruptura ou fissuração sob tensão constante inferior a resistência a tração da GBR-P. As GBR-Ps de PEAD são muito mais suscetíveis a esse fenômeno por serem mais rígidas. A fissuração por tensão constante pode fazer com que a GBR-P perca totalmente sua função de impermeabilização a longo prazo.

Ainda conforme colocado pelo autor, fatores que desencadeiam essa fissuração são a exposição a variações de temperatura, presença de ranhuras e arranhões, superposição de emendas com solda por extrusão e principalmente deformações concentradas. Deformações concentradas tem alta probabilidade de desencadearem processos de fissuração por tração constante e são exemplificadas

em GBR-Ps principalmente por dobras em ângulos agudos, com pequenos raios de dobra, formando arestas proeminentes.

A verificação do *stress cracking* ocorre pela norma ASTM D 5397, mas do ponto de vista prático, pode evitar-se o fenômeno instalando a GBR-P com folga para compensar retrações térmicas, executar-se emendas uniformes para evitar concentração de tensões, adotar-se uma boa composição da GBR-P em termos de polímero e aditivo para que ela seja o menos suscetível possível ao fenômeno e prever uma geometria de instalação que não propicie dobras agudas e em raios pequenos (VILAR *et al.*, 2015).

Além da instalação da GBR-P de forma a se evitar o *stress cracking*, a durabilidade da GBR-P está intimamente ligada à sua proteção mecânica e do ataque de raios UV e oxidação. Ações mecânicas como cortes ou rasgos provocados acidentalmente ou por vandalismo fazem com que a função impermeabilizante da GBR-P seja perdida instantaneamente e alterações na sua cadeia polimérica causadas pelos raios UV e oxidação tendem a alterar o desempenho a longo prazo.

Os efeitos a longo prazo se traduzem em enrijecimento da GBR-P, gerando aumento da resistência a ruptura com redução da deformação correspondente, e modificações das suas características de transmissividade e permeabilidade. Aditivos antioxidantes e o negro de fumo são adicionados na composição das GBR-Ps afim de reduzir os problemas de degradação por raios UV e oxidação, mas as principais defesas contra esses agentes e contra ações mecânicas de qualquer natureza são o solo de cobertura ou instalação no interior do maciço de solo. Essa medida evita a exposição a luz solar (principal fonte de raios UV), reduz a exposição ao oxigênio do ar e protege de ações mecânicas. Outra contribuição dessa camada ou instalação é ainda a manutenção de temperatura mais amena, pois não ocorrendo incidência direta de luz solar a temperatura máxima atingida na GBR-P não é tão elevada, evitando a degradação por altas temperaturas (PALMEIRA, 2015).

Porém, a necessidade da execução de uma camada de cobertura ou instalação no interior do maciço terroso compactado requerem que cuidados especiais no dimensionamento dos taludes com GBR-Ps sejam tomados. Como já colocado anteriormente, os parâmetros de resistência na interface são reduzidos em relação aos do solo, mesmo em GBR-Ps texturizadas, e isso propicia uma superfície

potencial de ruptura. Porém, o correto dimensionamento desses taludes e superfícies íngremes levando em conta os parâmetros de interface impede que problemas de instabilidade ocorram (VILAR *et al.*, 2015).

Um último aspecto relevante são as emendas em GBR-Ps. Devido à limitação de dimensões para fornecimento das bobinas e painéis, a instalação necessita que emendas sejam realizadas, sendo essa operação de total importância para o funcionamento da barreira como um todo. Devido a baixíssima permeabilidade, o que comandará o desempenho do sistema são as fugas e vazamentos e não a permeabilidade, sendo a principal fonte de vazamentos em GBR-Ps não danificadas as falhas em emendas (FERREIRA, 2014).

Segundo Vilar *et al.* (2015), de forma geral, os métodos de soldagem se baseiam ou em processos térmicos ou em processos químicos de derretimento ou amolecimento para solda das faces.

Ainda de acordo com os autores, GBR-Ps de PEAD são unidas por processos térmicos de cunha quente ou extrusão de material fundido de mesma composição (soldas térmicas), e GBR-Ps de PVC podem também ser soldadas pelos processos já apresentados ou serem soldadas com utilização de solvente (fusão/solda química).

No processo de cunha quente, uma cunha metálica aquecida é passada sobre a face a ser soldada e em seguida um mecanismo de pressão na forma de rolos complementa o processo. Podem ser soldadas uma ou duas emendas, servindo as duas emendas para verificação da eficiência da solda por teste com aplicação de ar comprimido no espaço formado entre as duas emendas. Uma alternativa a cunha metálica para esse tipo de solda é a sopragem de ar quente, que produz o mesmo resultado.

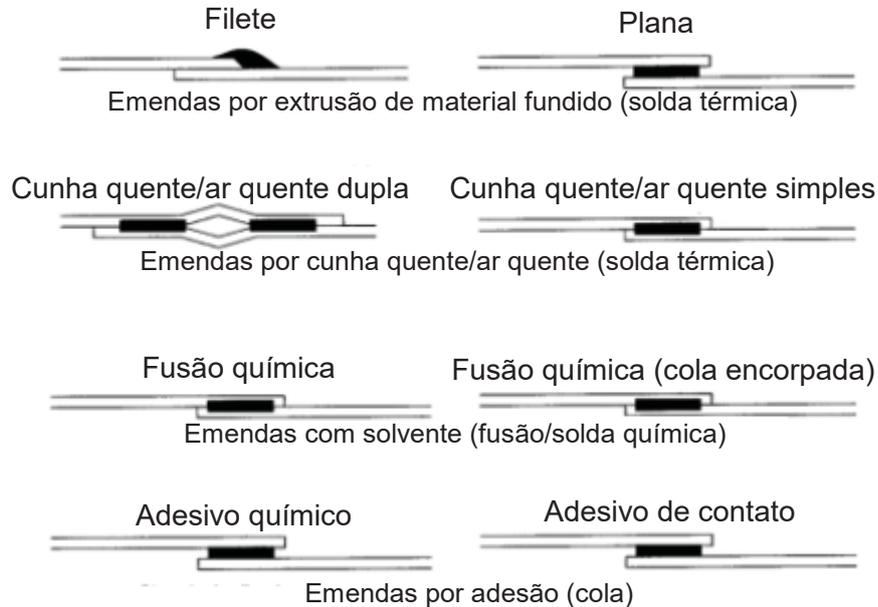
Já no processo de extrusão, uma porção derretida do polímero é extrudada e colocada na junção ou entre a superposição das faces a serem soldadas. O polímero aquecido derrete as GBR-Ps na região de aplicação e após o resfriamento as duas estão soldadas.

A utilização de solvente (fusão/solda química) ocorre com pincelamento ou aspersão de solvente nas faces a serem soldadas com posterior aplicação de pressão com rolos sobre a emenda para que se complete a união.

Koerner (1998) traz mais opções de soldagem para GBR-Ps de PVC, que são os adesivos, colas químicas ou colas de contato.

Na FIGURA 16 estão os diferentes tipos de soldagem bem como a forma como ocorre o contato entre as faces soldadas e a posição da solda.

FIGURA 16 - TIPOS DE EMENDAS EM GBR-P E FORMA DE SOLDAGEM



FONTE: Adaptado de Koerner (1998)

A resistência da emenda deve ser igual ou superior à da GBR-P e testes de campo e laboratório que verificam a estanqueidade e resistência da emenda devem ser feitos. Para testes de laboratório, a ASTM D 6392 e ASTM D 4437 especificam as condições de ensaio, para testes de campo a ASTM D 6747 estabelece as diretrizes para escolha de técnica elétrica baseada no aumento do potencial elétrico em regiões de furos ou rasgos, e uma discussão sobre variados métodos pode ser encontrada em Ferreira (2014).

Disposições gerais sobre a instalação de geomembranas podem ser consultadas em IGSR GM 01/03.

### 2.3.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface barreira geossintética polimérica/solo

Barreiras geossintéticas instaladas em maciços terrosos que propiciem, através da força da gravidade ou outras, possibilidade de deslizamento do solo

sobre a GBR-P ou da GBR-P sobre o solo de base necessitam que análises de estabilidade englobando a superfície definida pela GBR-P sejam realizadas.

Essas análises são, na maioria das vezes, realizadas por métodos de equilíbrio limite (MEL), que geralmente utilizam para cálculo das forças resistentes o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Nas interfaces entre GBR-Ps e solo o critério de ruptura é definido em termos de adesão ( $c_a$ ) e ângulo de atrito de interface ( $\delta$ ), que são equivalentes aos parâmetros de coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\varphi$ ) do critério de Mohr-Coulomb, sendo esses parâmetros ( $c_a$  e  $\delta$ ) definidos em laboratório geralmente pelo ensaio de arrancamento em aparelho de cisalhamento direto (ABNT NBR ISO 12957-1) ou em ensaio de plano inclinado (ABNT NBR ISO 12957-2) conforme já mencionado anteriormente. A resistência ao cisalhamento na interface para determinado nível de tensão normal é dado pela EQUAÇÃO 2.

$$s = c_a + \sigma \operatorname{tg} \delta \quad \text{EQUAÇÃO 2}$$

Os parâmetros podem ser dados ainda em função de sua eficiência ( $E$ ) em relação ao ângulo de atrito e/ou coesão do solo, conforme segue, estabelecendo uma relação de proporcionalidade entre os parâmetros de resistência do solo e da interface solo/GBR-P.

$$E_a = \frac{c_a}{c} \quad \text{EQUAÇÃO 3}$$

$$E_\delta = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi} \quad \text{EQUAÇÃO 4}$$

Markou e Evangelou (2018) realizaram ensaios de cisalhamento direto com sete diferentes tipos de GBR-Ps, sendo seis lisas e uma texturizada, em interface com duas areias, uma de grãos arredondados e uma de grãos sub-angulares, e com um solo coesivo com frações quase equivalentes de areia, silte e argila.

As GBR-Ps ensaiadas foram fabricadas com os seguintes polímeros: PVC + PET (policloreto de vinila + tereftalato de polietileno), PVC, EPDM (etileno, propileno,

dieno e metileno), TPO/FPA (poliolefinas termoplásticas/liga flexível de polipropileno), VLDPE (polietileno de muito baixa densidade), HDPE-S (polietileno de alta densidade – liso) e HDPE-T (polietileno de alta densidade – texturizado). Os ensaios realizados obedeceram as normas ASTM D5321 e EN ISO 12957-1.

As areias utilizadas no ensaio possuem praticamente a mesma distribuição granulométrica, ambas com  $D_{m\acute{a}x} = 0,85$  mm,  $D_{50} = 0,71$  mm e  $D_{min} = 0,60$  mm, com classificação SP (areia mal graduada) pelo SUCS (sistema unificado de classificação de solos). A areia de grãos sub-angulares possui  $\phi = 47^\circ$  e a de grãos arredondados possui  $\phi = 36^\circ$ , ambas sem coesão. O solo coesivo é classificado como CL (argila de baixa compressibilidade) pelo mesmo sistema, possuindo índice de plasticidade igual a 27 e  $c = 72$  kPa e  $\phi = 17^\circ$ . Os resultados do estudo em termos de eficiência para cada GBR-P são apresentados na TABELA 2 para o solo granular e na TABELA 3 para o solo coesivo.

TABELA 2 - VALORES DE EFICIÊNCIA DE ÂNGULO DE ATRITO NA INTERFACE SOLO/GBR-P PARA AREIAS DE GRÃOS ARREDONDADOS E DE GRÃOS SUB-ANGULARES

GBR-P	Areia de grãos arredondados	Areia de grãos sub-angulares
	$E_\phi$ (%)	$E_\phi$ (%)
PVC+PET	82,1	80,7
PVC	73,7	77,7
EPDM	77,4	86,4
TFO/FPA	68,2	62,4
VLDPE	59,2	62,0
HDPE-S	42,0	59,3
HDPE-T	66,0	69,4

FONTE: Adaptado de Markou e Evangelou (2018)

Seus resultados mostram que, para GBR-P texturizada, os parâmetros de resistência de interface são 50% maiores em média para solos granulares. Além disso, a envoltória de ruptura para solos granulares pode ser satisfatoriamente representada por uma reta, com adesão igual a zero e com ângulo de atrito de interface sempre menor do que o ângulo de atrito interno do solo. Por esse fato os resultados apresentados não dependem do nível de tensões aplicado, visto que a natureza da sollicitação é sempre drenada para esses casos.

TABELA 3 - VALORES DE EFICIÊNCIA DE ÂNGULO DE ATRITO E ADESÃO NA INTERFACE SOLO/GBR-P PARA SOLO COESIVO

GBR-P	Tensão normal: 50 kPa		Tensão normal: 250 kPa		Tensão normal: 500 kPa	
	Ec <sub>a</sub> (%)	E <sub>φ</sub> (%)	Ec <sub>a</sub> (%)	E <sub>φ</sub> (%)	Ec <sub>a</sub> (%)	E <sub>φ</sub> (%)
PVC+PET	1,3	172,5	33,0	122,9	131,9	60,8
PVC	0,7	148,7	18,2	121,3	72,9	87,0
EPDM	0,8	165,1	20,8	133,7	83,3	94,5
TFO/FPA	1,6	194,9	40,2	134,4	160,8	58,7
VLDPE	11,0	159,9	34,3	123,3	107,2	77,6
HDPE-S	15,2	152,2	45,2	105,2	139,0	46,3
HDPE-T	28,4	159,0	83,4	72,7	-	-

FONTE: Adaptado de Markou e Evangelou (2018)

Para solos coesivos, a envoltória de ruptura já não é satisfatoriamente representada por uma reta. Uma mudança continua no comportamento de interação solo/GBR-P atribuída a transição progressiva de condição drenada no começo do cisalhamento para condição não drenada explica esse fato, sendo esse fenômeno dependente do nível de tensões aplicado. Observa-se que, para tensões normais crescentes, a eficiência do ângulo de atrito de interface cai e a eficiência da adesão aumenta, caracterizando a mudança da natureza de solicitações drenadas para não drenadas progressivamente. Diante disso, o autor coloca que para solos coesivos, a velocidade de cisalhamento imposta, o nível de tensões atuante e a deformação máxima esperada na GBR-P em campo devem ser reproduzidos em laboratório para que os resultados sejam representativos. A adoção de uma envoltória não linear, aproximada por um polinômio interpolador, é satisfatória para representar o comportamento de ruptura real da interface.

Como orientações gerais, os autores colocam que o tipo de GBR-P, sua textura, sua dureza (mais macia ou mais rígida), o formato dos grãos do solo granular (angular ou redondo) e a natureza de solicitações na interface de solos coesivos (drenada ou não drenada) interferem nos parâmetros, devendo todos esses fatores serem avaliados em projeto.

Já Monteiro *et al.* (2013) realizaram ensaios com solo granular em testes de plano inclinado com GBR-P de PVC e PEAD, com a GBR-P de PEAD lisa e texturizada, observando que para solos granulares, o grau de saturação não interfere nos parâmetros de interface de forma significativa e confirmaram a

condição de carregamento drenado, e, além disso, para a GBR-P de PVC, que é mais flexível, fenômeno de falha progressiva foi observado, sendo que a GBR-P de PEAD, que é mais rígida, não apresenta tal fenômeno. Na GBR-P de PEAD texturizada todos os parâmetros de resistência de interface foram superiores aos da GBR-P lisa, conforme esperado.

Conforme já mencionado anteriormente, Vilar *et al.* (2015) colocam que os parâmetros de interface de pico são obtidos para pequenas deformações e que os parâmetros residuais são muito reduzidos, o que é claramente observado nos ensaios realizados por Markou e Evangelou (2018) e por Feng e Cheng (2014), com deformações menores do que 5 mm, ou 2 mm no caso de GBR-Ps texturizadas, para que se atingisse parâmetros de pico, com a deformação para parâmetros de pico diminuindo com o aumento de tensões. Também foi evidente o comportamento de *strain softening* em todos os ensaios, chegando a parâmetros residuais de 50% dos parâmetros de pico em alguns casos, demonstrando que o nível de deformação esperado em campo é de suma importância, pois para grandes deformações, parâmetros de pico são ultrapassados com facilidade.

## 2.4 ANÁLISES DE FLUXO

### 2.4.1 Água no solo

Conforme já abordado em tópicos anteriores, a forma como a água interfere nas tensões do solo e o comportamento de seu fluxo através do mesmo é de extremo interesse em problemas de geotecnia, porque na maioria das situações, grande parte dos vazios do solo é preenchido parcial ou totalmente por ela (LAMBE; WHITMAN, 1969).

A poropressão gerada pela água interfere diretamente em problemas de estabilidade e resistência do solo, pois ela diminui a tensão efetiva, que é a parcela de tensão que dá resistência ao solo de fato (MASSAD, 2010). A poropressão que a água gera, para situações hidrostáticas, pode ser determinada conhecendo-se a posição da linha freática no maciço de interesse e sua magnitude é calculada através da profundidade e peso específico, o que torna fácil sua determinação e consideração em problemas geotécnicos. Para situações de fluxo através do solo, ela é calculada a partir dos conceitos de carga piezométrica e perda de carga no

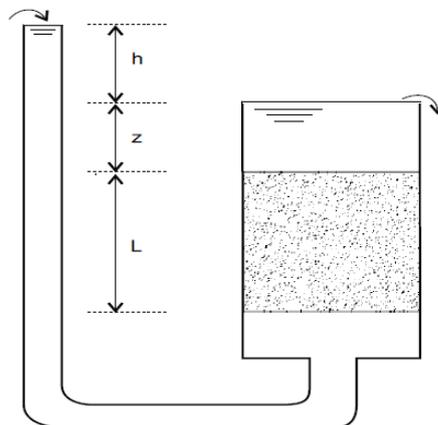
solo, conceitos estes um pouco mais complexos mas ainda de fácil consideração (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Outro fator fundamental da interação entre a água e o solo é a condutividade hidráulica. Ela está ligada diretamente a vazão que escoar pelo solo em uma determinada seção e a perda de carga no mesmo (MASSAD, 2010).

#### 2.4.1.1 Condutividade hidráulica do solo

Darcy, através de um permeâmetro como o da FIGURA 17, estabeleceu de forma experimental em 1850 como os diferentes fatores geométricos influenciam na vazão de água através de uma amostra de solo com seção e espessura conhecidas, culminando com a determinação de uma equação que relaciona todos os parâmetros, que ficou conhecida como equação de Darcy (PINTO, 2006). A equação de Darcy está expressa na EQUAÇÃO 5, em que  $Q$  é a vazão de percolação,  $k$  é o coeficiente de condutividade hidráulica,  $L$  é a altura da amostra de solo no permeâmetro,  $h$  é a carga piezométrica e  $A$  é a área da seção da amostra de solo.

FIGURA 17 - PERMEÂMETRO



FONTE: Adaptado de Pinto (2006)

$$Q = k \frac{h}{L} A$$

EQUAÇÃO 5

Na EQUAÇÃO 5, a relação  $h/L$  recebe o nome de gradiente hidráulico, representado pela letra  $i$ . Substituindo-se  $h/L$  por  $i$  na equação de Darcy tem-se a EQUAÇÃO 6.

$$Q = k i A$$

EQUAÇÃO 6

Dividindo-se a vazão pela área, chega-se a velocidade da água na saída da amostra de solo. Essa velocidade é chamada de velocidade de percolação, ou  $v$ . Substituindo-se  $Q/A$  na EQUAÇÃO 6 por  $v$ , a equação de Darcy fica como indicado na EQUAÇÃO 7.

$$v = k i$$

EQUAÇÃO 7

A partir da EQUAÇÃO 7, verifica-se que o coeficiente de condutividade hidráulica indica a velocidade de percolação para um gradiente ( $i$ ) igual a 1. O coeficiente de condutividade hidráulica é referido geralmente em m/s em potências de 10, pois interessa muito mais a sua ordem de grandeza do que o valor numérico (PINTO, 2006).

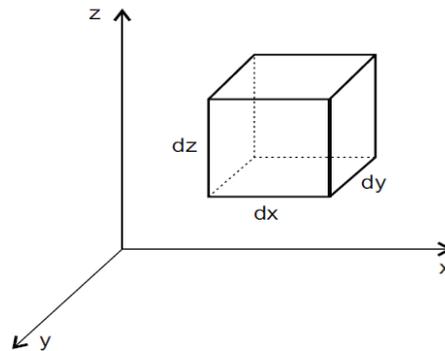
#### 2.4.2 Fluxo tridimensional e a equação de Laplace

Na prática, o fluxo no solo dificilmente é unidimensional ou bidimensional, mas sim tridimensional (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Para fluxos tridimensionais se faz necessário o estudo de um elemento de solo como o da FIGURA 18, submetido a um fluxo nas três direções.

Decompondo o fluxo nas três direções e considerando o fluxo total a somatória desses três fluxos, admitindo-se ainda um coeficiente de condutividade hidráulica diferente nas três direções e que  $h$  é a carga total no centro do elemento de dimensões  $\partial x$ ,  $\partial y$  e  $\partial z$ , temos que o gradiente na direção  $x$  é dado pela EQUAÇÃO 8 (LAMBE; WHITMAN, 1969).

FIGURA 18 - ELEMENTO DE DIMENSÕES dx, dy e dz



FONTE: Adaptado de Pinto (2006)

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x}$$

EQUAÇÃO 8

Como o gradiente é variável na direção x, ele fica:

$$\frac{\partial i_x}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$$

EQUAÇÃO 9

Na face de entrada da direção x, o gradiente é exposto pela EQUAÇÃO 10.

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) \left( -\frac{dx}{2} \right)$$

EQUAÇÃO 10

Já a vazão na face de entrada pela lei de Darcy é:

$$q_E = k_x \left( \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \frac{dx}{2} \right) dy dx$$

EQUAÇÃO 11

Analogamente, a vazão na face de saída é expressa por:

$$q_s = k_x \left( \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \frac{dx}{2} \right) dy dx \quad \text{EQUAÇÃO 12}$$

Assim, a diferença de vazão de entrada e saída no elemento na direção x fica:

$$q_s - q_E = k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx dy dz \quad \text{EQUAÇÃO 13}$$

A vazão de entrada e saída nas outras duas faces (y e z) é definida da mesma maneira.

Como não há variação de volume do elemento devido ao fluxo de acordo com a lei da conservação de massa, a mesma vazão que ingressa no elemento também escoar do elemento no mesmo intervalo de tempo. Assim, se somarmos a diferença de entrada e saída de vazão em todas as direções, ela fica nula (LAMBE; WHITMAN, 1969).

$$\left( k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz = 0 \quad \text{EQUAÇÃO 14}$$

Sendo os fatores  $\partial x$ ,  $\partial y$  e  $\partial z$  não nulos, e, admitindo-se fluxo bidimensional sem percolação na direção y, temos:

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

A EQUAÇÃO 15 é a equação básica do fluxo bidimensional, conforme demonstrado. E, se admitirmos ainda que a permeabilidade seja isotrópica, com o coeficiente de condutividade hidráulica igual nas direções x e z, a equação fica:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{EQUAÇÃO 16}$$

A EQUAÇÃO 16 é uma equação de Laplace. Os coeficientes do primeiro membro indicam as variações de gradiente nas diferentes direções, e o segundo membro, que é nulo, indica que essas variações se contrabalanceiam, ou seja, uma variação positiva de gradiente na direção  $x$ , é contrabalanceada por uma variação de mesma intensidade, mas negativa, na direção  $z$  (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Sendo a equação básica do fluxo bidimensional uma equação de Laplace, fica evidente que é possível a resolução de problemas de fluxo de água no solo segundo um plano, que é o caso das seções de barragens de terra ou rejeito.

Essa simplificação de fluxo tridimensional para fluxo bidimensional facilita o estudo do fenômeno e o cálculo de vazões, gradientes, forças de percolação e poropressões tanto por meio de redes de fluxo quanto principalmente por simulações numéricas bidimensionais através do método dos elementos finitos por exemplo.

#### 2.4.2.1 Anisotropia de permeabilidade

Os coeficientes de condutividade hidráulica na direção horizontal e vertical dificilmente são iguais. Isso se deve porque a condutividade hidráulica está intimamente ligada ao arranjo dos grãos de solo em uma ou outra direção, principalmente quando se tem uma fração de finos elevada. Em aterros compactados em que o material é um solo fino, como uma argila compactada no corpo de uma barragem de terra, o coeficiente na direção horizontal tende a ser maior que o coeficiente na direção vertical porque a compactação orienta a maior dimensão das partículas de argila na direção horizontal, propiciando assim maior facilidade de percolação da água nessa direção (MASSAD, 2010).

Para estudo do solo com anisotropia de permeabilidade, a equação de Laplace não se faz mais válida e deve-se utilizar uma transformação do problema, alterando-se a escala na direção horizontal, ou seja, na direção  $x$  definida anteriormente, para que se tenha uma solução em que a equação de Laplace seja válida. A transformação de escala na direção  $x$  ( $x_T$ ) é dada pela EQUAÇÃO 17 (LAMBE; WHITMAN, 1969).

$$x_T = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

EQUAÇÃO 17

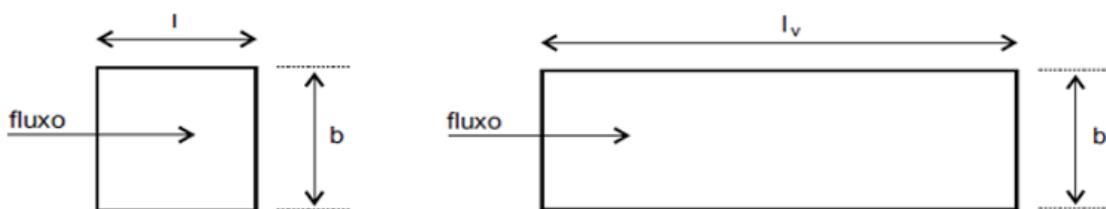
A transformação reduz a distância horizontal real, e, ao substituirmos a dimensão transformada em relação ao eixo x e a abscissa x pela abscissa  $x_T$  na EQUAÇÃO 16, já deduzida anteriormente, temos a EQUAÇÃO 18.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\left(\frac{k_x}{k_z}\right)\left(\frac{k_x}{k_z}\right)\partial x_T^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x_T^2} = 0$$

EQUAÇÃO 18

A EQUAÇÃO 18 é novamente uma equação de Laplace, permitindo o cálculo dos gradientes hidráulicos, das cargas e das forças de percolação. Para o cálculo da vazão, é necessário adotar um coeficiente de condutividade hidráulica equivalente, chamado de  $k_E$ . Considerando um elemento quadrado de lados b e l iguais, e um elemento retangular de lados b e  $l_v$ , com  $l_v$  maior do que b conforme a FIGURA 19, temos que a vazão na seção transformada é dada pela EQUAÇÃO 19 e a vazão na seção verdadeira é dada pela EQUAÇÃO 20 (PINTO, 2006).

FIGURA 19 - ELEMENTO EM ESCALA TRANSFORMADA E NATURAL



FONTE: Pinto (2006)

$$q_T = k_E \frac{\Delta h}{l} b = k_E \Delta h$$

EQUAÇÃO 19

$$q_V = k_x \frac{\Delta h}{l_v} b = k_x \frac{\Delta h}{\left(\frac{k_x}{k_z}\right)^{0,5} l} b = k_x \frac{\Delta h}{\left(\frac{k_x}{k_z}\right)^{0,5}}$$

EQUAÇÃO 20

Como a vazão é igual para as seções verdadeira e transformada, iguala-se a Equação 15 a Equação 16 e isola-se  $k_E$ :

$$k_E = k_x \left( \frac{k_z}{k_x} \right)^{0,5} = \sqrt{k_x k_z} \quad \text{EQUAÇÃO 21}$$

Verifica-se que o coeficiente de condutividade hidráulica equivalente é a média geométrica dos coeficientes vertical e horizontal.

Com o coeficiente de permeabilidade equivalente e carga piezométrica conhecidos calcula-se a vazão pela Equação de Laplace.

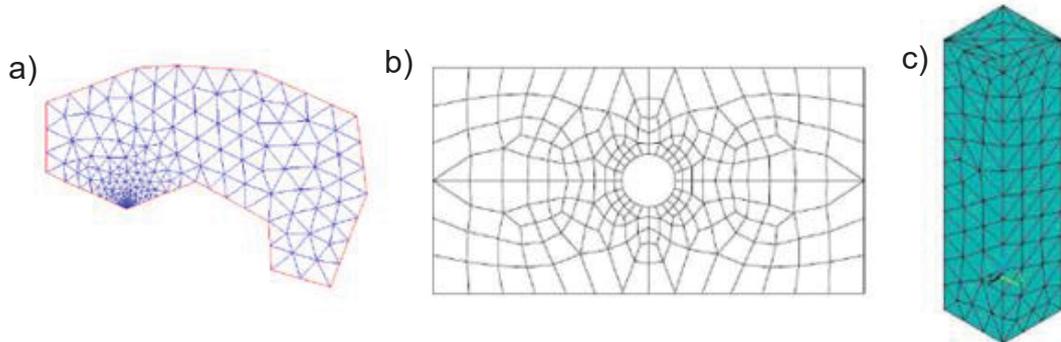
#### 2.4.3 Fluxo bidimensional de água no solo através de simulações numéricas pelo método dos elementos finitos

Segundo Martha (1994), o fluxo em meios porosos pode ser simulado resolvendo-se a equação diferencial parcial governante por métodos numéricos, através da discretização em elementos finitos.

A aplicação do método envolve seis passos: discretização do domínio em elementos finitos, seleção de uma função para descrever como a variável primária varia dentro de um elemento, definição da equação diferencial parcial governante, derivação de equações lineares que satisfaçam a equação diferencial parcial governante dentro de cada elemento (equações dos elementos), montagem das equações do elemento em um conjunto global de equações modificado para os limites e condições de contorno e a solução das equações globais (GEOSLOPE, 2017).

A discretização da geometria em elementos finitos consiste em dividir a seção simulada em elementos menores, os elementos finitos, gerando uma malha. A malha não necessita ser estruturada e regular, logo, podem ser utilizados elementos quadrados, retangulares ou triangulares, dispostos da forma que mais se adequem a geometria simulada (MARTHA, 1994). Geometrias bidimensionais aproximadas por elementos triangulares e por elementos quadrilaterais e uma geometria tridimensional aproximada por elementos tetraédricos podem ser observados na FIGURA 20 a), b) e c) respectivamente.

FIGURA 20 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS COM a) GEOMETRIA BIDIMENSIONAL APROXIMADA POR ELEMENTOS TRIANGULARES, b) GEOMETRIA BIDIMENSIONAL APROXIMADA POR ELEMENTOS QUADRILATERAIS E c) GEOMETRIA TRIDIMENSIONAL APROXIMADA POR ELEMENTOS TRIANGULARES



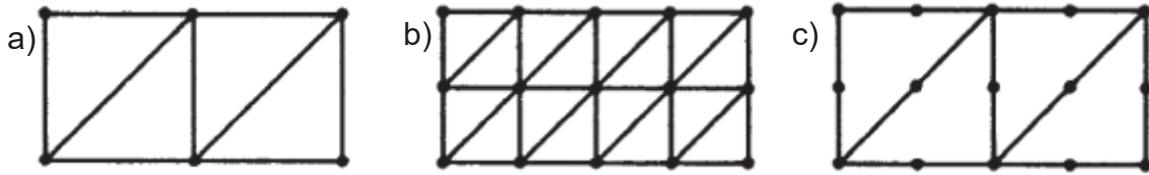
FONTE: Adaptado de Martha (1994)

A malha utilizada é de suma importância, pois do seu refinamento depende o grau de aproximação da solução exata. A malha de elementos pode ser refinada através da inserção de mais elementos ou do aumento do número de nós de cada elemento, além daqueles existentes nos seus vértices (MARTHA, 1994).

Existem três formas de refinamento da malha. A primeira se dá pela diminuição do tamanho dos elementos, chamado de refinamento do tipo h, a segunda se dá pela inclusão de mais nós, colocando um nó no meio da aresta formada por dois nós já existentes por exemplo, chamado de refinamento tipo p, e o terceiro tipo se dá pela migração de nós para uma região mais crítica onde se queira saber de forma mais precisa o comportamento, tornando a malha mais densa nessa região mas mantendo o mesmo grau de liberdade e a ordem dos polinômios de cada elemento, sendo esse refinamento chamado de refinamento do tipo r (MARTHA, 1994). Na FIGURA 21 a) é apresentada uma malha qualquer em sua configuração inicial para uma geometria retangular. Na FIGURA 21 b) e c), para a mesma geometria, a malha está apresentada com um refinamento do tipo h e do tipo p respectivamente.

O módulo SEEP/W do pacote GeoSlope, que foi utilizado neste trabalho para as simulação de fluxo, possui algoritmo para geração da malha de elementos finitos, que pode ser refinada conforme necessidade do usuário (GEOSLOPE, 2017).

FIGURA 21 - MALHA INICIAL (a), MALHA COM REFINAMENTO TIPO H (b) E REFINAMENTO TIPO P (c)



FONTE: Adaptado de Martha (1994)

O módulo SEEP/W possui a seguinte equação diferencial parcial governante implementada, válida para solos saturados, sem mudança de saturação e sem transferência de massa por vapor de água, em que  $\theta_w$  é o teor de umidade,  $\beta_w$  é a compressibilidade isotérmica da água,  $\beta$  é a compressibilidade da estrutura do solo,  $u_w$  é a poropressão,  $t$  é o tempo,  $y$  é a dimensão do elemento na direção  $y$ ,  $k_w$  é a condutividade hidráulica,  $\rho_w$  é a massa específica da água e  $g$  é a aceleração da gravidade.

$$(\theta_w \beta_w + \beta) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left[ \left( \frac{k_w}{\rho_w g} \right) \frac{\partial u_w}{\partial y} + k_w \frac{\partial y}{\partial y} \right] \quad \text{EQUAÇÃO 22}$$

Considerando o solo e a água incompressíveis e sem expansão térmica e o solo com coeficiente de condutividade hidráulica isotrópico, através de alguns algebrismos, a EQUAÇÃO 22 fica igual a EQUAÇÃO 16, mostrando que o programa resolve a equação de Laplace para fluxos bidimensionais para solucionar o problema de fluxo no meio poroso através de uma seção.

Essa equação é resolvida a partir dos valores de contorno (*boundary conditions*), que no módulo SEEP/W podem ser definidas como pressão zero (*zero pressure*), condição de contorno na qual a pressão total nos nós é considerada zero, e face potencial de infiltração (*potential seepage face*), condição de contorno onde o fluxo que passa por aquele nó é zero, ou seja, o fluxo migra em direção ao nó mas não sai dele, que é o tipo de condição de contorno utilizada em drenos internos de barragens por exemplo. Além dessas condições, o usuário pode criar novas condições de contorno como por exemplo uma carga total para um reservatório ou uma carga piezométrica para um conduto forçado (GEOSLOPE, 2017).

Conforme já mencionado anteriormente nos passos a serem seguidos para simulações em elementos finitos, a próxima etapa é a resolução da equação diferencial parcial que governa o comportamento do domínio. Para se chegar a solução da equação o sistema é considerado conservativo, respeitando as leis de conservação de massa e energia, porém, o grande desafio é superar as condições de contorno impostas pelo problema à resolução (MARTHA, 1994).

O método dos elementos finitos supera as complexidades impostas pela geometria do problema resolvendo a equação diferencial parcial governante nos nós de cada elemento (posições fixas no domínio), que tem geometria bem definida e distribuição da variável dependente conhecida, e, com isso, ao resolver o conjunto de valores nodais através de processo iterativo numérico para todos os elementos de forma conjunta, a solução da equação diferencial parcial governante para todo o domínio é conseguida. Valores em pontos fora dos nós do elemento são calculados por interpolação, geralmente polinomial (PINA, 1995).

O processo iterativo se faz necessário pois as propriedades dos elementos podem ser função da solução, como por exemplo a saturação pela mudança na posição da linha freática, assim, a solução é dita convergente quando iterações sucessivas e iguais são alcançadas. A convergência no módulo SEEP/W pode ter o número de iterações limitado pelo usuário ou não, e no caso da não limitação, o programa considera a convergência a partir de algarismos significativos e diferença máxima (GEOSLOPE, 2017).

O critério dos algarismos significativos considera a convergência quando os algarismos significativos considerados pelo usuário para uma determinada grandeza são iguais após duas iterações sucessivas e o critério da diferença máxima considera a convergência quando uma máxima diferença significativa especificada pelo usuário é atingida após duas iterações sucessivas (GEOSLOPE, 2017).

Maiores discussões sobre a formulação do método dos elementos finitos podem ser encontradas em Bathe (2006).

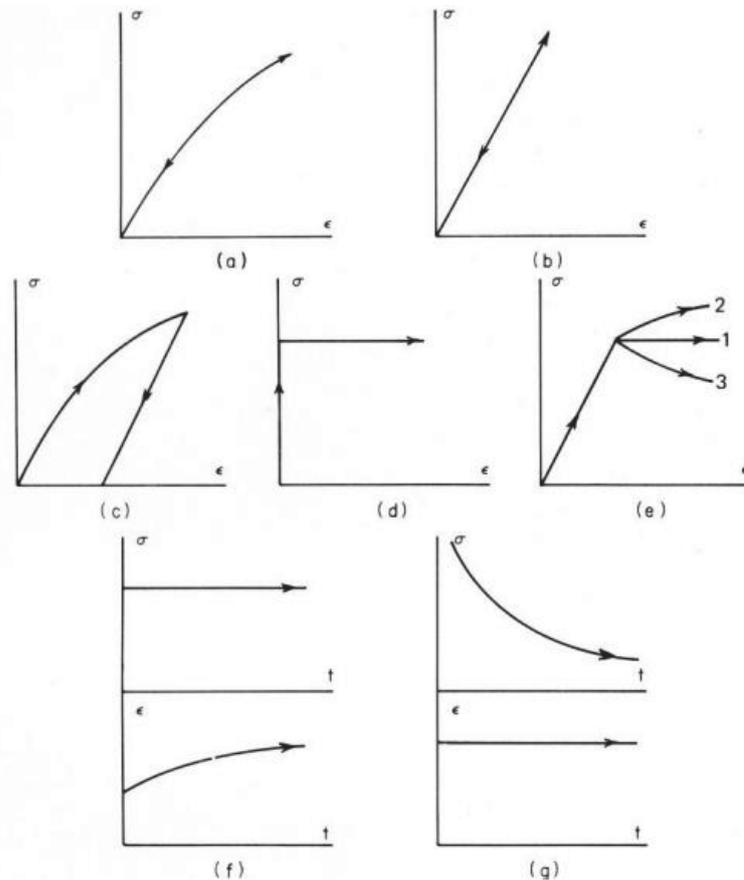
## 2.5 ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO

### 2.5.1 Modelos constitutivos tensão-deformação

Análises numéricas de tensão-deformação para solos também são possíveis, e obedecem as mesmas premissas numéricas básicas apresentadas para o caso da simulação de fluxo apresentadas no item 2.4.3. O problema do caso da análise tensão-deformação é determinar como as grandezas se relacionam, principalmente tensões, deformações e tempo. O que permite a realização de análises tensão-deformação através desses parâmetros (tensão, deformação e tempo) são os modelos constitutivos (DESAI; CHRISTIAN, 1977).

A FIGURA 22 mostra os principais tipos de comportamento tensão-deformação considerados nos modelos constitutivos para solos, sendo eles o elástico não-linear (a), elástico linear (b), elasto-plástico (c), rígido perfeitamente plástico (d), elástico perfeitamente plástico (e, curva 1), elástico perfeitamente plástico com endurecimento (*hardening*) (e, curva 2), elástico perfeitamente plástico com amolecimento (*softening*) (e, curva 3), viscoelástico (f) e viscoelástico com relaxação (g).

FIGURA 22 - COMPORTAMENTOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO CONSIDERADOS EM DIFERENTES MODELOS CONSTITUTIVOS



FONTE: Desai; Christian (1977)

Considerando as análises pretendidas no presente trabalho, serão melhor abordados os modelos elástico linear e hiperbólico, que é um modelo constitutivo elástico não linear.

### 2.5.1.1 Modelo elástico linear

Materiais elástico lineares possuem módulo de elasticidade constante, independentemente do nível de tensões ou tensão desviadora imposta. Esses materiais obedecem a lei de Hooke, conforme a EQUAÇÃO 23, onde  $\sigma$  é a tensão axial, E é o módulo de elasticidade e  $\varepsilon$  é a deformação.

$$\sigma = E * \varepsilon$$

EQUAÇÃO 23

Essa equação é válida para tensões unidimensionais, sendo que para situações tridimensionais é necessário aplicar a lei de Hooke generalizada, através da matriz de tensões, matriz de módulos elásticos e matriz de deformações, como exposto na EQUAÇÃO 24, onde  $\tau$  é a tensão de cisalhamento e  $Y$  é a deformação cisalhante (DESAI; CHRISTIAN, 1977).

$$\{\sigma\} = [C] * \{\varepsilon\}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ & & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ & & & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ & & & & C_{55} & C_{56} \\ & & & & & C_{66} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ Y_{xy} \\ Y_{yx} \\ Y_{yz} \end{Bmatrix}$$

EQUAÇÃO 24

Considerando o solo homogêneo, isotrópico, que as tensões de cisalhamento não influem nas deformações normais e que as tensões normais não influem nas deformações de cisalhamento e impondo o princípio de superposição de efeitos, temos que a EQUAÇÃO 25 é a lei de Hooke generalizada em termos de tensões e a EQUAÇÃO 26 é a lei de Hooke generalizada em termos de deslocamentos, onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson (DESAI; CHRISTIAN, 1977).

$$\{\sigma\} = [C] * \{\varepsilon\}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad \text{EQUAÇÃO 25}$$

$$\{\varepsilon\} = [D] * \{\sigma\}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yx} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad \text{EQUAÇÃO 26}$$

As equações da lei de Hooke generalizada podem ser reescritas em função do módulo cisalhante  $G$ , do módulo de elasticidade volumétrico ou *Bulk Modulus*  $K$ , ou da constante de Lamé  $\lambda$ , conforme a EQUAÇÃO 27, EQUAÇÃO 28 e EQUAÇÃO 29 respectivamente.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{EQUAÇÃO 27}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{EQUAÇÃO 28}$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{EQUAÇÃO 29}$$

No estado plano de tensões, onde não existem deformações fora do plano em estudo, que é o caso de seções de barragens, as matrizes de tensões e deformações da lei de Hooke generalizada ficam conforme a EQUAÇÃO 30 e EQUAÇÃO 31 respectivamente.

$$\{\sigma\}^T = \sigma_x * \sigma_y * \tau_{xy} \quad \text{EQUAÇÃO 30}$$

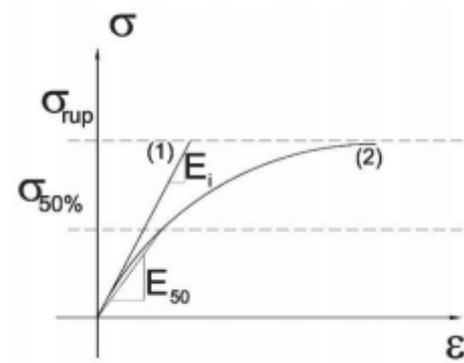
$$\{\varepsilon\}^T = \varepsilon_x * \varepsilon_y * \gamma_{xy} \quad \text{EQUAÇÃO 31}$$

Para aplicação deste modelo constitutivo, a determinação de duas constantes elásticas são necessárias apenas, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, sendo que as demais podem ser correlacionadas com as equações já apresentadas.

A determinação pode ocorrer em laboratório através de ensaios triaxiais drenados ou de compressão simples, sendo o módulo de elasticidade a inclinação da curva do gráfico tensão axial-deformação axial.

A curva 1 da FIGURA 23 representa o módulo inicial tangente a origem ( $E_i$ ), e a curva 2 corresponde ao módulo secante ( $E_{50}$ ), que é definido quando o solo atinge 50% da tensão de ruptura.

FIGURA 23 - CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO



FONTE: Pereira (2014)

O coeficiente de Poisson vem da medição da variação volumétrica do corpo de prova, através da relação entre deformação volumétrica ( $\varepsilon_{vol}$ ) e deformação axial ( $\varepsilon$ ), onde a deformação volumétrica é a soma das deformações axiais nas direções principais ( $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ ). Como em ensaios triaxiais as deformações na direção horizontal são iguais ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ ), pode-se obter a deformação volumétrica pela EQUAÇÃO 32 e o coeficiente de Poisson pela EQUAÇÃO 33. Pode-se observar que

se não houver variação volumétrica,  $\nu = 0,5$ , e se a deformação volumétrica for igual a deformação axial,  $\nu = 0$ .

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_1 + 2 * \varepsilon_3 \therefore \varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_{vol} - \varepsilon_1}{2} \quad \text{EQUAÇÃO 32}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\varepsilon_{vol}}{\varepsilon_1} \right) \quad \text{EQUAÇÃO 33}$$

### 2.5.1.2 Modelo hiperbólico

Curvas tensão-deformação de materiais granulares, que é o caso do solo, dependem de diversos fatores como teor de umidade, densidade, estrutura, drenagem, estado de tensões (plano ou triaxial), duração do carregamento, histórico de tensões, tensão confinante e de cisalhamento (DUNCAN; CHANG, 1970).

O modelo constitutivo hiperbólico considera o solo elástico, com sua elasticidade dependendo do nível de tensão confinante atuante e da tensão desviadora aplicada, e, apesar de não considerar todos os fatores intervenientes na elasticidade do solo, produz boa aproximação de curvas tensão-deformação previstas pelo modelo com as obtidas em ensaios de laboratório (DUNCAN; CHANG, 1970).

A não linearidade elástica do solo é aproximada por uma hipérbole, de acordo com a EQUAÇÃO 34, onde  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são as tensões principais maior e menor,  $\varepsilon$  é a deformação axial e  $a$  e  $b$  são constantes definidas de acordo com a EQUAÇÃO 35 e EQUAÇÃO 36, onde  $E_i$  é o módulo de elasticidade tangente inicial e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  é a diferença entre a tensão principal maior e menor assíntotas do gráfico tensão deformação, sendo que essa diferença entre assíntotas se relaciona com a diferença entre as tensões principais de ruptura através da EQUAÇÃO 37, onde  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  é a diferença entre as tensões principais maior e menor na ruptura e  $R_f$  é um fator que, segundo Duncan e Chang (1970) varia entre 0,75 e 1,00 para diversos tipos de solo, recomendando-se a utilização de valor médio. A representação gráfica dos parâmetros  $a$  e  $b$  e como se relacionam com as constantes é apresentada na FIGURA 24.

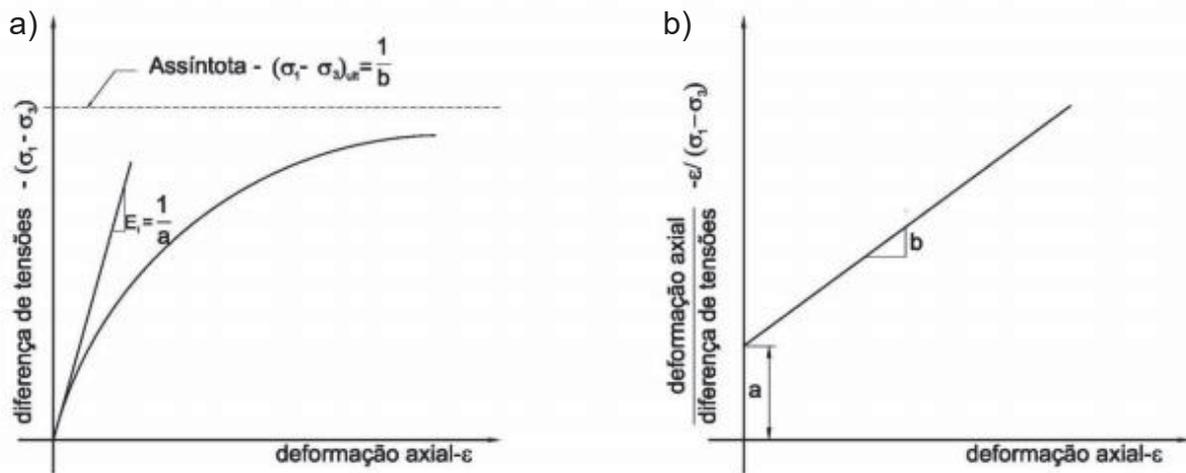
$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad \text{EQUAÇÃO 34}$$

$$a = \frac{1}{E_i} \quad \text{EQUAÇÃO 35}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b} \quad \text{EQUAÇÃO 36}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \frac{1}{b} \quad \text{EQUAÇÃO 37}$$

FIGURA 24 - a) CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO HIPERBÓLICA b) CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO HIPERBÓLICA TRANSFORMADA



FONTE: Pereira (2014)

Substituindo-se a EQUAÇÃO 36 na EQUAÇÃO 37, e a EQUAÇÃO 37 já substituída e a EQUAÇÃO 35 na EQUAÇÃO 34, chega-se a EQUAÇÃO 38. Ainda admitindo-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb de acordo com a EQUAÇÃO 39, através da qual a diferença entre tensões principais na ruptura é dada pela EQUAÇÃO 40, e que o módulo de elasticidade tangente inicial varia com a tensão confinante de acordo com a EQUAÇÃO 41 proposta por Jambu (1963) apud Duncan e Chang (1970), onde K e n são parâmetros de calibração da equação sem significado físico cuja determinação e valores típicos serão apresentados posteriormente e  $p_a$  é a pressão atmosférica, comumente considerada como

101,3 kPa, temos a EQUAÇÃO 42, que permite determinar a curva tensão-deformação do solo tanto em situações drenadas quanto não drenadas por meio dos parâmetros  $K$ ,  $n$ ,  $c$ ,  $\varphi$  e  $R_f$ .

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad \text{EQUAÇÃO 38}$$

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad \text{EQUAÇÃO 39}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{EQUAÇÃO 40}$$

$$E_i = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \text{EQUAÇÃO 41}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n} + \frac{\varepsilon R_f}{\frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}} \quad \text{EQUAÇÃO 42}$$

Considerando que a derivada da curva tensão-deformação é o módulo de elasticidade tangente ( $E_t$ ) para qualquer ponto, sua determinação para uma dada tensão confinante ( $\sigma_3$ ) é feita através da derivação da EQUAÇÃO 38 em função da deformação ( $\varepsilon$ ) considerando  $\sigma_3$  constante. Realizando-se substituições e algebrismos semelhantes aos realizados para se chegar na EQUAÇÃO 42, que descreve a curva tensão-deformação, chega-se a EQUAÇÃO 43, que é a equação que permite obter o módulo de elasticidade tangente em qualquer ponto.

$$E_t = \left( 1 - \frac{R_f(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right)^2 K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \text{EQUAÇÃO 43}$$

Se em qualquer momento ocorrer descarregamento, verifica-se comportamento inelástico com histerese, pois somente parte das deformações são

recuperadas. No recarregamento, dentro da faixa de tensões limitada pelo máximo carregamento já aplicado no solo, é possível aproximar o comportamento como elástico linear, isto é, o módulo de elasticidade para o descarregamento ( $E_{ur}$  descarregamento) é o mesmo para o recarregamento ( $E_{ur}$  recarregamento) até próximo ao ponto da máxima tensão já experimentada pelo solo, podendo ser determinado diretamente pela EQUAÇÃO 44, que é igual a EQUAÇÃO 41 para determinação do módulo de elasticidade inicial.

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad \text{EQUAÇÃO 44}$$

O parâmetro  $K_{ur}$  tende a ser superior a  $K$ . Solos arenosos densos fornecem valores cerca de 20% superiores e solos arenosos fofos podem apresentar valores 3 vezes maior.

Além disso, a maioria dos solos apresenta variação de volume quando tensões são impostas a ele. Considerando a teoria da elasticidade e os ensaios triaxiais, o módulo de deformação volumétrica ( $B$ ) é definido para qualquer ponto da curva pela EQUAÇÃO 45, onde  $\varepsilon_v$  é a variação volumétrica, porém, Duncan *et al.* (1980) recomendam que  $B$  deve ser calculado em um de dois pontos, sendo eles: (1) se a curva de variação de volume não atingir uma tangente horizontal antes de mobilizar 70% da resistência do solo,  $B$  é calculado no ponto em que mobiliza 70% da resistência, (2) se a mesma curva atingir a tangente horizontal antes de alcançar 70% de resistência, o valor de  $B$  é calculado no ponto que atingir a tangente. A variação de  $B$  com a tensão confinante aplicada é dada pela EQUAÇÃO 46, onde  $K_b$  e  $m$  são parâmetros de calibração da equação sem significado físico cuja determinação e valores típicos serão apresentados posteriormente.

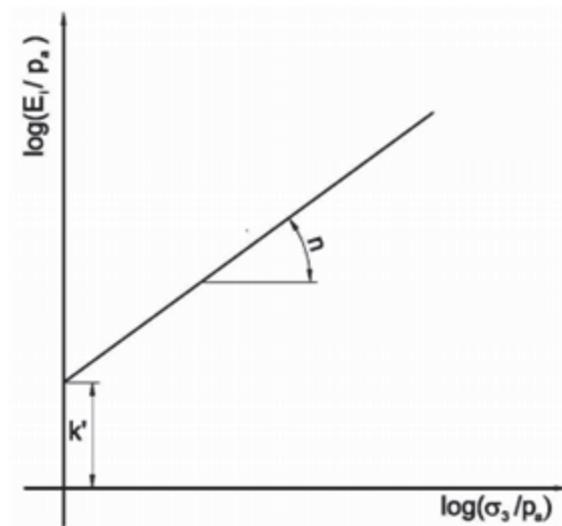
$$B = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3\varepsilon_v} \quad \text{EQUAÇÃO 45}$$

$$B = K_b p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad \text{EQUAÇÃO 46}$$

Quanto a obtenção dos parâmetros, as constantes  $a$  e  $b$  podem ser determinadas com representação gráfica de ensaios triaxiais conforme a FIGURA 24 a) e b), e a partir disso, através da EQUAÇÃO 35 e EQUAÇÃO 36 os parâmetros  $R_f$  e  $E_i$  podem ser determinados.

Os parâmetros  $K$  e  $n$  são determinados plotando-se em escala logarítmica no eixo das ordenadas os valores de  $E_i/p_a$  e também em escala logarítmica no eixo das abcissas os valores de  $\sigma_3/p_a$ . Por meio de regressão linear dos pontos plotados determina-se os parâmetros conforme a FIGURA 25 e a EQUAÇÃO 47.

FIGURA 25 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS  $K$  E  $N$

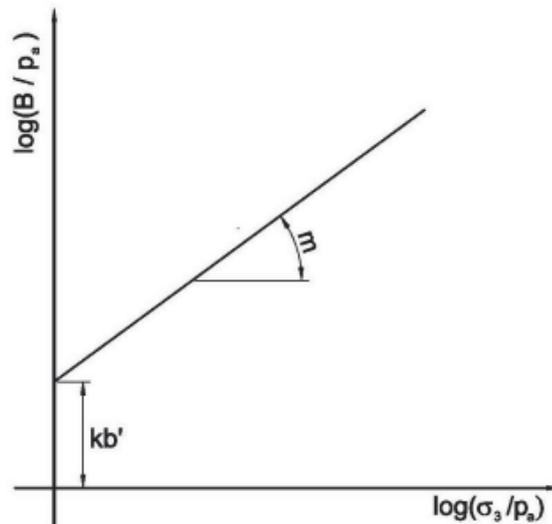


FONTE: Pereira (2014)

$$K = 10^{k'}$$

EQUAÇÃO 47

Os parâmetros  $K_b$  e  $m$  são determinados plotando-se em escala logarítmica no eixo das ordenadas os valores de  $B/p_a$  e também em escala logarítmica no eixo das abcissas os valores de  $\sigma_3/p_a$ . Por meio de regressão linear dos pontos plotados determina-se os parâmetros conforme a FIGURA 26 e a EQUAÇÃO 48.

FIGURA 26 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS  $K_b$  E  $M$ 

FONTE: Pereira (2014)

$$K_b = 10^{kb'}$$

EQUAÇÃO 48

Os parâmetros de coesão, ângulo de atrito e peso específico são determinados pelos ensaios clássicos da mecânica dos solos, como densidade *in situ* e ensaios triaxiais por exemplo.

Boscardin *et al.* (1990) e Duncan *et al.* (1980) conduziram uma extensa campanha de ensaios afim de determinar uma média de parâmetros para o modelo hiperbólico de acordo com a granulometria e compactidade de diferentes solos compactados. Boscardin *et al.* (1990) determinaram somente os parâmetros de carregamento, e Duncan *et al.* (1980) determinaram os parâmetros de carregamento e descarregamento/re-carregamento. Os resultados são apresentados na TABELA 4 e na TABELA 5.

TABELA 4 - PARÂMETROS PARA O MODELO HIPERBÓLICO ENSAIADOS POR BOSCARDIN *et al.* (1990)

Classificação SUCS	Densidade relativa (%)	K <sub>i</sub>	n	R <sub>f</sub>	c (kPa)	Φ (°)
SW	95	950	0,60	0,70	0	48
	90	640	0,43	0,75	0	42
	85	450	0,35	0,80	0	38
	80	320	0,35	0,83	0	36
	61	54	0,85	0,90	0	29
ML	95	440	0,40	0,95	28	34
	90	200	0,26	0,89	24	32
	85	110	0,25	0,85	21	30
	80	75	0,25	0,80	17	28
	49	16	0,95	0,55	0	23
CL	95	120	0,45	1,00	62	15
	90	75	0,54	0,94	48	17
	85	50	0,60	0,90	41	18
	80	35	0,66	0,87	35	19
	45	16	0,95	0,75	0	23

Fonte: Boscardin *et al.* (1990)

TABELA 5 - PARÂMETROS PARA O MODELO HIPERBÓLICO ENSAIADOS POR DUNCAN *et al.* (1980)

Classificação SUCS	Densidade relativa (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Phi$ (°)	c (kPa)	$K_i$	n	$R_f$	$K_b$	m
	105	23,57	42	0	600	0,40	0,7	175	0,20
GW, GP, SW, SP	100	22,80	39	0	450	0,40	0,7	125	0,20
	95	22,00	36	0	300	0,40	0,7	75	0,20
	90	21,20	33	0	200	0,40	0,7	50	0,20
	100	21,20	36	0	600	0,25	0,7	450	0,00
SM	95	20,40	34	0	450	0,25	0,7	350	0,00
	90	19,60	32	0	300	0,25	0,7	250	0,00
	85	18,90	30	0	150	0,25	0,7	150	0,00
	100	21,20	33	24	400	0,60	0,7	200	0,50
SM-SC	95	20,40	33	19	200	0,60	0,7	100	0,50
	90	19,60	33	14	150	0,60	0,7	75	0,50
	85	18,90	33	10	100	0,60	0,7	50	0,50
	100	21,20	30	19	150	0,45	0,7	140	0,20
CL	95	20,40	30	14	120	0,45	0,7	110	0,20
	90	19,60	30	10	90	0,45	0,7	80	0,20
	85	18,90	30	5	60	0,45	0,7	50	0,20

FONTE: Duncan *et al.* (1980)

Para rejeito de minério de ferro, Braga (2016) utilizou os resultados de ensaios triaxiais realizados em minério de ferro por Rezende (2013) para extrair os parâmetros do modelo hiperbólico com objetivo de simular o comportamento tensão-deformação de uma barragem de rejeito. Os parâmetros do modelo hiperbólico para rejeito de minério de ferro estão apresentados na TABELA 6 e os índices iniciais dos ensaios triaxiais dos quais se obtiveram os parâmetros estão na

TABELA 7. As diferentes tensões confinantes ensaiadas obedecem o que preconiza a indicação de Head (1986) para ensaios destinados a obtenção dos parâmetros do modelo hiperbólico. A mesma indicação foi seguida por Duncan *et al.* (1980) e Boscardin *et al.* (1990).

TABELA 6 - PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO PARA REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

$K_i$	$K_{ur}$	$n$	$p_a$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\Phi$ (°)	$R_f$	$K_b$	$m$
98,22	245,60	0,60	101,325	23,9	31,4	0,75	173,94	0,28

FONTE: Braga (2016)

TABELA 7 - ÍNDICES E MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL TANGENTE DOS CP'S ENSAIADOS TRIAXIALMENTE PARA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO PARA REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

$\sigma_3$	$e_0$	CR (%)	Estado	Comportamento	$E_i$ (MPa)
75	0,95	19	Fofo	Contraí	7,41
150	0,95	21	Fofo	Contraí	13,64
300	0,99	12	Fofo	Contraí	21,65
550	0,95	19	Fofo	Contraí	28,01

FONTE: Rezende (2013)

### 2.5.2 Análise tensão-deformação da GBR-P

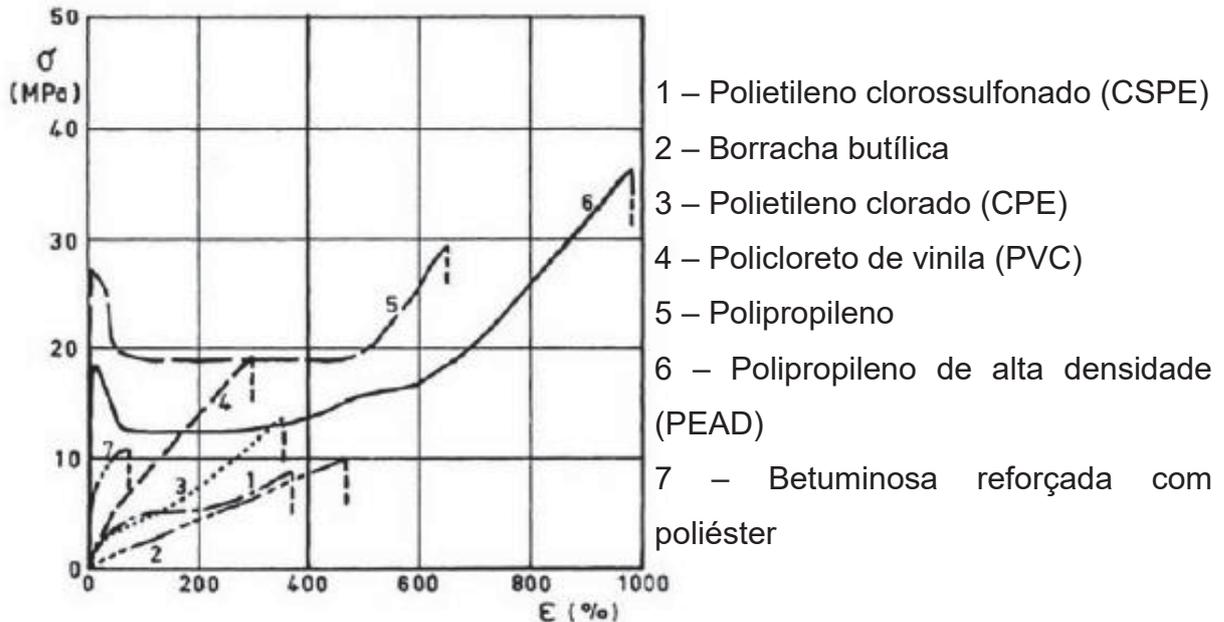
A GBR-P possui elevada eficiência na vedação de estruturas, porém, do ponto de vista mecânico, apresenta resistência reduzida. Isso se deve ao fato de que o objetivo de seu emprego é justamente a vedação, não se esperando que ela auxilie no aumento da resistência mecânica do maciço onde foi instalada. Porém, deve suportar os esforços e deformações impostas a ela sem romper, afim de que sua função de impermeabilização não seja comprometida. Estando as GBR-Ps sujeitas a tensões impostas pela gravidade, carregamentos ou recalques diferenciais, é de suma importância que se conheçam suas propriedades mecânicas para prever seu comportamento (COLMANETTI, 2006).

Na FIGURA 27 estão apresentadas as curvas tensão-deformação para GBR-Ps de PVC, CSPE (polietileno clorosulfonado), CPE (polietileno clorado), PEAD, PP e borracha butílica obtidas através de ensaios de tração uniaxial por Rigo e Cazzuffi (1991).

GBR-Ps de PVC, CSPE, CPE e borracha butílica não apresentam escoamento e a tensão de ruptura ocorre com cerca de 300 a 500% de deformação, com a GBR-P de PVC apresentando a maior tensão de ruptura, cerca de 19 MPa, para as que não possuem escoamento.

GBR-Ps de HDPE e PP apresentam escoamento bem definido, com aumento da tensão para grandes deformações, rompendo com 700 e 1000% de deformação para as GBR-Ps de PP e HDPE respectivamente.

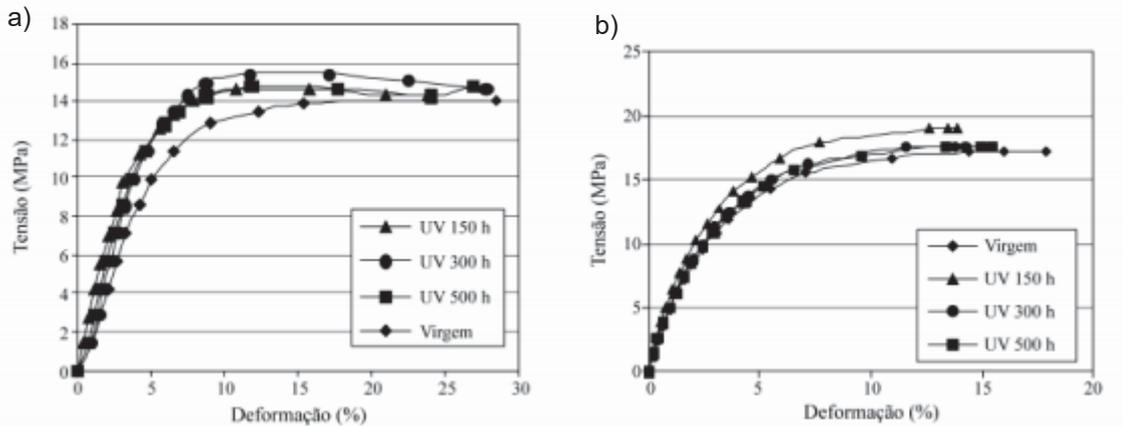
FIGURA 27 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES GBR-Ps



FONTE: Rigo e Cazzuffi (1991)

Matheus *et al.* (2004) ensaiaram GBR-Ps de PEAD de 8,0 mm e 2,0 mm, virgens e após exposição a raios UV, cujos resultados estão na FIGURA 28, mostrando que os efeitos de enrijecimento pela exposição aos raios UV são proeminentes.

FIGURA 28 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA GBR-Ps DE PEAD COM ESPESSURA DE a) 8,0 MM b) 2,0 MM ANTES E APÓS A EXPOSIÇÃO A LUZ UV



FONTE: Matheus *et al.* (2004)

A partir das curvas tensão deformação obtidas dos ensaios de tração é possível a determinação do módulo de elasticidade da GBR-P, e, considerando as GBR-Ps mais utilizadas, que são as de PEAD e PVC, a de PVC obedece o modelo elástico linear com ruptura bem definida e a de PEAD obedece o modelo elástico linear até o começo de seu escoamento plástico.

Como deformações em barragens que atinjam valores muito superiores ao valor de escoamento das GBR-Ps já comprometem sua estabilidade e desempenho, valores de resistência e deformação para grandes deslocamentos da GBR-P não são intervenientes, e assim sendo, considerando sua deformação inicial elástico linear e sua ruptura na tensão de escoamento, seu comportamento mecânico pode ser incorporado a simulações numéricas pelo modelo elástico linear (COLMANETTI, 2006).

### 2.5.3 Análise tensão-deformação em elementos finitos

O software de elementos finitos para análise tensão deformação utilizado na presente pesquisa é o SIGMA/W, do pacote GeoStúdio, desenvolvido pela empresa GeoSlope. Devido a isso, o conteúdo apresentado neste item engloba somente o funcionamento desse software em específico.

A análise tensão-deformação em elementos finitos engloba passos parecidos com os já apresentados no item 2.4.3 para simulações de fluxo, sendo eles a discretização, determinação das propriedades dos materiais e condições de

contorno, e finalmente a simulação numérica a partir de uma equação diferencial parcial governante, com resolução por iterações tal qual para simulação de fluxo. Devido a isso, somente serão apresentadas neste item as condições de contorno e equação diferencial parcial governante da análise tensão-deformação, pois os demais passos seguem a mesma sequência apresentada em 2.4.3.

As condições de contorno para análise tensão-deformação envolvem a aplicação de forças pontuais ou pressões distribuídas e restrição de deslocamentos e rotações nos nós. Ambas são realizadas através dos eixos globais de coordenadas x e y, podendo-se aplicar forças e pressões negativas (para cima) ou positivas (para baixo) e restrições de deslocamentos nos nós na direção vertical, horizontal, vertical e horizontal e ainda pode-se restringir a rotação do nó (GEOSLOPE, 2017).

A equação implementada no software é a EQUAÇÃO 49, na qual [B] é a matriz de deformação dos elementos, expressa na EQUAÇÃO 50, [C] é a matriz constitutiva, que é a matriz referente a EQUAÇÃO 51, v é o volume do elemento e {a} é o vetor coluna do incremento de deslocamentos nodais x e y (GEOSLOPE, 2017). A EQUAÇÃO 49 não é uma equação diferencial parcial governante pois o software resolve o problema tensão-deformação com uma equação integral que envolve a equação diferencial parcial governante, sendo esta a chamada forma fraca de resolução, ao contrário da chamada forma forte, onde o problema é resolvido diretamente através da equação diferencial (MARTHA, 1994). Ela ainda é apresentada diretamente com as matrizes geradas para solução do conjunto de nós.

$$\int [B]^T [C] [B] dv \{a\} \quad \text{EQUAÇÃO 49}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_8}{\partial y} \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & \frac{\partial N_8}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{EQUAÇÃO 50}$$

$$[C] = \frac{E}{1/(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \quad \text{EQUAÇÃO 51}$$

Nota-se que a matriz [C], referente a EQUAÇÃO 51, é a mesma matriz constitutiva apresentada na EQUAÇÃO 25 para o modelo elástico linear. Assim, o software Sigma/W, ao ter implementados os modelos elásticos linear e hiperbólico, apenas utilizará o módulo de elasticidade fornecido para o caso do modelo elástico linear ou determinará o módulo de elasticidade para os diferentes nós para cada dado nível de tensão confinante e tensão desviadora aplicada, utilizando para isso os parâmetros descritos em 0 e que devem ser fornecidos pelo usuário.

## 2.6 ESTABILIDADE DE TALUDES

A principal forma de analisar a estabilidade de taludes é o método do equilíbrio limite (MASSAD, 2010).

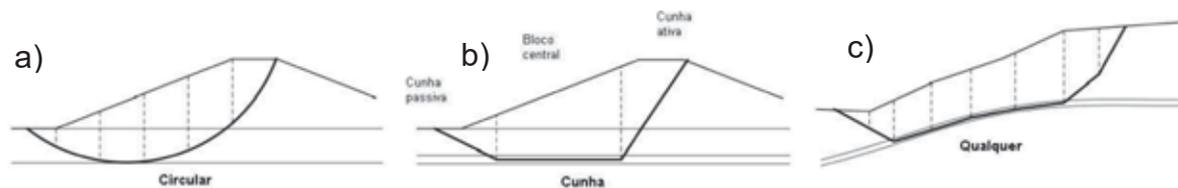
Os métodos de equilíbrio limite levam em consideração um corpo rígido na iminência de entrar em escorregamento, e se baseiam no conhecimento das forças atuantes que determinam as tensões de cisalhamento induzidas, e as comparam com a resistência ao cisalhamento da mesma massa de solo, gerando um fator de segurança (FS). Os métodos de equilíbrio limite têm as premissas de que a superfície de ruptura é bem definida, a ruptura da massa de solo é generalizada, ou seja, ocorre de uma só vez em toda superfície de ruptura (não progressiva), o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é satisfeito em toda a superfície de ruptura e o fator de segurança ao longo de toda superfície de ruptura é único e constante (DAS, 2007).

A maioria dos métodos de equilíbrio limite para superfícies de deslizamento circulares, que são as encontradas em taludes não reforçados (caso das barragens) ou contidos, utiliza para resolução o chamado método das fatias, que considera que a massa de solo na iminência de entrar em escorregamento se divide em lamelas ou fatias, e é a partir delas que se calculam todas as forças, momentos e tensões atuantes (USACE, 2003).

Existem diferentes métodos de equilíbrio limite que possuem diferentes formulações e que consideram diferentes forças e formatos da superfície de ruptura na avaliação do menor coeficiente de segurança. Alguns dos métodos utilizados são os métodos de Fellenius, Bishop, Bishop Simplificado, Jambu Simplificado, Jambu Rigoroso, Sarma, Morgenstern e Price e Spencer. O que é comum a todos os métodos é que a superfície que gera o menor fator de segurança é encontrada por tentativas, o que atualmente é muito facilitado pelas ferramentas computacionais (MASSAD, 2010).

Os métodos de Sarma, Morgenstern e Price e o de Spencer são considerados métodos rigorosos pois realizam o equilíbrio de momentos e de forças em sua resolução. Eles ainda admitem uma grande variação na forma da superfície de escorregamento além da circular, incluindo cunhas e regiões poligonais (DAS, 2007). A FIGURA 29 apresenta uma ruptura circular em a), ruptura em cunha em b) e ruptura com superfície qualquer em c), com indicação da divisão em fatias.

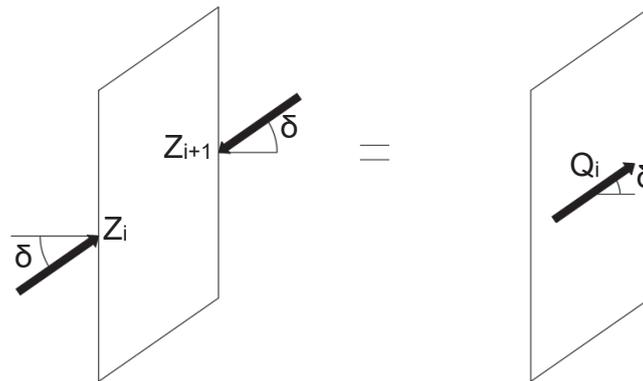
FIGURA 29 - RUPTURA EM FORMATO a) CIRCULAR b) EM CUNHA c) SUPERFÍCIE QUALQUER



FONTE: Adaptado de USACE (2003)

O método de Spencer foi inicialmente desenvolvido para superfícies de ruptura circulares, sendo posteriormente adaptado para superfícies de deslizamento irregulares (USACE, 2003).

O método considera que existe uma força  $Q_i$  atuante na fatia, resultante das forças  $Z_i$  de interação entre fatias, sendo  $Q_i$  inclinada de um ângulo  $\delta$  com a horizontal (SPENCER, 1967) conforme ilustrado na FIGURA 30.

FIGURA 30 - FORÇA RESULTANTE  $Q_i$ 

FONTE: O autor (2020)

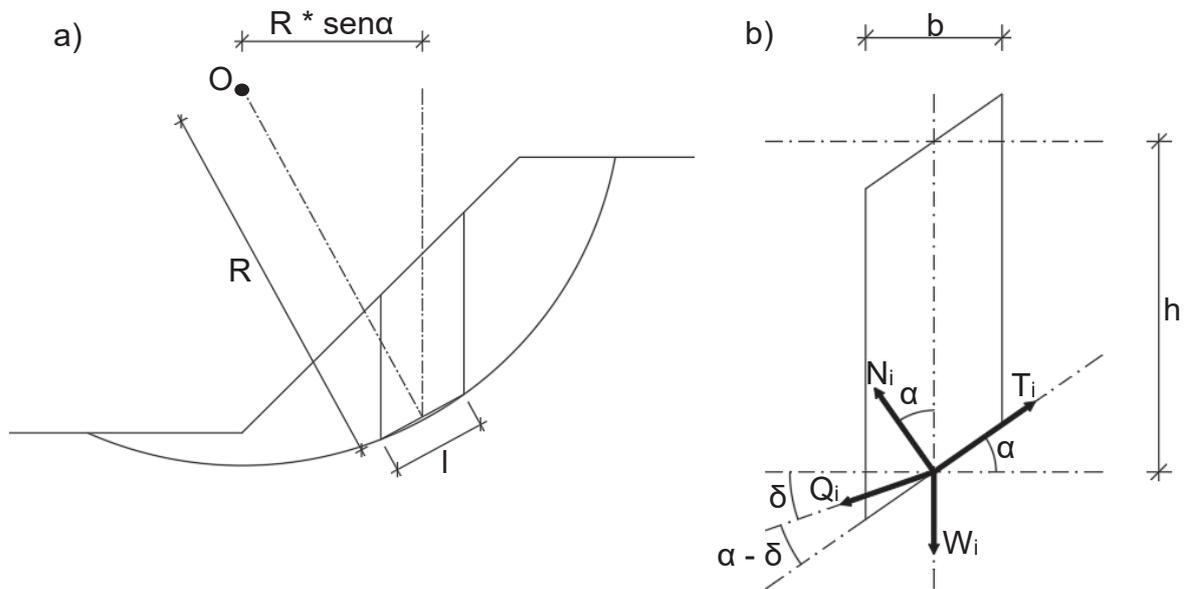
Assim, supondo a componente sísmica nula e satisfazendo o equilíbrio de forças na base da fatia  $i$ , a força  $Q_i$  passa pelo ponto médio da base da fatia, sendo esse o ponto de interseção das forças  $W_i$  (peso da fatia),  $T_i$  (força tangencial na base da fatia) e  $N_i$  (força normal na base da fatia) (SPENCER, 1967).

Uma superfície de ruptura circular com raio  $R$  e centro em  $O$  e destaque de uma fatia de largura  $b$  e altura  $h$  com representação das forças consideradas para equilíbrio de forças e momentos no método de Spencer são apresentadas na FIGURA 31 a) e b), respectivamente.

$Q_i$  é definida na base de cada fatia segundo a equação:

$$Q_i = \frac{\frac{c' * b_i * \sec \alpha_i}{FS} + \frac{\tan \Phi' * (W_i * \cos \alpha_i - u_i * b_i \sec \alpha_i)}{FS} - W_i * \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \delta) * \left[ 1 + \frac{\tan \Phi' * \tan(\alpha_i - \delta)}{FS} \right]} \quad \text{EQUAÇÃO 52}$$

FIGURA 31 - a) SUPERFÍCIE DE RUPTURA CIRCULAR b) FATIA DESTACADA



FONTE: O autor (2020)

Para determinar o fator de segurança (FS), deve-se assumir um valor constante em todas as fatias para  $\delta$ , mantendo o FS como incógnita.

O método de Spencer calcula o FS separadamente para o equilíbrio de forças ( $FS_f$ ) e para o equilíbrio de momentos ( $FS_m$ ), admitindo que o valor de FS é aquele gerado pelo  $\delta$  que satisfaz a igualdade:

$$FS_f = FS_m = FS$$

EQUAÇÃO 53

O  $FS_f$  é obtido substituindo-se  $Q_i$  nas equações de equilíbrio de forças na direção horizontal e vertical:

$$\sum_{i=1}^n Q_i * \sin \delta = \sum_{i=1}^n Q_i * \cos \delta = \sum_{i=1}^n Q_i = 0$$

EQUAÇÃO 54

O  $FS_m$  é obtido considerando o momento das forças atuantes na base em relação ao centro O do círculo de ruptura, e sendo a superfície circular com R constante, temos:

$$\sum_{i=1}^n Q * R * \cos(\alpha - \delta) = R * \sum_{i=1}^n Q * \cos(\alpha - \delta) = \sum_{i=1}^n Q * \cos(\alpha - \delta) = 0 \quad \text{EQUAÇÃO 55}$$

A consideração do efeito de sismos é realizada através da adoção de fatores de aceleração horizontal e vertical para a massa de solo (SPENCER, 1967).

Para a verificação da segurança dos taludes de barragens de terra, recomendam-se os fatores de segurança requeridos pela Eletrobrás e publicados pelo CBDB (2003) para o projeto de usinas hidrelétricas, que estão apresentados na TABELA 8 divididos por casos de carregamento.

TABELA 8 - FATORES DE SEGURANÇA REQUERIDOS PELA ELETROBRÁS PARA PROJETO DE USINAS HIDRELÉTRICAS

Caso	Coefficiente de segurança	Observações
Final de construção	1,3	Taludes montante e jusante Valor mínimo para solos dilatantes;
Rebaixamento rápido	1,1 a 1,3	Valor máximo para solos que contraem no cisalhamento
Percolação estável	1,5	Talude jusante
Análise sísmica	1,1	Taludes montante e jusante

FONTE: CBDB (2003)

O caso de final de construção diz respeito ao momento logo após o término do último alteamento da barragem, levando em consideração que o maciço terroso possui excesso de poropressões construtivas geradas pela compactação do solo úmido ainda não dissipadas.

O caso de rebaixamento rápido diz respeito a uma queda brusca do nível de água do reservatório, do nível máximo normal de operação até o nível mínimo normal, considerando que a linha freática no maciço não sofre rebaixamento rápido assim como o nível do reservatório pode sofrer. Ela fica na posição onde se encontrava estabelecida antes do rebaixamento durante um certo tempo, e sofre rebaixamento até a nova posição de forma que fique estável com o nível de água mais baixo de forma lenta. Isso faz com que o talude de montante fique saturado acima do nível de água, exigindo a verificação do mesmo.

O caso de percolação estável se refere a barragem em operação, com o reservatório cheio e nível de água máximo, rede de fluxo estabelecida e poropressões construtivas totalmente dissipadas.

A análise sísmica leva em consideração as forças tanto verticais quanto horizontais induzidas por sismos na barragem através de coeficientes sísmicos de aceleração horizontal ( $k_{hg}$ ) e vertical ( $k_{vg}$ ). Os sismos nas barragens brasileiras geralmente tem sua origem no próprio enchimento do reservatório, e devem ser majorados em regiões de geologia desfavorável. Valores de coeficientes horizontal e vertical sugeridos pela Eletrobrás (2003) são de 0,05g e 0,03g respectivamente

Já para a verificação da segurança dos taludes das barragens de rejeito, recomendam-se os fatores de segurança previstos pela norma brasileira NBR 13028 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) que estão listados na TABELA 9.

TABELA 9 - FATORES DE SEGURANÇA REQUERIDOS PELA ABNT NBR 13028 PARA PROJETO DE BARRAGENS DE REJEITO

Caso	Tipo de ruptura	Talude	FS mínimo
Final de construção	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Jusante	1,5
		Entre bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório	Maciço e fundações	Montante e jusante	1,1

FONTE: ABNT NBR 13028 (2017)

Os casos de verificação previstos para barragens de rejeito são semelhantes aos previstos para barragens de terra, apenas dividindo o caso de operação para diferentes posições da linha freática e diferentes níveis do reservatório. A condição

de verificação dita como operação com rede de fluxo em condição extrema e nível máximo do reservatório diz respeito a máxima elevação da linha freática permitida sem que procedimentos de segurança sejam tomados.

Independentemente do tipo de barragem, se de terra ou rejeito, a verificação de superfícies potenciais de ruptura como a existente no contato entre GBR-P e solo deve ser feita toda vez que for constatada sua existência aliada a potencial de escorregamento. Qualquer método de equilíbrio limite pode ser empregado na determinação do fator de segurança da superfície potencial existente, desde que sua formulação permita o cálculo para o formato dessa superfície. Os fatores de segurança mínimos requeridos para essa superfície potencial são os mesmos previstos na TABELA 8 e TABELA 9 (ICOLD, 2010).

O módulo Slope/W do pacote GeoStudio possui o método de equilíbrio limite de Spencer implementado, permitindo ao usuário a escolha de fatores como número de fatias, formato da superfície de ruptura e definição da região de busca da superfície de menor FS (GEOSLOPE, 2017).

## 2.7 MODELOS FÍSICOS

O estudo de fenômenos de fluxo em meio poroso (solo) em geotecnia pode ser realizado por meio de modelos físicos. Eles são construídos em escala reduzida, e, com a instalação de piezômetros e aferições de vazão através da seção, a percolação estabelecida na seção do modelo físico é refletida em termos de leituras de poropressões e vazão unitária. Dessa forma, o fenômeno da percolação pode ser avaliado através da sua real ocorrência, regida pelas leis físicas e forças e cargas atuantes (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Ainda segundo os autores, modelos físicos são pouco utilizados nesses estudos pois sua construção é dispendiosa e cuidados quanto à seleção da granulometria dos materiais devem ser tomados, pois a utilização de solos com fração de finos muito elevada pode conduzir a formação de espessa franja capilar, o que, dependendo da escala do modelo, pode atrapalhar a visualização e a interpretação do fluxo estabelecido.

Ribeiro (2000) afirma que modelos físicos reduzidos para menores dimensões fornecem observações de um comportamento que se queira analisar de forma mais ágil e barata do que a observação em modelos de escala real, chamados

de protótipos, desde que modelo e protótipo apresentem comportamento físico semelhante.

O autor ainda coloca que a semelhança física se divide em aspectos qualitativos e aspectos quantitativos. O aspecto qualitativo é aquele que pauta que o mesmo fenômeno físico e as mesmas grandezas físicas são regidas pela mesma lei no modelo e protótipo, e o aspecto quantitativo é aquele que pauta que existem relações fiéis e bem definidas entre os valores apresentados no modelo e no protótipo.

Segundo Yalin (1971), para que existam relações fiéis e bem definidas entre modelo físico e protótipo que permitam a análise de semelhança e a consequente extrapolação de resultados é necessário que o modelo respeite as condições de semelhança geométrica, cinemática e dinâmica em relação ao protótipo. Ao não ocorrerem essas condições, a semelhança é dita distorcida e, para modelos geotécnicos, não permite a extrapolação de resultados para diferentes escalas entre modelo e protótipo.

Porém, a utilização do modelo distorcido para interpretação e avaliação dos fenômenos físicos que ocorrem, desde que as leis físicas e grandezas físicas envolvidas sejam as mesmas no modelo e protótipo, ainda é válida. Essa premissa ainda vai de encontro aos conceitos de aspectos quantitativos e qualitativos colocados por Ribeiro (2000).

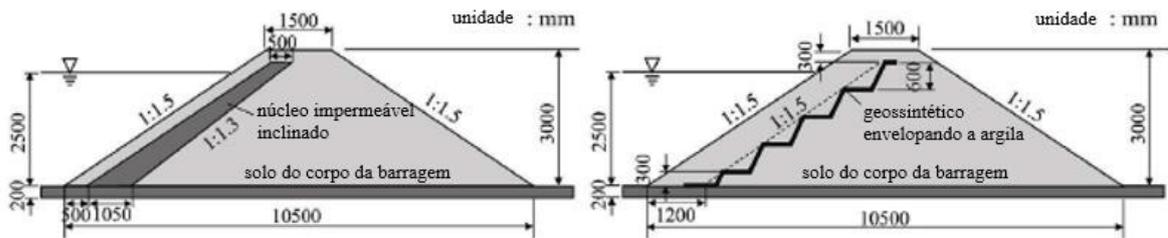
Dessa forma, a construção e auscultação de um modelo físico para estudo do fenômeno de percolação de uma seção de barragem de terra para posterior comparação e calibração de uma simulação numérica da seção deste modelo físico é válida e muito útil, pois permite a validação da modelagem numérica. Se ambos (modelo físico e numérico) representam o mesmo fenômeno regido pelas mesmas leis e grandezas físicas, guardando semelhança qualitativa, a simulação numérica deve apresentar resultados semelhantes para a escala do modelo físico e comportamento semelhante para outras escalas.

Jeong *et al.* (2020) utilizaram um modelo físico para comparar resultados de simulação numérica de uma barragem com núcleo inclinado impermeável de argila e barragem com barreira geossintética argilosa instalada na face, ambas submetidas a sismos, obtendo resultados satisfatórios.

As duas seções analisadas por Jeong *et al.* (2020) são apresentadas na FIGURA 32, a simulação numérica tensão-deformação após dois sismos simulados

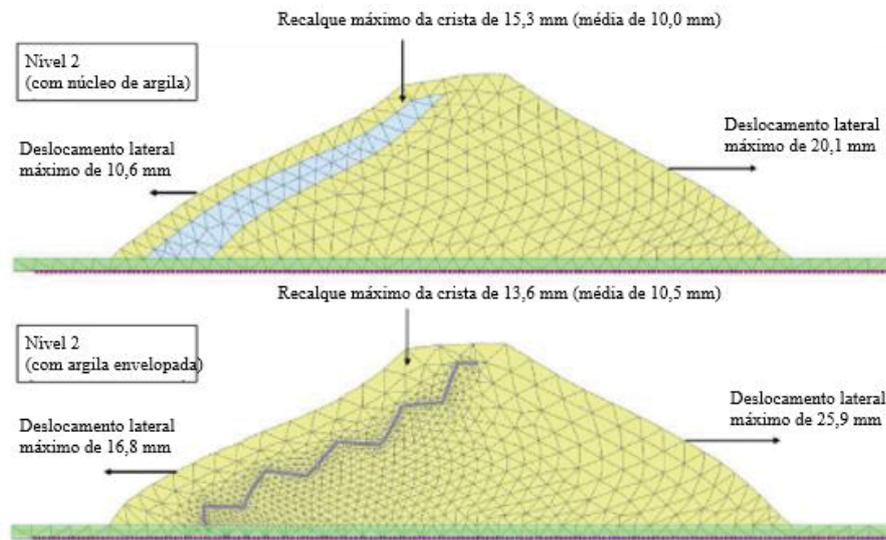
de forma sequencial é apresentada na FIGURA 33, na FIGURA 34 está o modelo físico após ser submetido a vibração induzida pelos dois sismos de projeto e na FIGURA 35 é apresentada a análise de estabilidade, compondo todas as etapas de calibração proposta pelos autores.

FIGURA 32 - SEÇÕES ANALISADAS POR JEONG *et al.* (2020)



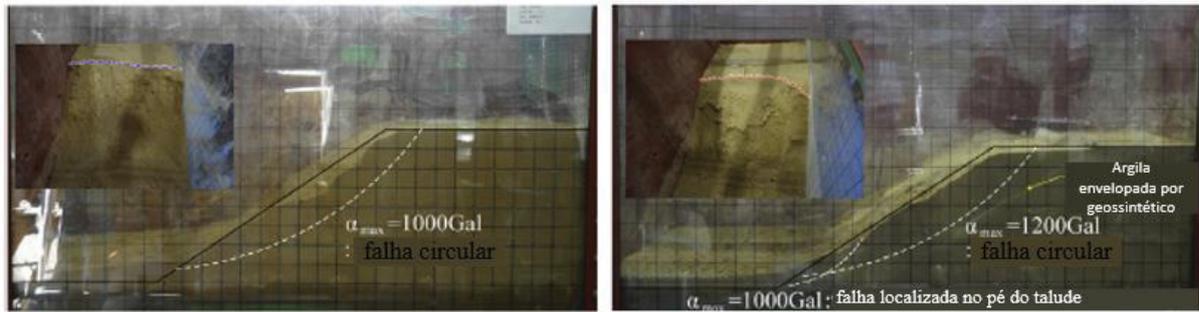
FONTE: Adaptado de Jeong *et al.* (2020)

FIGURA 33 - SIMULAÇÃO NUMÉRICA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DAS SEÇÕES ANALISADAS POR JEONG *et al.* (2020)



FONTE: Adaptado de Jeong *et al.* (2020)

FIGURA 34 - MODELO FÍSICO CONSTRUÍDO POR JEONG *et al.* (2020) APÓS SER SUBMETIDO AO SISMO



FONTE: Adaptado de Jeong *et al.* (2020)

FIGURA 35 - ANÁLISES DE ESTABILIDADE REALIZADAS POR JEONG *et al.* (2020)



FONTE: Adaptado de Jeong *et al.* (2020)

Os autores concluem que o modelo físico em escala reduzida apresentou resultados condizentes com a simulação numérica e que corroboraram as premissas de modelagem adotadas, mostrando que o comportamento simulado numericamente é o comportamento apresentado em casos reais (modelo físico).

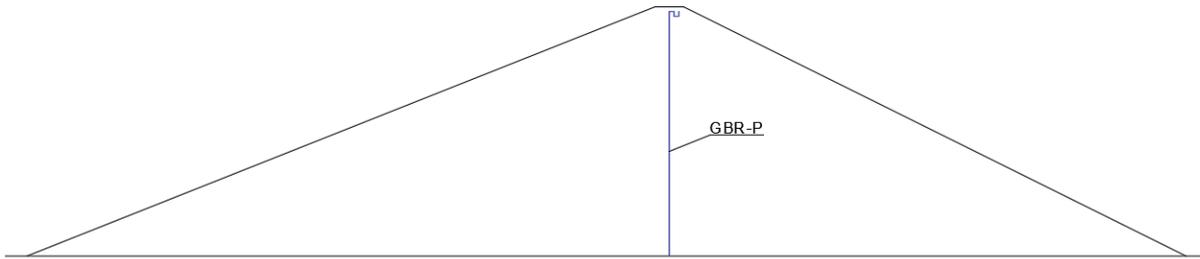
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item, expõe-se a metodologia empregada para o desenvolvimento do trabalho, consistida em: definição dos arranjos e geometrias de instalação propostos para a GBR-P aplicada ao controle de percolação pelo maciço de barragens de terra e de rejeito, determinação da geometria e materiais componentes das seções nas quais será avaliada a aplicação da GBR-P, determinação dos diferentes parâmetros geotécnicos necessários para os materiais empregados, simulações numéricas de fluxo e de tensão-deformação para todas as seções, análise de estabilidade para todas as seções, definição de seção e materiais componentes para construção e operação de modelos físicos representativos a fim de avaliar, em pequena escala, o fluxo estabelecido quando da instalação de GBR-P como medida de controle de percolação pelo maciço de barragens, e, por fim, a simulação numérica de fluxo das seções construídas e operadas em modelo físico para comparação de resultados, bem como para calibração e validação das simulações numéricas.

#### 3.1 ARRANJOS DE INSTALAÇÃO PROPOSTOS

Considerando que as geometrias com arranjo de instalação que estão na FIGURA 36 e FIGURA 37 poderiam causar problemas de estabilidade em ambas as situações devido a formação de planos com baixos parâmetros de resistência (ângulo de atrito de interface e adesão), proporcionando uma superfície vertical com baixa resistência na FIGURA 36 e o deslizamento do solo sobre a GBR-P na FIGURA 37, além da ocorrência de dificuldades executivas e de concordância de deformações principalmente na instalação vertical, são propostos arranjos e geometrias de instalação que mitigam estes efeitos.

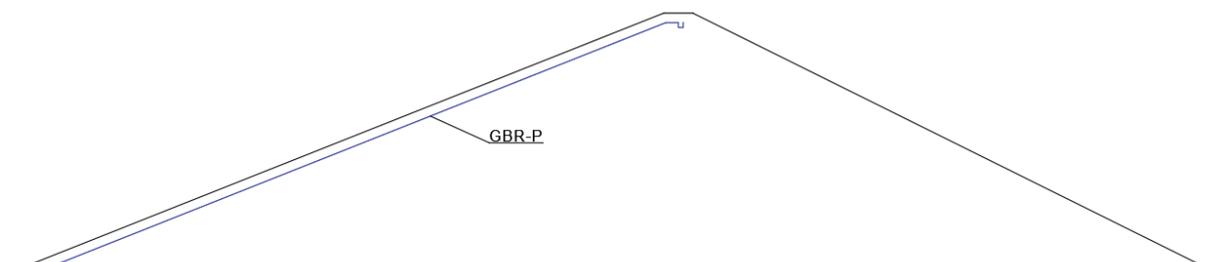
FIGURA 36 - ARRANJO DE INSTAÇÃO DE GBR-P DE FORMA VERTICAL NO NÚCELO DO MACIÇO



FONTE: O autor (2022)

As geometrias de instalação propostas no presente trabalho foram elaboradas com vistas a não formação de planos preferenciais de deslizamento devido aos baixos parâmetros de resistência de interface e a não formação de dobras em ângulos agudos e com baixos raios de curvatura na dobra. Além disso, a praticidade executiva em obras de barragens de terra e de rejeitos de mineração também foi levada em conta, com as soluções apresentadas possuindo exequibilidade em obra.

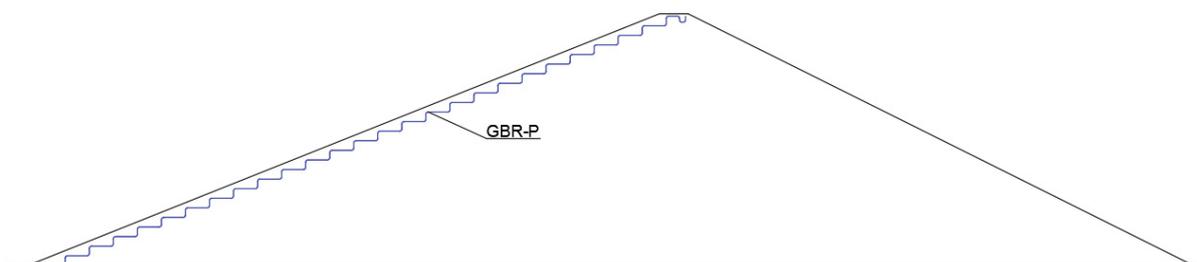
FIGURA 37 - ARRANJO DE INSTALAÇÃO DE GBR-P DE FORMA INCLINADA NA FACE DE MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

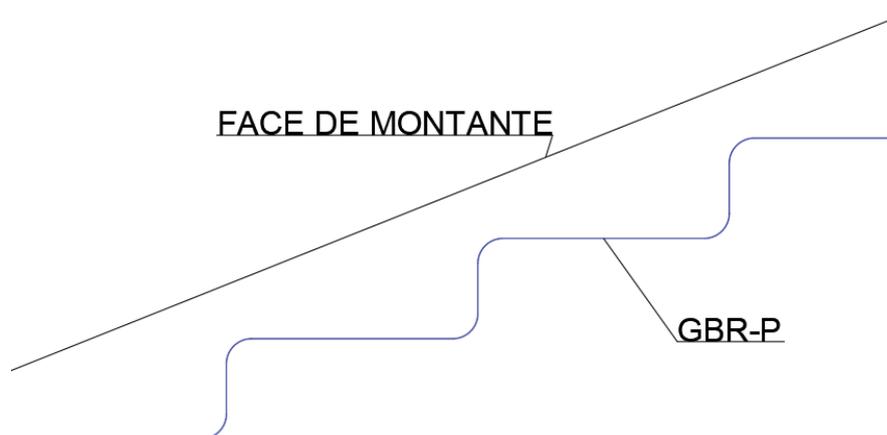
O primeiro arranjo proposto, chamado de arranjo 1, é o apresentado na FIGURA 38, onde a GBR-P é instalada próximo a face de montante, formando não um plano inclinado com possibilidade de deslizamento, mas sim um plano descontínuo, dobrando-se a GBR-P em  $90^\circ$  com raio de dobra elevado, formando sequencialmente um plano horizontal e um vertical, impedindo que se forme um plano contínuo de baixa resistência ao cisalhamento. O detalhe da geometria é apresentado na FIGURA 39.

FIGURA 38 - ARRANJO 1



FONTE: O autor (2022)

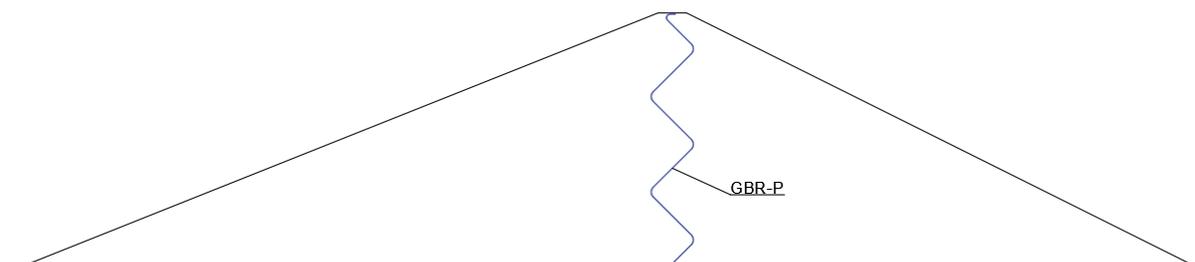
FIGURA 39 - DETALHE DA INSTALAÇÃO DA GBR-P NO ARRANJO 1



FONTE: O autor (2022)

O segundo arranjo de instalação, chamado de arranjo 2, é apresentado na FIGURA 40, onde a GBR-P é instalada no núcleo da barragem em forma de zigue zague. Esse arranjo faz com que a GBR-P se adeque muito bem as deformações do maciço, além de não propiciar superfícies preferenciais de ruptura.

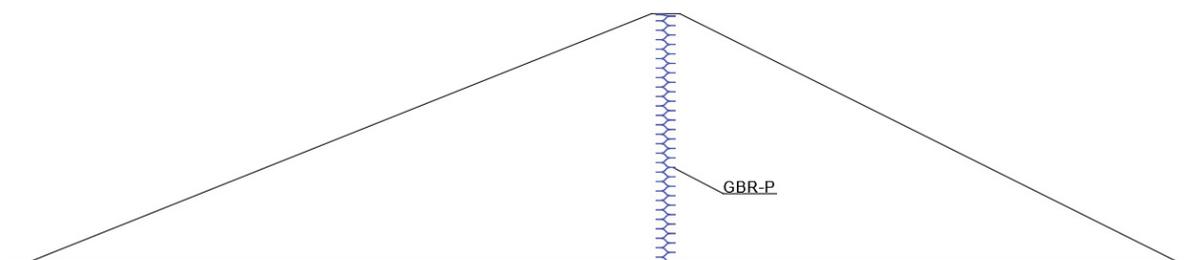
FIGURA 40 – ARRANJO 2



FONTE: O autor (2022)

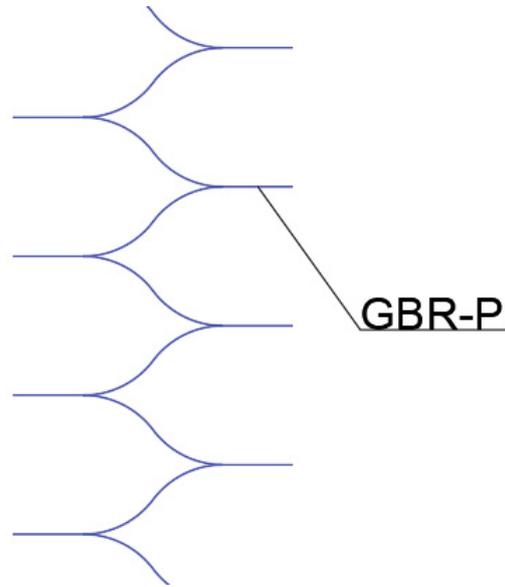
O terceiro arranjo de instalação, chamado de arranjo 3, possui geometria conforme mostrado na FIGURA 41, onde seções de GBR-P são coladas de forma alternada no núcleo do maciço, formando um arranjo que se adequa as deformações e que propicia o avanço da execução da barreira impermeável em conjunto com os alteamentos. Na FIGURA 42 é apresentado o detalhe da geometria de instalação.

FIGURA 41 – ARRANJO 3



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 42 - DETALHE DO ARRANJO 3



FONTE: O autor (2022)

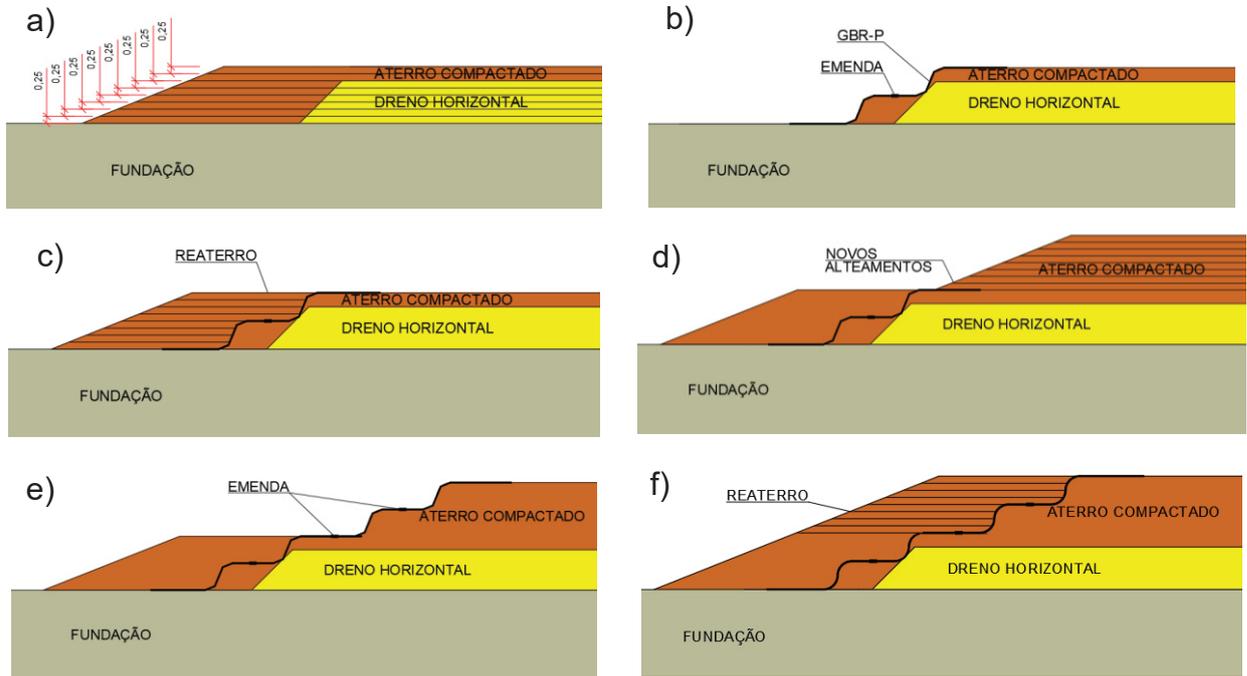
Informações sobre a exequibilidade das geometrias propostas serão dadas na sequência, no item 3.2.

### 3.2 MÉTODO EXECUTIVO PROPOSTO

A sequência executiva para o arranjo 1 consiste na execução dos alteamentos sequenciais na espessura projetada até se perfazer a diferença de elevação entre dois patamares horizontais, escavação e suavização da superfície de instalação obedecendo o raio de dobra projetado, instalação da GBR-P desenrolando-se a bobina no sentido longitudinal da barragem (perpendicular à seção transversal), soldagem do segmento recém instalado com o anterior e execução de reaterro até se perfazer a seção total projetada.

Adotando-se hipoteticamente a execução de camadas compactadas de aterro de 0,25 m de espessura e um trecho vertical (patamar) da GBR-P igual a 1 m, a cada quatro alteamentos executados, instala-se um segmento. A sequência executiva é ilustrada na FIGURA 43.

FIGURA 43 - PROCESSO EXECUTIVO DO ARRANJO 1



FONTE: O autor (2022)

A sequência executiva para o arranjo 2 consiste na execução de alteamentos de forma alternada.

Primeiro, para montante ou jusante, e após, para jusante ou montante (o oposto a primeira direção executada), de forma que atingida a elevação projetada para a primeira etapa de alteamento (apenas para montante ou apenas para jusante), ocorra a escavação e suavização da superfície de instalação obedecendo raio de dobra projetado, instalação da GBR-P desenrolando-se a bobina no sentido longitudinal da barragem e execução da segunda etapa de alteamento (para montante ou jusante) afim de que todo o terrapleno da seção alcance a mesma elevação.

Após, ocorre novamente a execução de alteamentos somente para montante ou jusante com repetição sistemática do processo.

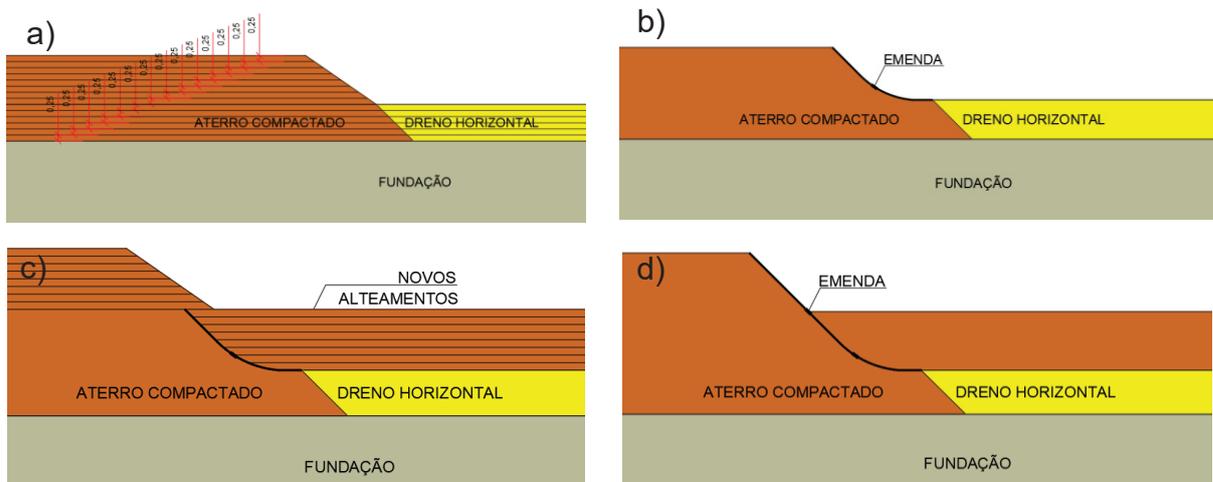
Essa execução, apesar de diferenciar do processo executivo convencional de alteamento onde cada camada de solo compactado é alteada toda de uma vez, possibilita a instalação com menores escavações e sem necessidade de abertura de valas no aterro, facilitando o processo.

Ressalta-se que a execução dos alteamentos divididos em duas etapas, uma para montante, instalação da GBR-P, outra para jusante, uma novamente para

montante, instalação da GBR-P, outra para jusante, se repete sistematicamente até que o zigue zague projetado mude sua inclinação. Nesse ponto, a sequência executiva se inverte afim de que a inclinação necessária para a instalação possa ser atingida.

A sequência executiva é mostrada na FIGURA 44.

FIGURA 44 - PROCESSO EXECUTIVO DO ARRANJO 2



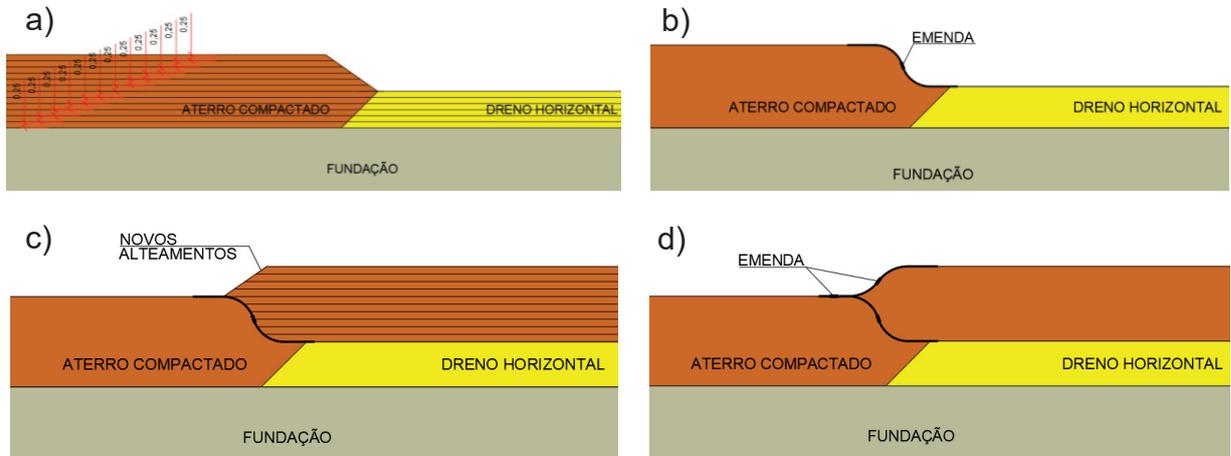
FONTE: O autor (2022)

A sequência executiva para o arranjo 3 é parecida com a sequência apresentada para o arranjo 2, com alteamentos para montante e para jusante de forma alternada, afim de que a posição de instalação seja sistematicamente alcançada.

Assim, executam-se alteamentos para montante ou jusante, escava-se e suaviza-se a superfície, instala-se a GBR-P, executa-se o alteamento para jusante ou montante (o oposto do primeiro passo), escava-se e suaviza-se e instala-se outro segmento.

A diferença é que a GBR-P vai sendo soldada em seções espelhadas horizontalmente, o que torna o processo de alteamento sistemático e contínuo. Sua sequência executiva é apresentada na FIGURA 45.

FIGURA 45 - PROCESSO EXECUTIVO DO ARRANJO 3



FONTE: O autor (2022)

Os processos executivos descritos acima se adequam muito bem a construção de barragens de terra ou de rejeito.

Em barragens de terra a instalação ocorre inteiramente durante a etapa construtiva, anteriormente a operação.

Em barragens de rejeito, como os alteamentos vão ocorrendo ao longo da operação da barragem, a instalação não ocorre toda de uma vez.

Assim, a cada alteamento da barragem, deve-se deixar comprimento suficiente de GBR-P já instalada afim de que se emende a do alteamento seguinte. Este comprimento para emenda deve estar coberto por uma camada de solo de proteção. Para a instalação da GBR-P do alteamento posterior, escava-se cuidadosamente o solo de proteção, limpa-se a superfície da GBR-P e efetua-se a emenda.

Como exemplo, o processo executivo de instalação do arranjo 1 se ajusta muito bem ao método de alteamento para jusante e o processo executivo do arranjo 3 se ajusta muito bem ao método de alteamento em linha de centro.

### 3.3 SEÇÕES PARA AVALIAÇÃO DOS ARRANJOS DE INSTALAÇÃO PROPOSTOS ATRAVÉS DE SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Foram propostas cinco seções de barragens, três de barragens de terra para acumulação de água e duas de barragens de terra para acumulação de rejeito, para

simulação numérica em elementos finitos do comportamento de fluxo e do comportamento tensão-deformação. Além destas simulações, também foi realizada análise de estabilidade dos taludes através de método de equilíbrio limite. Estas seções propostas são hipotéticas, baseadas nas indicações da literatura.

As simulações numéricas de fluxo permitiram avaliar o reflexo da instalação da GBR-P em termos de controle de percolação pelo corpo da barragem, as simulações numéricas tensão-deformação permitiram avaliar se as deformações do maciço permitem a instalação da GBR-P e as análises de estabilidade permitiram avaliar se a geometria proposta realmente combateu a formação de planos preferenciais.

As fundações para as cinco seções foram consideradas como possuindo uma camada de solo residual com 20 m de espessura sobre uma camada de rocha alterada de 40 m, perfazendo uma camada de 60 m de espessura. Após isso é considerada rocha sã. Foi considerado nível freático a 15 m da superfície para a situação anterior a operação do reservatório.

As três seções de barragem de terra para acumulação de água propostas, uma para cada arranjo de instalação da GBR-P, são apresentadas na FIGURA 46, FIGURA 47 e FIGURA 48.

Todas possuem a inclinação dos taludes com base nas indicações de Cruz (1996) para solos compactados arenosos argilosos, de 2,5(H):1,0(V) para montante e de 2,0(H):1,0(V) para jusante. A elevação considerada como 0 m para a elevação foi a do pé da barragem, visto que é uma situação hipotética. A crista está na elevação 52,5 m e possui 6 m de largura, estando o eixo exatamente no ponto médio da crista. O nível do reservatório foi definido na elevação 48,5 m, perfazendo 4 m de borda livre. Não foi considerado nível de água para jusante, isto é, a freática para jusante coincide com a superfície (0 m) quando o reservatório está em operação.

Foi incluído um dreno horizontal com 1,5 m de espessura e um dreno de pé de enrocamento com 1 m de espessura que se inicia na elevação 0 m e tem topo na elevação 2,5 m, ambos afim de que se intercepte o fluxo percolado pelas fundações.

Dependendo da responsabilidade da estrutura, pode ser adicionado um dreno interno de agregado para jusante da GBR-P como medida de redundância de controle de percolação, para o caso de falhas na vedação causadas por rasgos, defeitos de emenda, dentre outros que podem ocorrer na GBR-P.

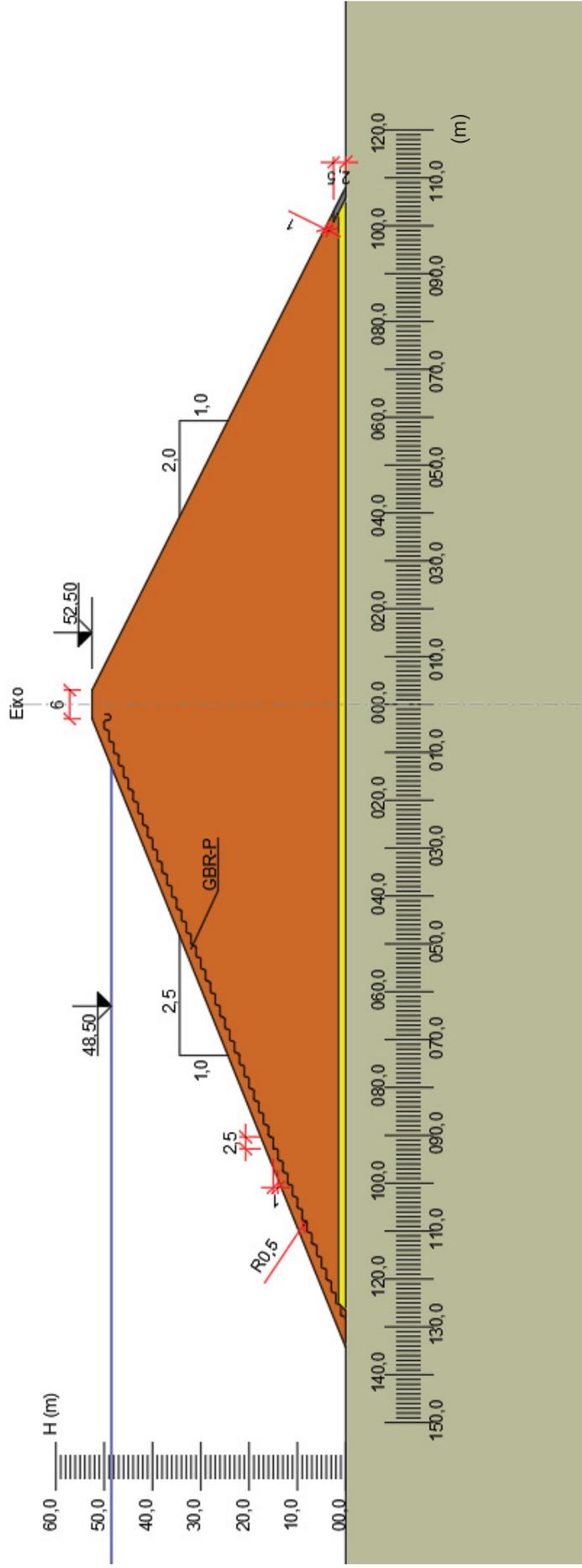
Esse dreno interno de agregado para redundância de controle de percolação pode ser vertical ou inclinado, instalado para jusante da GBR-P, ou pode ser uma camada de agregado adjacente e a jusante da GBR-P, ficando, desta forma, com a geometria aproximada de instalação da membrana. Neste estudo, não será adotado dreno interno de redundância.

Para fins de comparação, além das três seções de barragem de terra mencionadas, foi simulado numericamente o comportamento de fluxo para uma seção com as mesmas especificações geométricas já apresentadas, porém, com a aplicação de um dreno interno inclinado de agregado, composto do mesmo material do dreno horizontal.

Esta simulação permite que sejam comparadas as vazões unitárias, gradientes e poropressões entre as seções com aplicação de GBR-P e a seção com aplicação do método de controle de percolação tradicional.

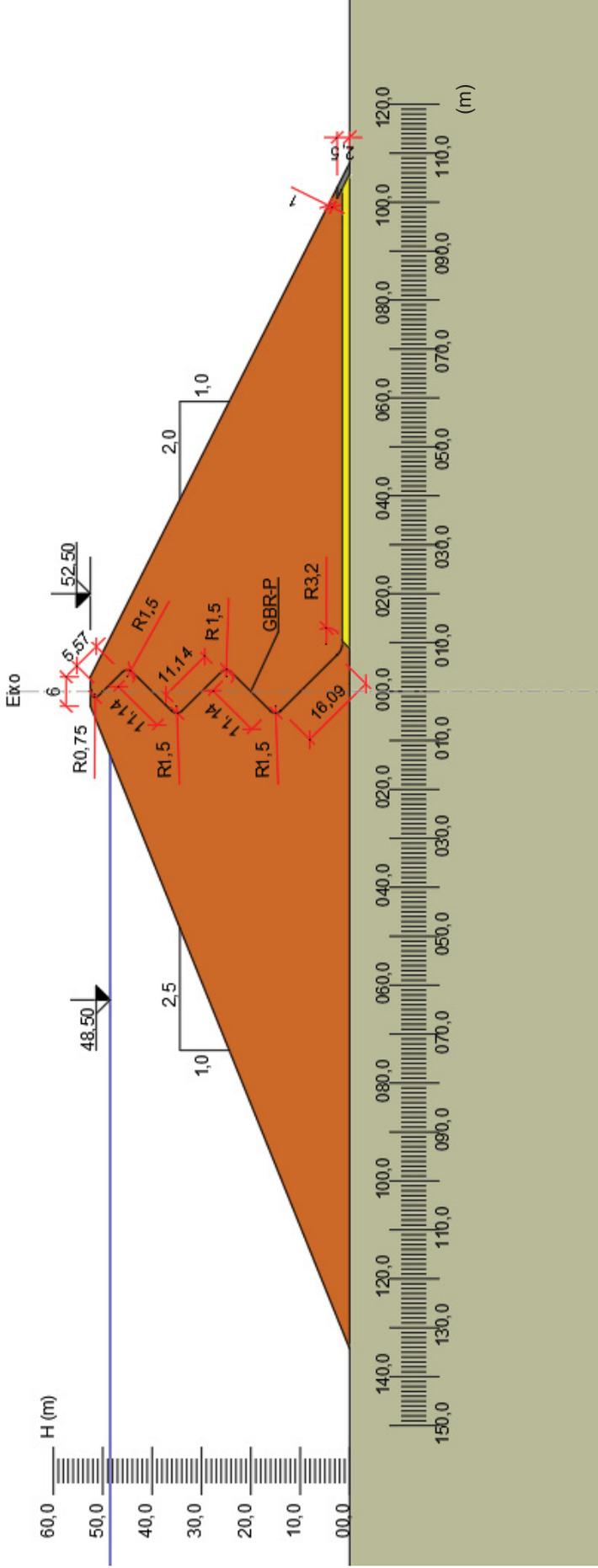
A seção com aplicação de dreno interno inclinado pode ser vista na FIGURA 49.

FIGURA 46 – SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM ARRANJO 1



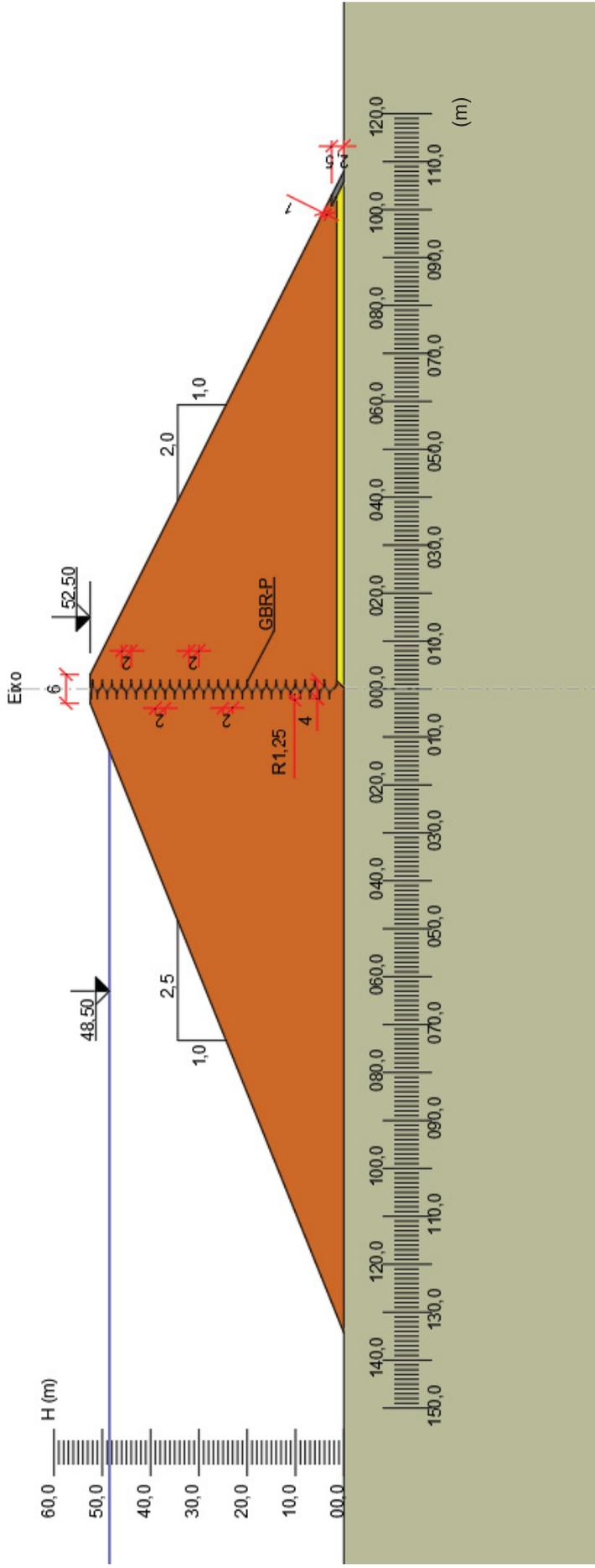
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 47 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM ARRANJO 2



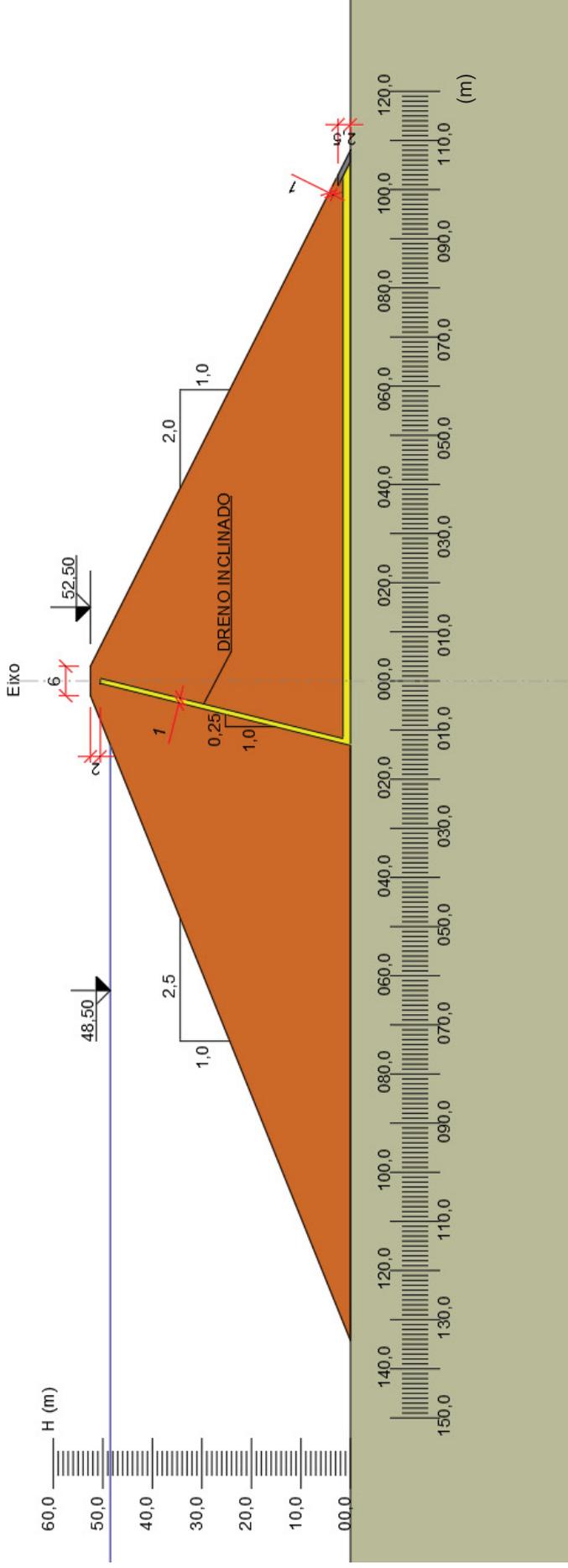
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 48 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM ARRANJO 3



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 49 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE ÁGUA COM DRENO INTERNO INCLINADO DE AGREGADO



FONTE: O autor (2022)

As duas seções de barragem de terra para acumulação de rejeito são apresentadas na FIGURA 51 e FIGURA 52.

A seção da FIGURA 51 é alteada para jusante e terá a GBR-P instalada com o arranjo 1 e a seção da FIGURA 52 é alteada em linha de centro e terá a GBR-P instalada com o arranjo 3. Como é possível observar, ocorre adequação da geometria do arranjo com o método de alteamento.

Foi considerado como rejeito a ser contido o rejeito de minério de ferro. Os taludes de montante das duas seções tem inclinação de 2,5(H):1,0(V), seguindo as recomendações de Cruz (1996) para solos arenoargilosos.

A inclinação dos taludes de jusante foi determinada também com base nas indicações de Cruz (1996) e considerando análises de estabilidade preliminares realizadas devido ao elevado peso específico característico do rejeito de minério de ferro.

Assim, para a barragem alteada para jusante, a inclinação do talude de jusante é de 2,0(H):1,0(V), tal qual para as barragens de terra.

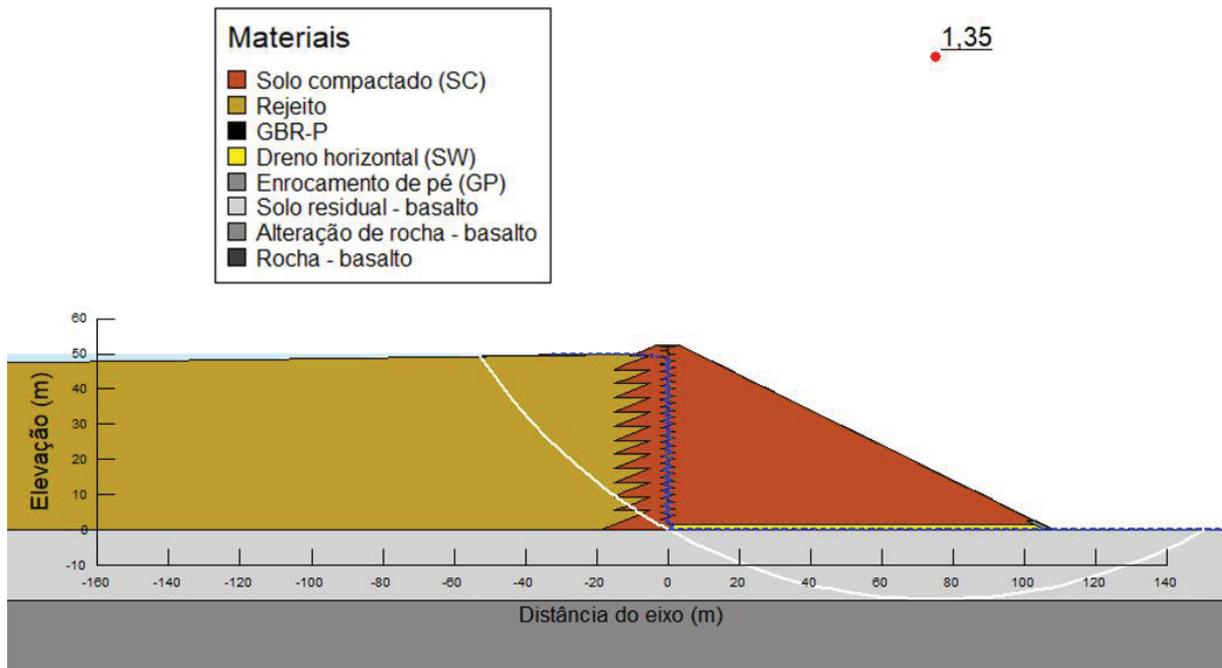
Já para a barragem com alteamento em linha de centro, a cunha deslizante é formada em parte pelo rejeito, e, devido ao seu elevado peso específico, o fator de segurança para operação no último alteamento ao adotar-se inclinação de 2,0(H):1,0(V) para o talude de jusante fica abaixo de 1,5, conforme pode ser visto na FIGURA 50.

Como 1,5 é o fator de segurança mínimo requerido pela norma NBR 13028 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017), foi determinada uma inclinação mais suave de 2,5(H):1,0(V) para o talude de jusante desta seção.

Assim como já mencionado para as barragens de terra, dependendo da responsabilidade da estrutura, pode ser adicionado um dreno interno de agregado para jusante da GBR-P como medida de redundância de controle de percolação, para o caso de falhas na vedação causadas por rasgos, defeitos de emenda, dentre outros que podem ocorrer na GBR-P.

Esse dreno interno de agregado para redundância de controle de percolação pode ser vertical ou inclinado, instalado para jusante da GBR-P, ou pode ser uma camada de agregado adjacente e a jusante da GBR-P, ficando, desta forma, com a geometria aproximada de instalação da membrana. Neste estudo, não será adotado dreno interno de redundância.

FIGURA 50 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE PRELIMINAR DA SEÇÃO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM INCLINAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE 2,0(H):1,0(V)



FONTE: O autor (2022)

A elevação e largura da crista de ambas as seções são iguais as das barragens de terra, assim como a geometria do dreno horizontal e de pé.

Como barragens de rejeito são estruturas construídas em etapas ao longo de sua operação, para as duas seções foram considerados diques da partida com 5,5 m de altura, com posteriores onze alteamentos sequenciais de 4,0 m e um último alteamento de fechamento de 3,0 m, perfazendo a elevação máxima das seções de 52,5 m após treze alteamentos. Para cada novo alteamento, o nível do reservatório foi considerado como distando de 2,5 m da elevação da crista.

Ainda determinou-se, para o alteamento em linha de centro, que a praia de rejeitos formada pelo lançamento do rejeito granular a partir de crista deve possuir uma extensão de no mínimo 30,0 m, tendo a borda interna da crista como referência.

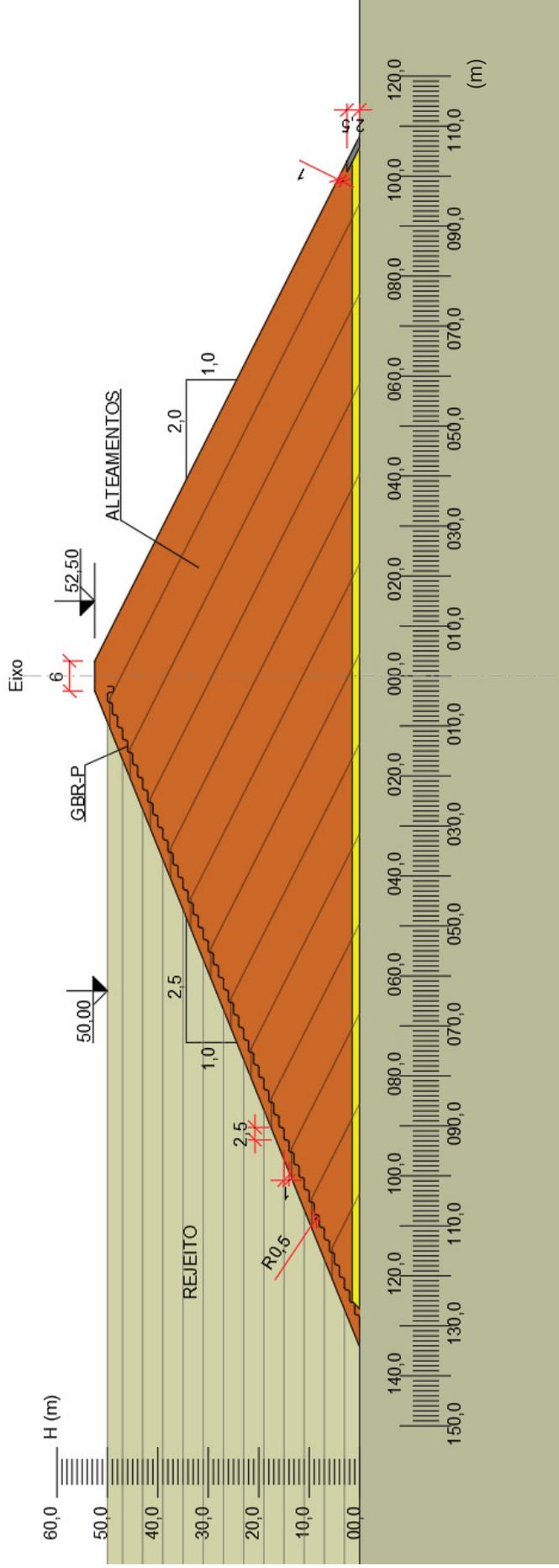
O nível máximo previsto para o reservatório em ambas as seções é de 50,0 m, perfazendo uma borda livre para fim de operação e fechamento de 2,5 m.

Não foi considerado nível de água para jusante, isto é, a freática para jusante coincide com a superfície (0 m) para o caso de operação do reservatório.

Da mesma forma que para as barragens de terra, foi simulado numericamente o fluxo para seções geometricamente iguais porém com dreno interno, afim de comparar-se poropressões, gradientes e vazões unitárias. As seções com dreno interno de agregado podem ser vistas na FIGURA 53 e na FIGURA 54.

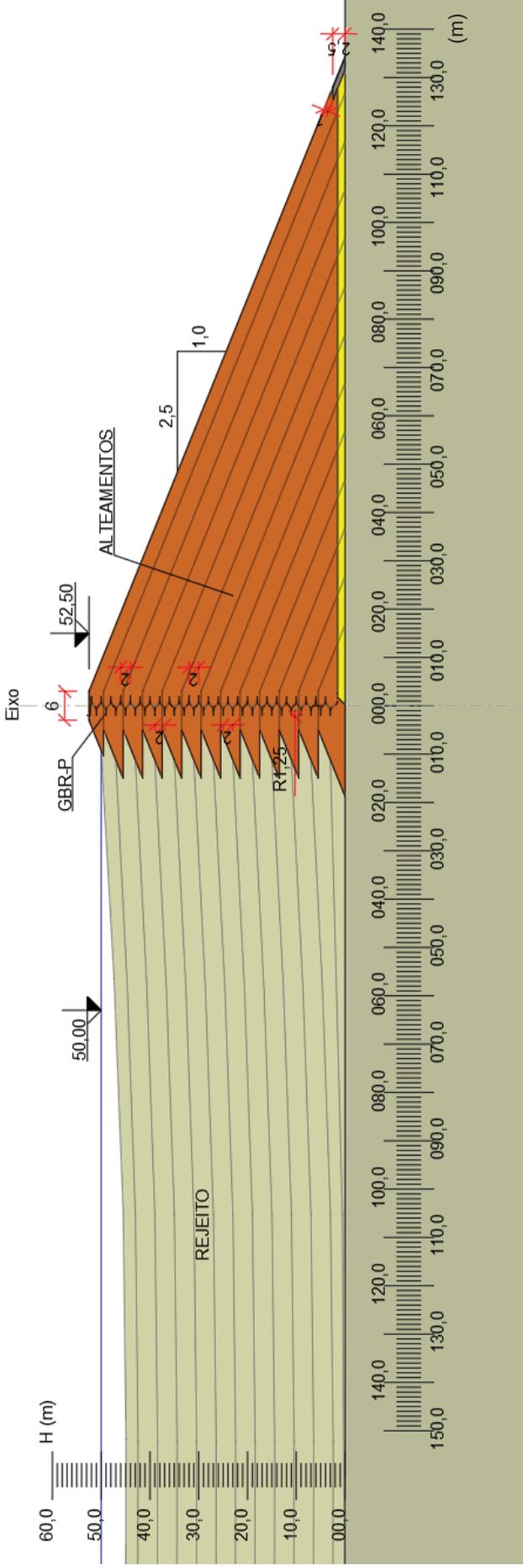
Nos próximos itens desta dissertação, as barragens de terra para acumulação de água serão chamadas de barragens de terra, e as barragens de terra para acumulação de rejeito serão chamadas de barragens de rejeito.

FIGURA 51 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE COM ARRANJO 1



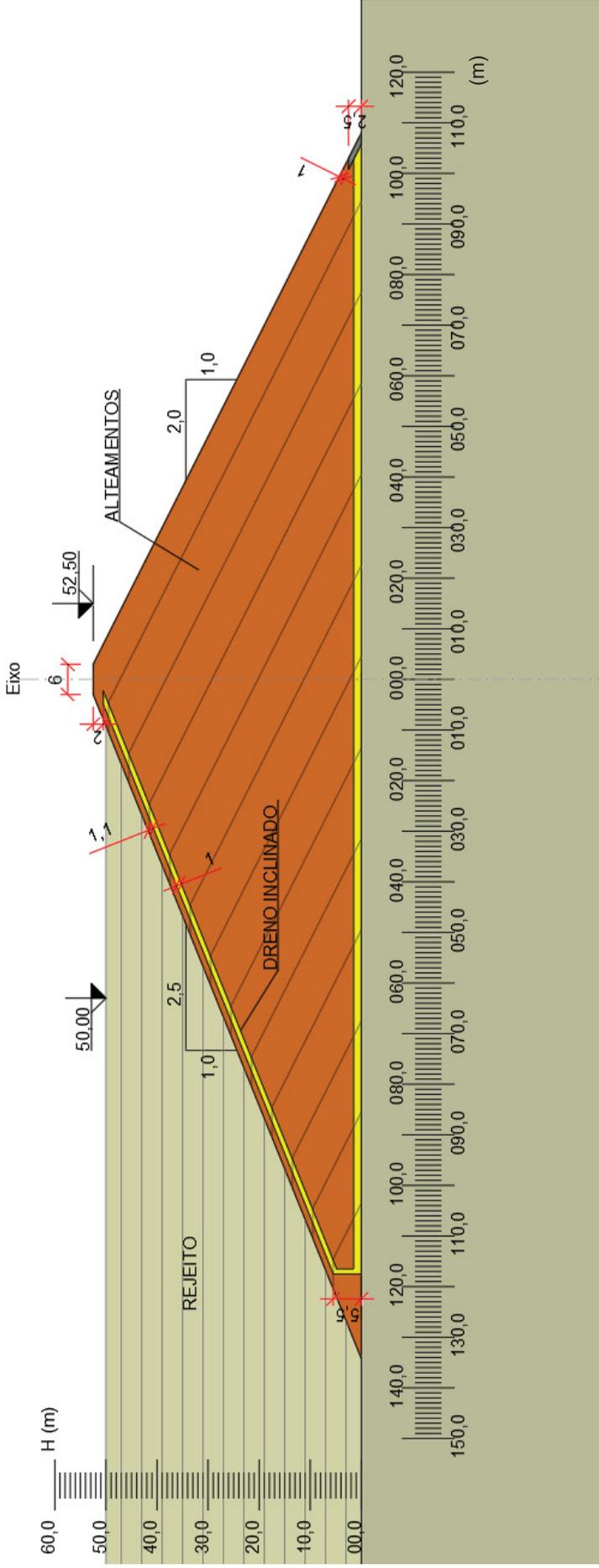
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 52 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM ARRANJO 3



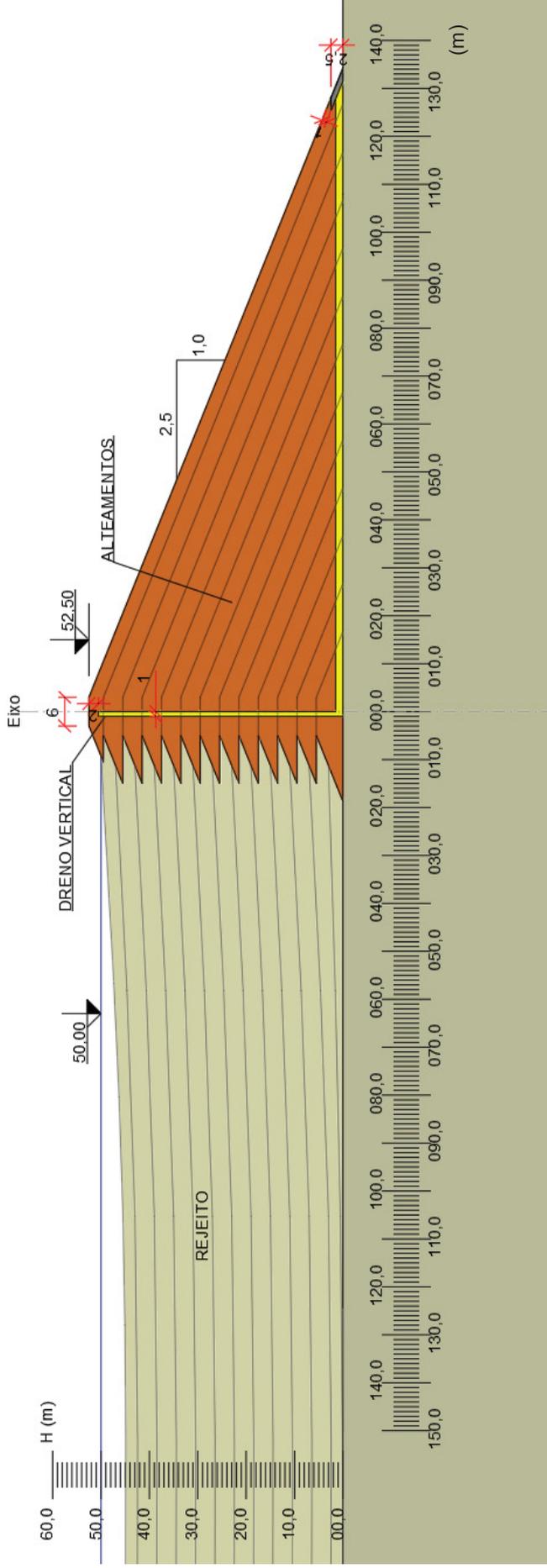
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 53 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INCLINADO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 54 - SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA PARA ACUMULAÇÃO DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO VERTICAL



FONTE: O autor (2022)

### 3.4 MATERIAIS E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA AS SIMULAÇÕES NUMERICAS E ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Foram considerados os seguintes materiais para compor as seções propostas:

- Para o corpo das barragens (terra e rejeito): solo compactado com classificação SC (areia argilosa) pelo SUCS e GC (grau de compactação) de 95%;
- Para os drenos horizontal e vertical: areia compactada com classificação SW (areia bem graduada) pelo SUCS e GC de 90%;
- Para o dreno de pé: enrocamento compactado com classificação GP (pedregulho mal graduado) pelo SUCS com GC de 100%;
- Para o rejeito: rejeito proveniente de minério de ferro, em estado fofo;
- Para o solo residual da fundação: solo residual de basalto;
- Para a alteração de rocha da fundação: rocha alterada de basalto;
- Para a rocha sã da fundação: basalto;
- Para a GBR-P: GBR-P de PVC não texturizada com espessura de 0,003 m.

Os parâmetros destes materiais foram determinados com base em valores da literatura, para materiais comumente utilizados na construção de barragens de terra ou rejeito.

Para o aterro compactado do corpo das barragens a resistência ao cisalhamento foi determinada de acordo com os casos apresentados por Cruz e Maiolino (1983, apud Cruz 1996) para barragens brasileiras. Os autores colocam que para solos coluvionares compactados, formados pela decomposição e transporte de arenito e basalto (que dão origem a solos arenosos e argilosos respectivamente, condizente com a classificação adotada), a faixa de valores de coesão e ângulo de atrito determinadas por ensaios triaxiais com tensões confiantes intermediárias é de 20 a 36 kPa e de 30 a 33°, respectivamente.

Estes valores são amparados por Almeida (2010), que para a barragem da UHE Irapé obteve parâmetros através de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto

realizados no solo argiloso de construção do núcleo iguais a 10 kPa para coesão efetiva e 34° para ângulo de atrito efetivo.

Para a condutividade hidráulica deste tipo de solo compactado, Cruz (1996) coloca que o coeficiente de condutividade hidráulica vertical fica próximo de  $10^{-9}$  m/s. Atenta-se ainda para o exposto por Cruz (1996) e Massad (2010) de que para solos finos compactados, o coeficiente de condutividade hidráulica horizontal é de 8 a 10 vezes maior que o coeficiente de condutividade hidráulica vertical.

Assim, para o aterro compactado arenoso argiloso adotou-se coesão efetiva de 15 kPa, ângulo de atrito efetivo de 35°, coeficiente de condutividade hidráulica horizontal de  $10^{-8}$  m/s, coeficiente de condutividade hidráulica vertical 10 vezes menor do que o coeficiente de condutividade hidráulica horizontal e peso específico de 20,4 kN/m<sup>3</sup>.

Para o material do dreno horizontal adotou-se coesão efetiva de 0 kPa, ângulo de atrito efetivo de 33°, coeficiente de condutividade hidráulica horizontal de  $10^{-3}$  m/s, coeficiente de condutividade hidráulica vertical igual ao coeficiente de condutividade hidráulica horizontal e peso específico de 21,2 kN/m<sup>3</sup>. Para o enrocamento de pé adotou-se coesão efetiva de 0 kPa, ângulo de atrito efetivo de 37,5°, drenagem livre com coeficientes de condutividade hidráulica vertical e horizontal iguais e peso específico de 22,8 kN/m<sup>3</sup>. Todos estes valores estão dentro das faixas apresentadas por Cruz (1996) para estes materiais

Para o rejeito de minério de ferro, a condutividade hidráulica e os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram determinados com base nas orientações de Vick (1983) e nos parâmetros apresentados por Albuquerque Filho (2004), que determinou através de ensaios CPTu (piezocone) o ângulo de atrito para rejeitos de minério de ferro em barragens de rejeito do quadrilátero ferrífero de Minas Gerais.

No estado em que se encontravam nas barragens (fofo), os rejeitos analisados por Albuquerque Filho (2004) possuíam 30° de ângulo de atrito efetivo para solicitações drenadas.

É sabido que rejeitos granulares em estado fofo (com parâmetro de estado positivo) que é o caso do rejeito de minério de ferro, são suscetíveis a liquefação quando saturados e solicitados com carregamentos não drenados. Considerando que análises não drenadas (que poderiam considerar a liquefação) não serão realizadas na corrente dissertação, e ainda tendo em voga o conceito de liquefação apresentado por Sladen *et al.* (1985), o valor de ângulo de atrito adotado para o

rejeito será o valor mínimo da faixa de valores de ângulo de atrito residual para areias determinado para grandes deformações por Reis (2006), sendo esse valor igual a 25°.

Assim, caso ocorresse a liquefação por solicitação não drenada e este evento não rompesse a barragem, a estabilidade com o rejeito próximo ao estado crítico após as poropressões dissiparem (após cessar a solicitação não drenada) seria mantida, pois foi determinada considerando a resistência nesta condição.

Esse valor é conservador e amparado nos dados de ângulo de atrito residual para rejeito de minério de ferro apresentados por Presotti (2002) e constantes na TABELA 1, que obteve no mínimo 33° de ângulo de atrito residual.

A coesão efetiva do rejeito foi considerada igual 0 kPa, o coeficiente de condutividade hidráulica horizontal foi considerado igual a  $10^{-5}$  m/s, o coeficiente de condutividade hidráulica vertical foi considerado igual ao horizontal e o peso específico foi considerado igual a 24 kN/m<sup>3</sup>. Todos estes valores são amparados pelo exposto por Vick (1983).

Para o solo residual de basalto os parâmetros foram determinados com base em Cruz (1996) e Coduto (1994), que apresentam, para este tipo de solo, coesão efetiva de 20 kPa, ângulo de atrito efetivo de 27°, coeficiente de condutividade hidráulica horizontal de  $10^{-6}$  m/s, coeficiente de condutividade hidráulica vertical igual ao horizontal e peso específico de 18 kN/m<sup>3</sup>.

Para a alteração de rocha basáltica e rocha basáltica são os parâmetros de resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica foram determinados com base no exposto por Hack (2020), sendo a coesão efetiva igual a 30000 kPa para alteração de rocha e 110000 kPa para rocha sã, com ângulo de atrito efetivo igual a 0° para ambas. O coeficiente de condutividade hidráulica horizontal é de  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s e o peso específico é de 23 kN/m<sup>3</sup> para alteração de rocha e de  $10^{-11}$  m/s e 26,1 kN/m<sup>3</sup> para rocha sã, sendo os coeficientes de condutividade horizontal e vertical iguais para ambos os materiais.

Quanto aos parâmetros de deformabilidade para o solo, dreno horizontal e enrocamento de pé, foram obtidos os parâmetros do modelo hiperbólico a partir dos ensaios realizados por Duncan *et al.* (1980), cujos valores estão apresentados no QUADRO 2.

Os parâmetros do modelo hiperbólico para o rejeito foram determinados com base nos valores apresentados por Braga (2016) utilizando os resultados de ensaios triaxiais realizados por Rezende (2013), e também estão no QUADRO 2.

Os parâmetros de deformabilidade para o solo residual, alteração de rocha e rocha são foram determinados com base em Hack (2020). Eles também estão elencados no QUADRO 2.

Quanto a GBR-P, a tensão limite de tração e módulo de elasticidade foram determinados a partir dos ensaios tensão-deformação de Rigo e Cazzuffi (1991) apresentados no item 2.5.2. A partir dos dados dos autores, foi adotada resistência máxima a tração de 19000 kPa e peso específico de 9,5 kN/m<sup>3</sup>, com coeficiente de condutividade hidráulica vertical e horizontal iguais a 10<sup>-12</sup> m/s. Os parâmetros de deformabilidade estão no QUADRO 2.

Na interface entre GBR-P e solo foi considerada eficiência de 2/3 para o ângulo de atrito de interface e de 1/2 para a adesão, valores típicos de projeto apresentados por Vilar *et al.* (2015) e amparados pelos valores apresentados por Markou e Evangelou (2018), constantes na TABELA 2 e TABELA 3 do item 2.3.1.

Como resumo geral, no QUADRO 1 estão os parâmetros de peso específico, coesão efetiva, ângulo de atrito efetivo e coeficiente de condutividade hidráulica adotados para a simulação de fluxo e análise de estabilidade de taludes.

No QUADRO 2 estão os valores dos parâmetros de deformabilidade adotados para a simulação tensão-deformação.

O valor do módulo de elasticidade tangente inicial para o modelo hiperbólico foi definido através da EQUAÇÃO 41, implementada no programa e através da qual é calculado o módulo de elasticidade para qualquer tensão confinante experimentada pela seção.

QUADRO 1 - PARÂMETROS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E DE RUPTURA DO CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	$k_h$ (m/s)	$k_v/k_h$	Fonte
Solo compactado (SC)	20,4	15	35	$10^{-8}$	0,1	Cruz e Maiolino (1983, <i>apud</i> Cruz 1996); Almeida (2010); Cruz (1996)
Rejeito de minério de ferro	24	0	25	$10^{-5}$	1	Vick (1983); Albuquerque Filho (2004); Reis (2006); Presotti (2002)
GBR-P	9,5	19000 (resistência a tração)	-	$10^{-12}$	1	Rigo e Cazzuffi (1991)
Dreno horizontal (SW)	21,2	0	33	$10^{-3}$	1	Pinto (2006); Cruz (1996); Almeida (2010)
Enrocamento de pé (GP)	22,8	0	37,5	Drenagem livre	1	Cruz (1996); Almeida (2010)
Fundação - Solo residual de basalto	18	20	27	$10^{-6}$	1	Cruz (1996)
Fundação - Alteração de rocha basáltica	23	30000	0	$5 \cdot 10^{-10}$	1	Hack (2020)
Fundação - Rocha basáltica sã	26,1	110000	0	$10^{-11}$	1	Hack (2020)

FONTE: O autor (2022)

QUADRO 2 - PARÂMETROS DO RIGIDEZ

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kPa)	$\Phi$ (°)	$K_i$	$n$	$R_f$	$K_b$	$m$	Fonte
Solo compactado (SC)	20,40	19	33	200	0,60	0,7	100	0,50	Duncan <i>et al.</i> (1980)
Rejeito	29	23,9	31,4	98,22	0,60	0,75	173,94	0,28	Braga (2016)
GBR-P	9,5	6 MPa (elástico linear)							Rigo e Cazzuffi (1991)
Dreno horizontal (SW)	21,20	0	33	200	0,40	0,7	50	0,20	Duncan <i>et al.</i> (1980)
Enrocamento de pé (GP)	22,80	0	39	450	0,40	0,7	125	0,20	Duncan <i>et al.</i> (1980)
Fundação - Solo residual de basalto	18	50 MPa (elástico linear perfeitamente plástico)							Coduto (1994)
Fundação - Alteração de rocha basáltica	23	23000 MPa (elástico linear perfeitamente plástico)							Hack (2020)
Fundação - Rocha basáltica sã	26,1	58000 MPa (elástico linear)							Hack (2020)

FONTE: O autor (2022)

Observa-se diferença nos parâmetros de resistência ao cisalhamento (plastificação) do material do aterro, do dreno horizontal, do enrocamento e do rejeito determinados através dos ensaios triaxiais realizados para o modelo hiperbólico e determinados através de ensaios para casos de obra presentes na literatura. Tal fato se deve a faixa de tensões na qual os ensaios triaxiais para o modelo hiperbólico foram realizados, geralmente 75, 150, 300 e 550 kPa, conforme orientado por Head (1986).

Neste estudo, para a simulação tensão-deformação utilizaram-se os parâmetros determinados para o modelo hiperbólico e para as análises de estabilidade dos taludes utilizaram-se os parâmetros condizentes com a faixa de tensões experimentada pelo maciço e que constam na literatura do tema, conforme apresentado anteriormente.

### 3.5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

### 3.5.1 Simulação de fluxo

Para a simulação numérica de fluxo em elementos finitos foi utilizado o software GeoStudio, módulo Seep/W, versão 2018, desenvolvido pela empresa GeoSlope International.

As condições de contorno impostas foram:

- Nos nós das interfaces dreno/fundações e dreno/aterro: superfície de drenagem, simulando a condição dada pelos drenos;
- Nos nós da face de montante da GBR-P: fluxo nulo, simulando sua função impermeabilizante;
- Nos nós da face do espaldar de montante e na face superior do rejeito: carga hidráulica do reservatório;

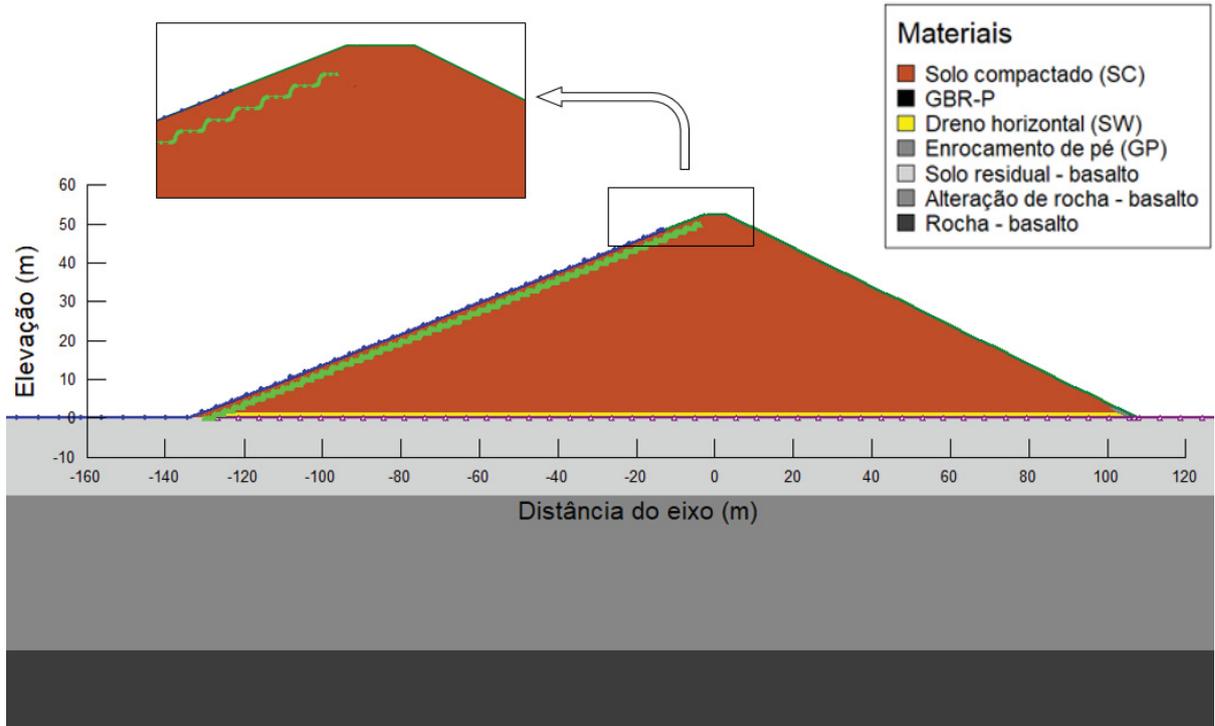
A malha de elementos finitos gerada compreendeu um refinamento do tipo r, com elementos de no máximo 0,15 m para o corpo da barragem, rejeitos e solo residual da fundação, e elementos gradualmente maiores conforme aumentava a profundidade em direção a alteração de rocha e rocha sã, existindo elementos da ordem de 1,5 m na base da rocha sã.

Para as barragens de rejeito, como existem 13 alteamentos e para todos eles o regime de percolação permanente ocorre devido a operação da barragem, foram construídos 13 modelos de fluxo, referentes a cada um dos alteamentos.

Na FIGURA 55, FIGURA 56, FIGURA 57 e FIGURA 58 estão os modelos de fluxo para a barragem de terra com arranjo 1, arranjo 2, arranjo 3 e com dreno inclinado, respectivamente.

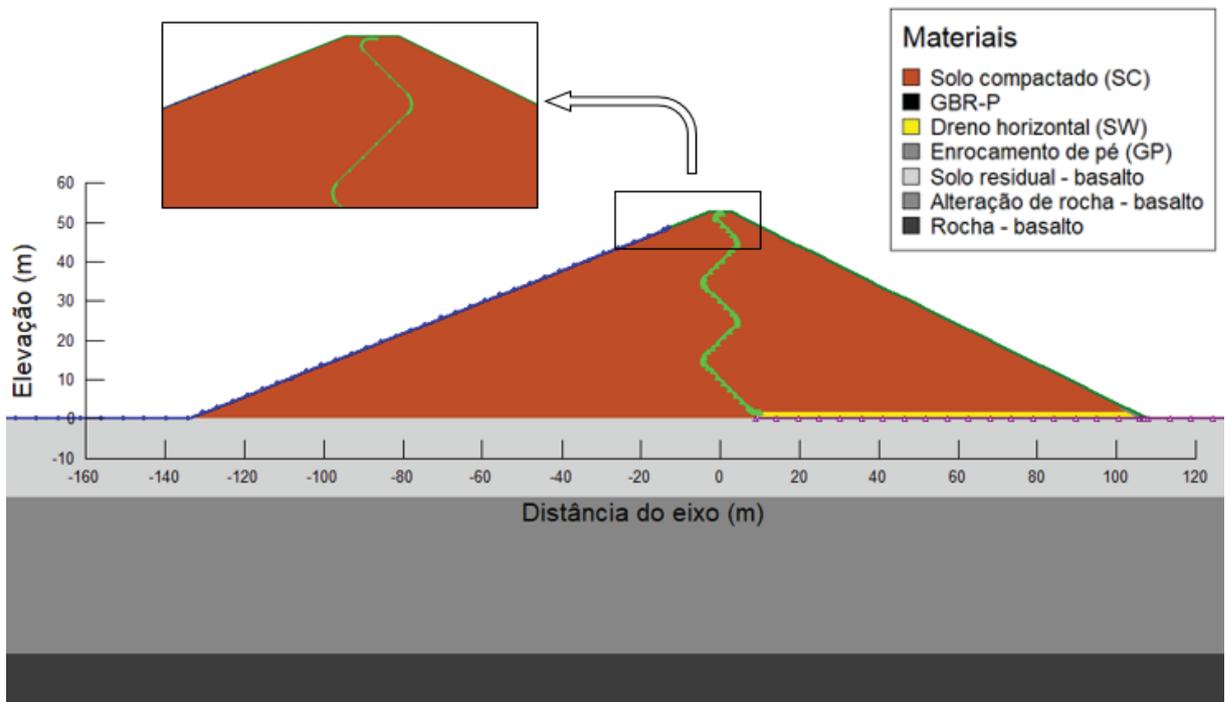
Na FIGURA 59, FIGURA 60, FIGURA 61, FIGURA 62, FIGURA 63 e FIGURA 64 estão, respectivamente, os modelos de fluxo para o primeiro, sétimo e décimo terceiro alteamentos das barragens de rejeito alteadas para jusante e em linha de centro. Na FIGURA 65 e FIGURA 66 estão os modelos de fluxo para as barragens de rejeito com dreno interno, ambos para o décimo terceiro alteamento.

FIGURA 55 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



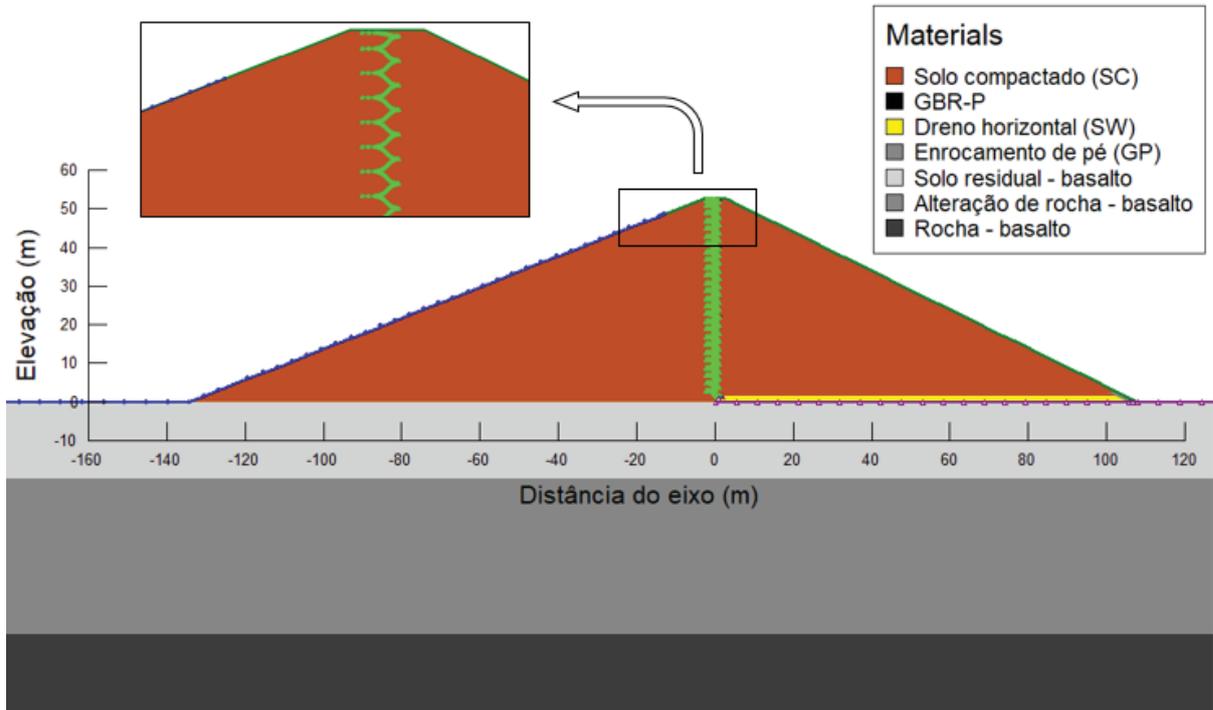
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 56 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2



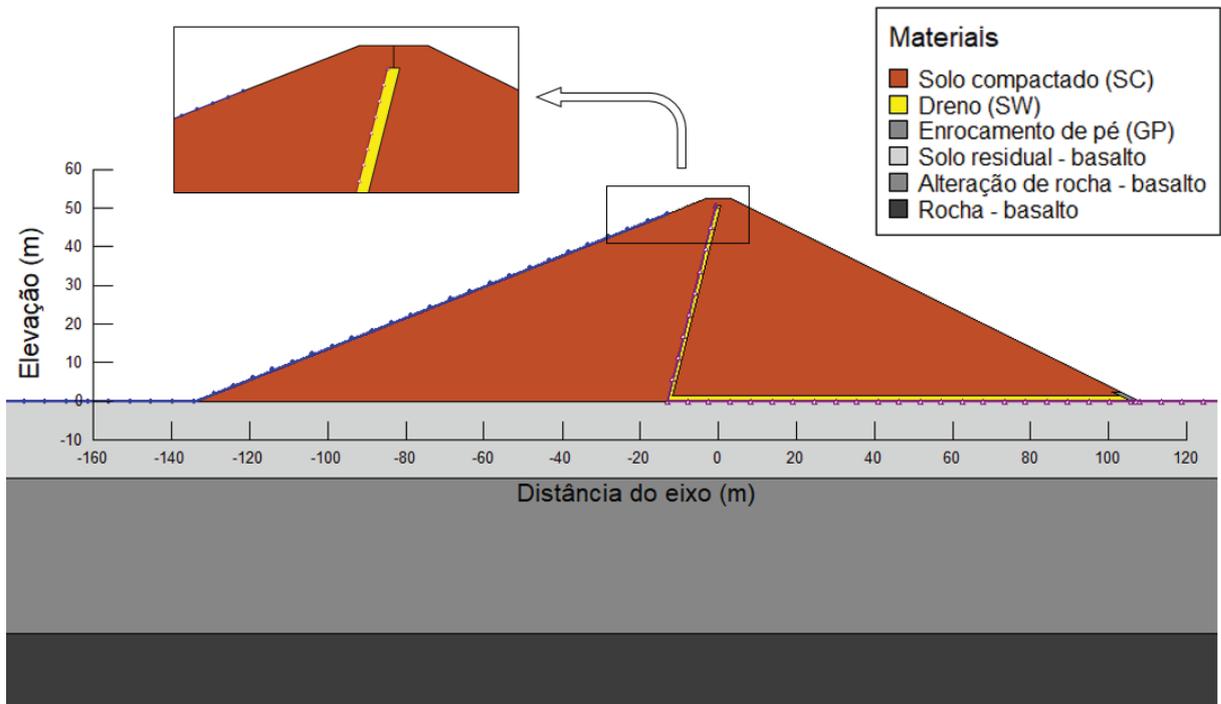
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 57 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3



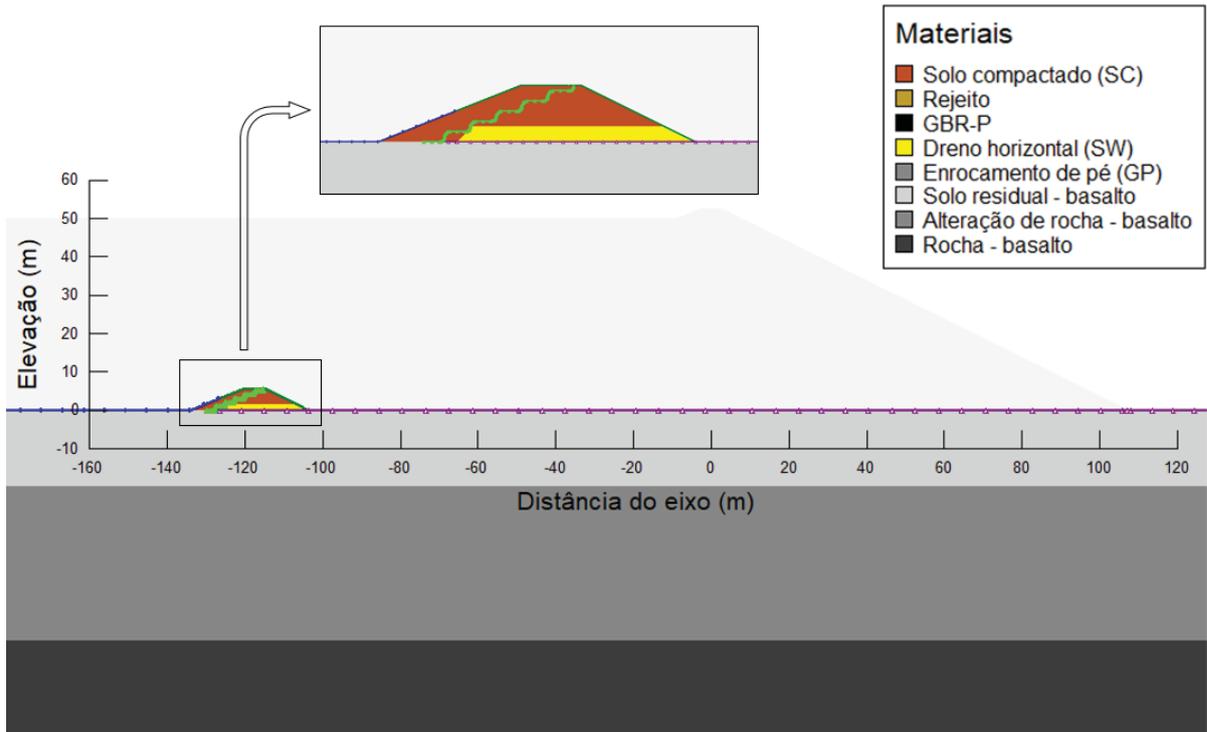
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 58 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE TERRA COM DRENO INCLINADO



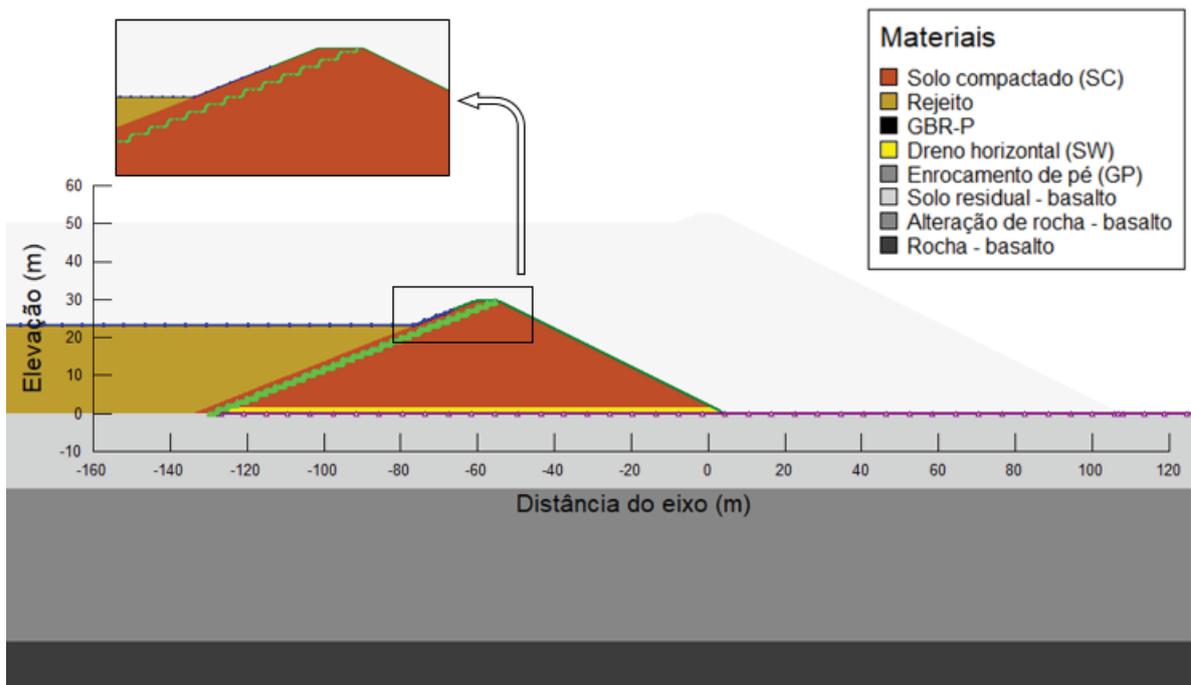
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 59 - MODELO DE FLUXO DO PRIMEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



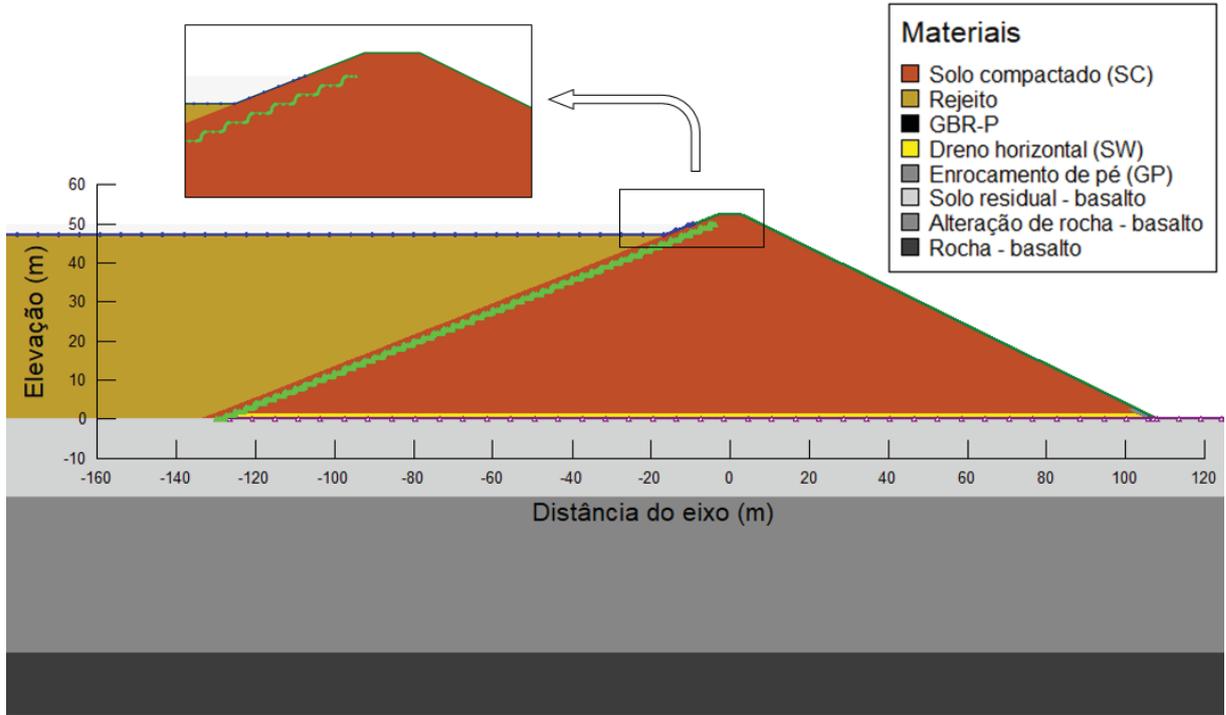
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 60 - MODELO DE FLUXO DO SÉTIMO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



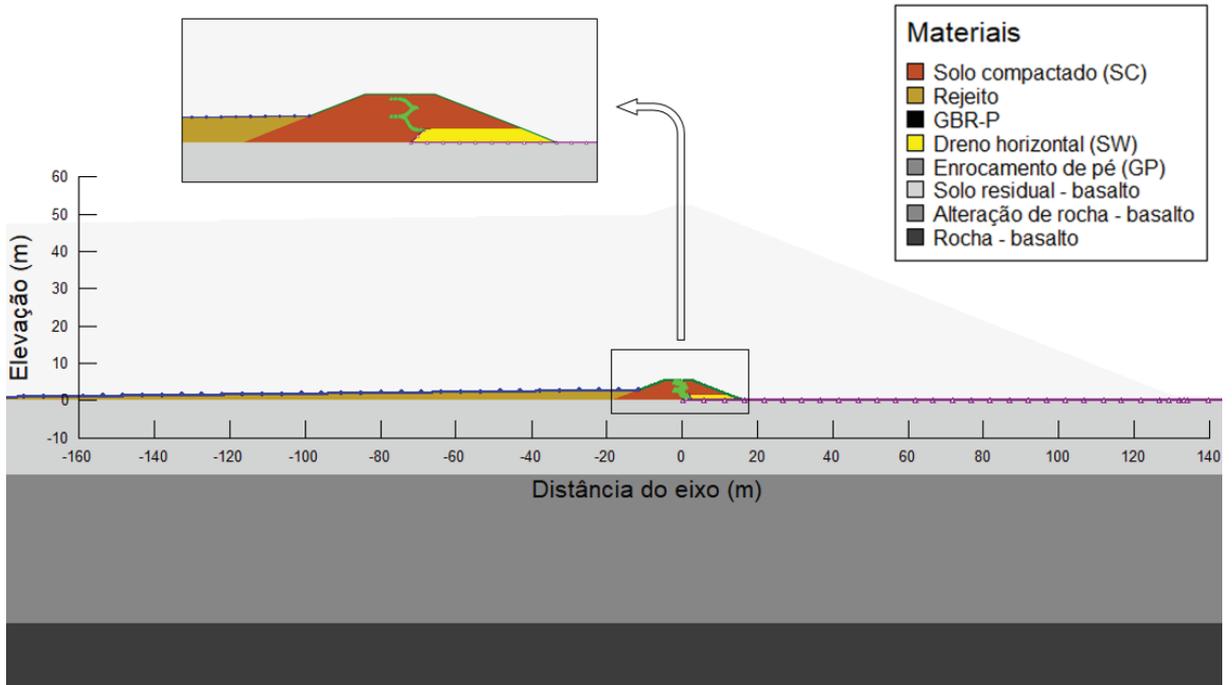
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 61 - MODELO DE FLUXO DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



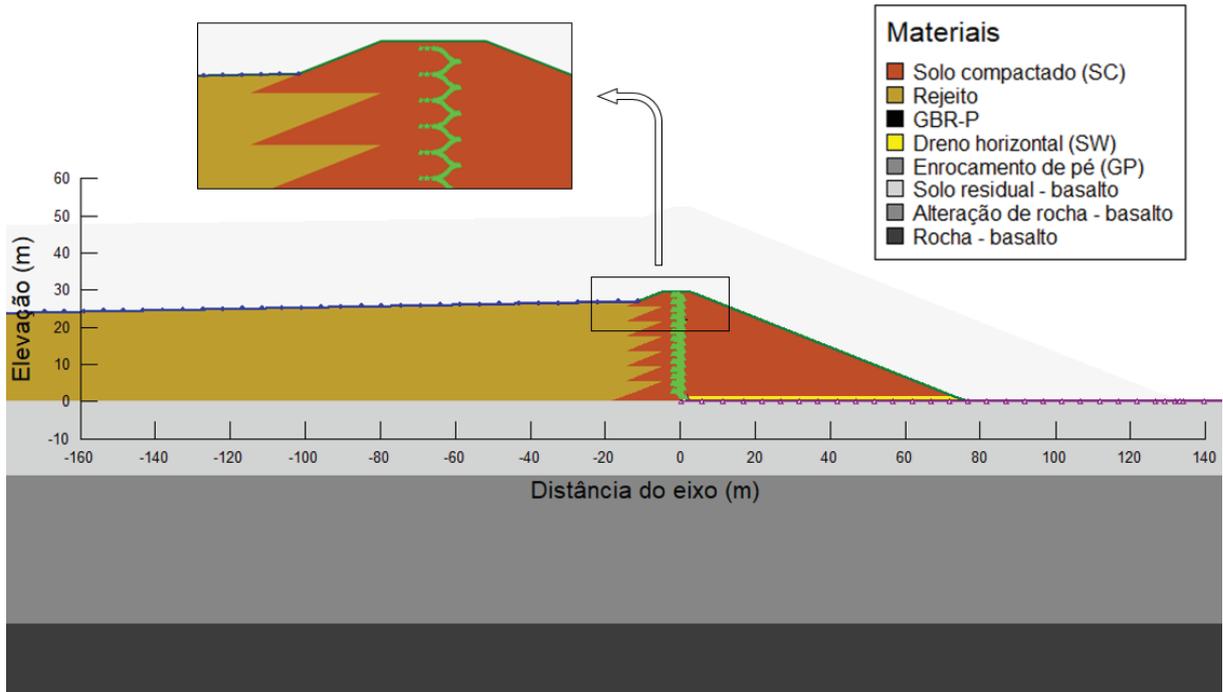
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 62 - MODELO DE FLUXO DO PRIMEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO



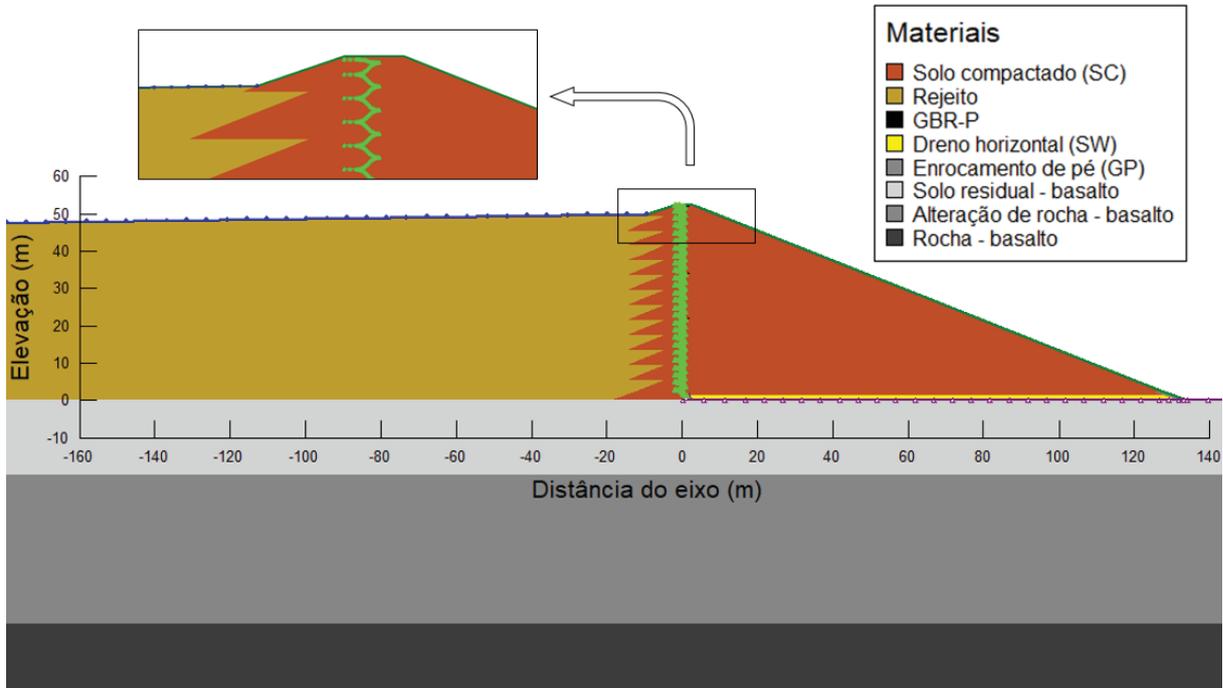
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 63 - MODELO DE FLUXO DO SÉTIMO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO



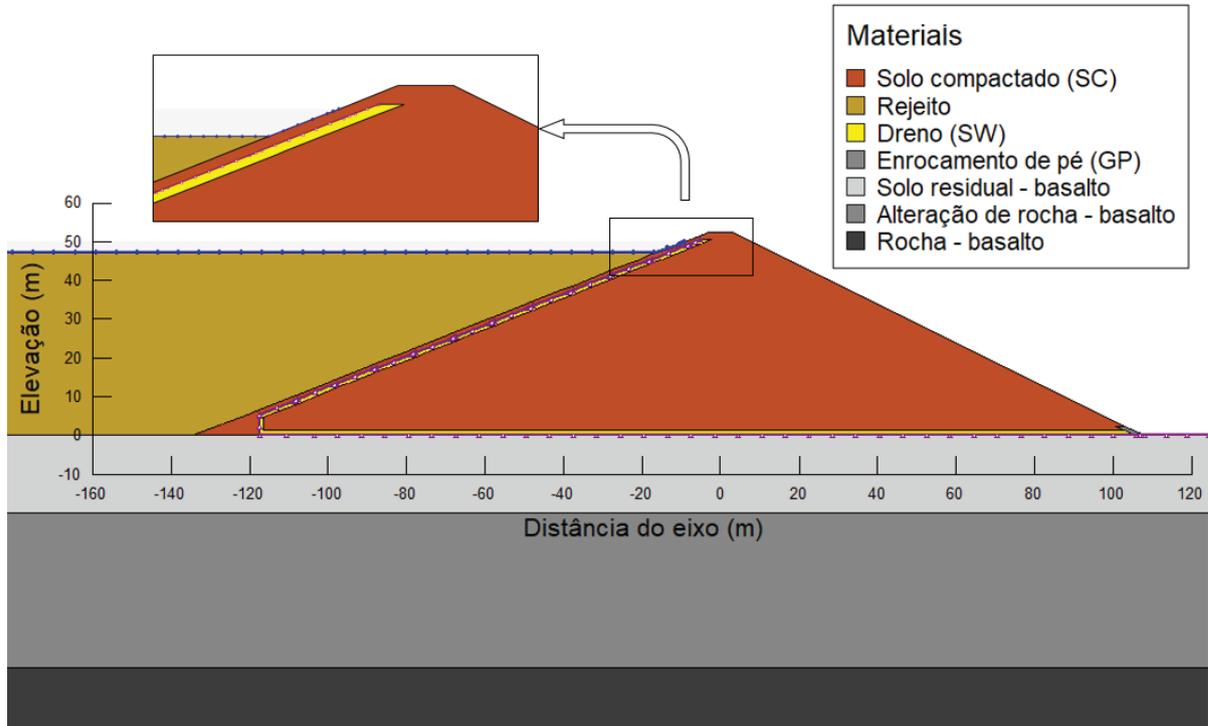
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 64 - MODELO DE FLUXO DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO



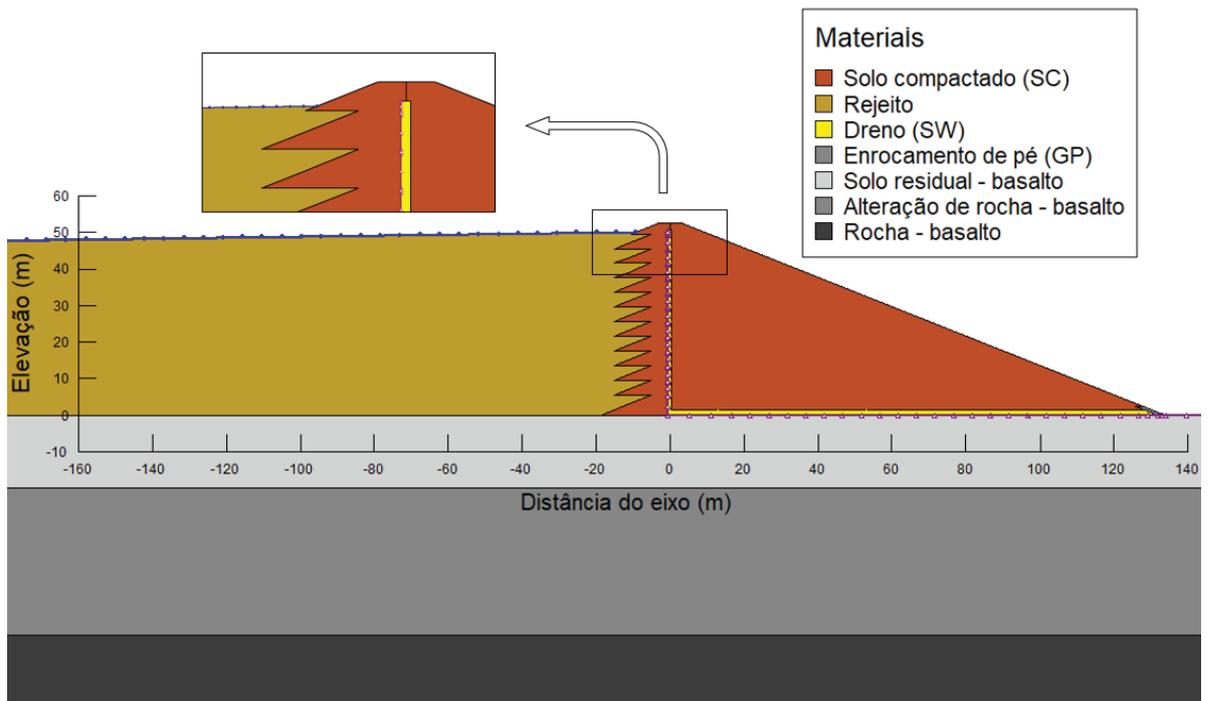
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 65 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INCLINADO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 66 - MODELO DE FLUXO PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO VERTICAL



FONTE: O autor (2022)

### 3.5.2 Simulação tensão-deformação

Para a simulação tensão-deformação foi utilizado o software GeoStudio, módulo Sigma/W versão 2018, desenvolvido pela empresa GeoSlope International.

O modelo constitutivo adotado para o solo compactado, para o rejeito, para o dreno horizontal e para o enrocamento de pé foi o modelo hiperbólico, e para a GBR-P, para o solo residual de basalto da fundação, para a alteração de rocha basáltica e para a rocha basáltica sã foi o modelo elástico linear perfeitamente plástico.

As condições de contorno impostas foram:

- Nos nós localizados nas arestas dos extremos esquerdo e direito das fundações: restrição de deslocamentos na direção x (horizontal);
- Nos nós localizados na aresta da base da fundação: restrição de deslocamentos nas direções x e y (horizontal e vertical);
- Nos nós da face do espaldar de montante e na face superior do rejeito: carga hidrostática do reservatório;

Para que fosse atendida a condição de que menos de 10% das tensões totais aplicadas pela barragem na superfície das fundações incidissem nos nós extremos da malha (nos quais as condições de contorno de restrição de deslocamentos foi aplicada) foi necessário que os modelos tivessem uma região de rocha basáltica sã com 80 m de espessura e fundações com 125 m de extensão horizontal a partir da saia dos taludes de montante e jusante.

Da mesma forma que para a simulação de fluxo, a malha de elementos finitos gerada compreendeu um refinamento do tipo r, com elementos de no máximo 0,15 m para o corpo da barragem, rejeitos e solo residual da fundação, e elementos gradualmente maiores conforme aumentava a profundidade em direção a alteração de rocha e rocha sã, existindo elementos da ordem de 1,5 m na base da rocha sã.

Para as barragens de terra a simulação envolveu as seguintes etapas:

- Etapa inicial: simulação do tipo *in situ* somente com as fundações para geração do campo inicial de tensões;
- Construção da barragem: simulação do tipo carga/deformação com 18 etapas construtivas sequenciais, afim de evitar uma construção “instantânea”;

- Enchimento do reservatório: simulação do tipo carga/deformação com aplicação da carga hidrostática do reservatório e incidência de poropressões advindas das simulações de fluxo;

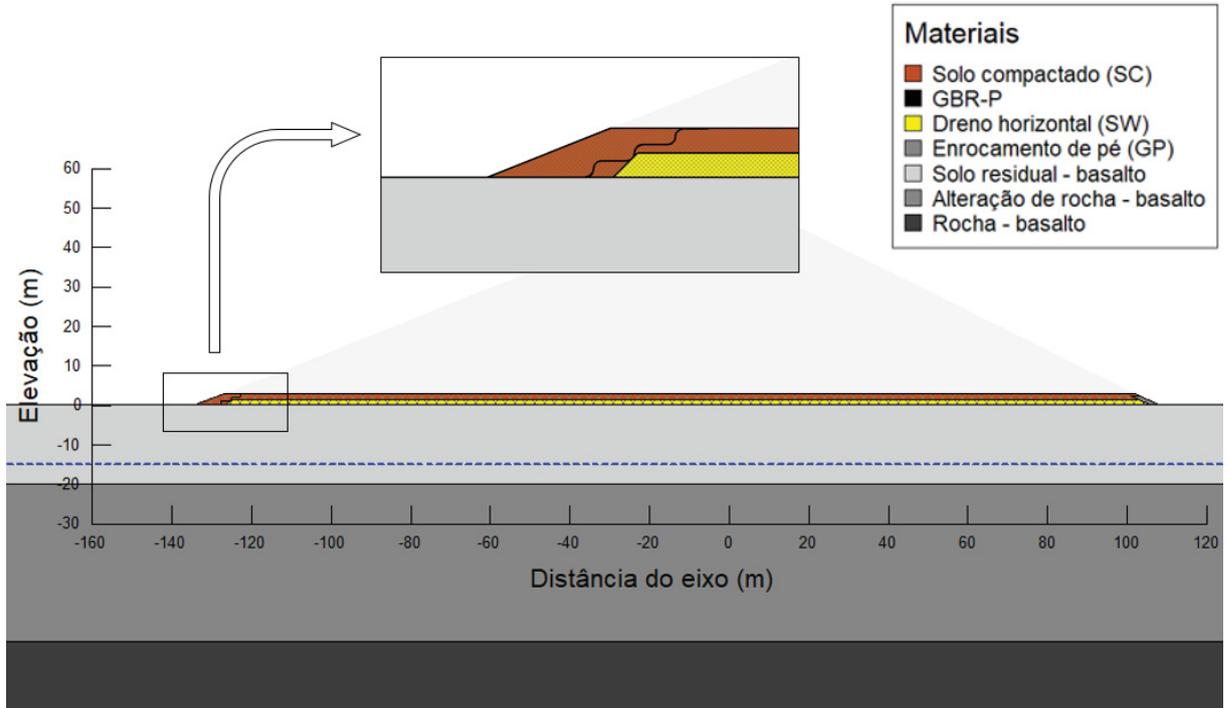
Para as barragens de rejeito a simulação envolveu as seguintes etapas:

- Etapa inicial: simulação do tipo *in situ* somente com as fundações para geração do campo inicial de tensões;
- Construção e operação dos alteamentos: simulação do tipo carga/deformação com construção sequencial dos treze alteamentos, um por vez, compreendendo a construção do alteamento junto a incidência da carga hidrostática e poropressões relativas ao NA daquele alteamento, com posterior deposição do rejeito e construção do alteamento seguinte, repetindo as etapas descritas acima sucessivamente até atingir o décimo terceiro alteamento;

Para ilustrar a simulação do processo construtivo descrito acima para as barragens de terra, são apresentados na FIGURA 67, FIGURA 68 e FIGURA 69 o primeiro, nono e décimo oitavo alteamentos simulados para a barragem de terra com arranjo 1.

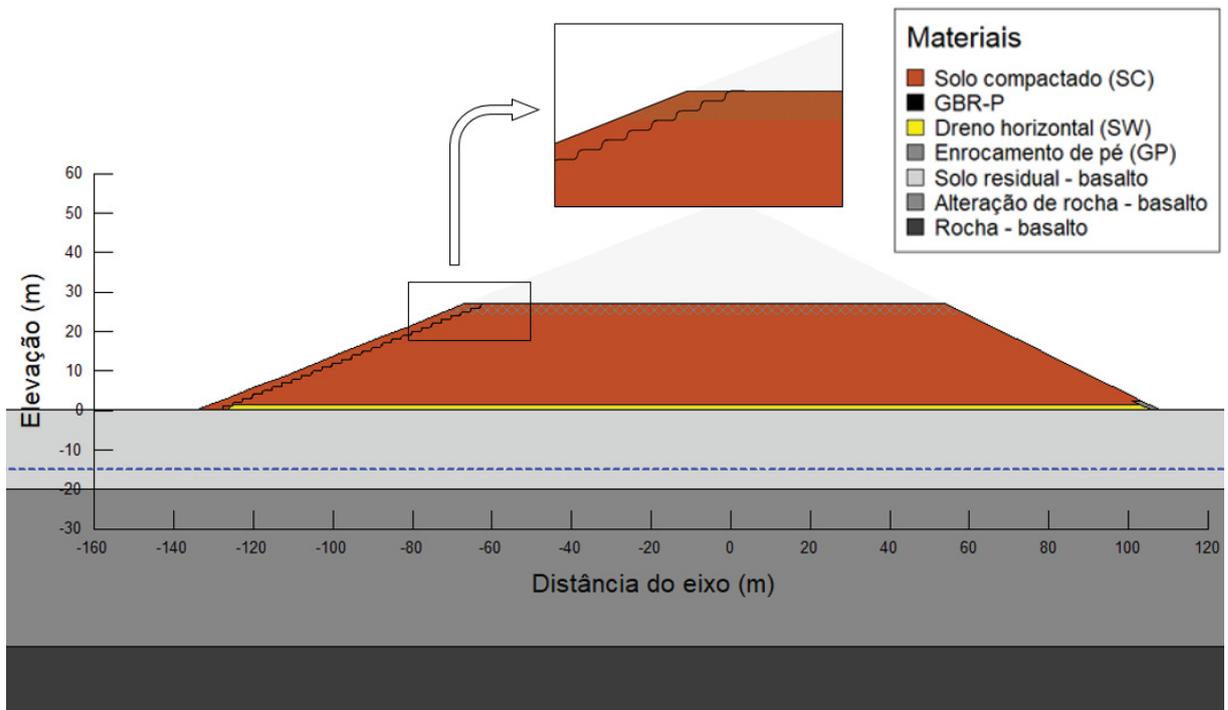
Na FIGURA 70, FIGURA 71 e FIGURA 72 estão as simulações finais, relativas ao enchimento do reservatório, para as três seções de barragem de terra.

FIGURA 67 - PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



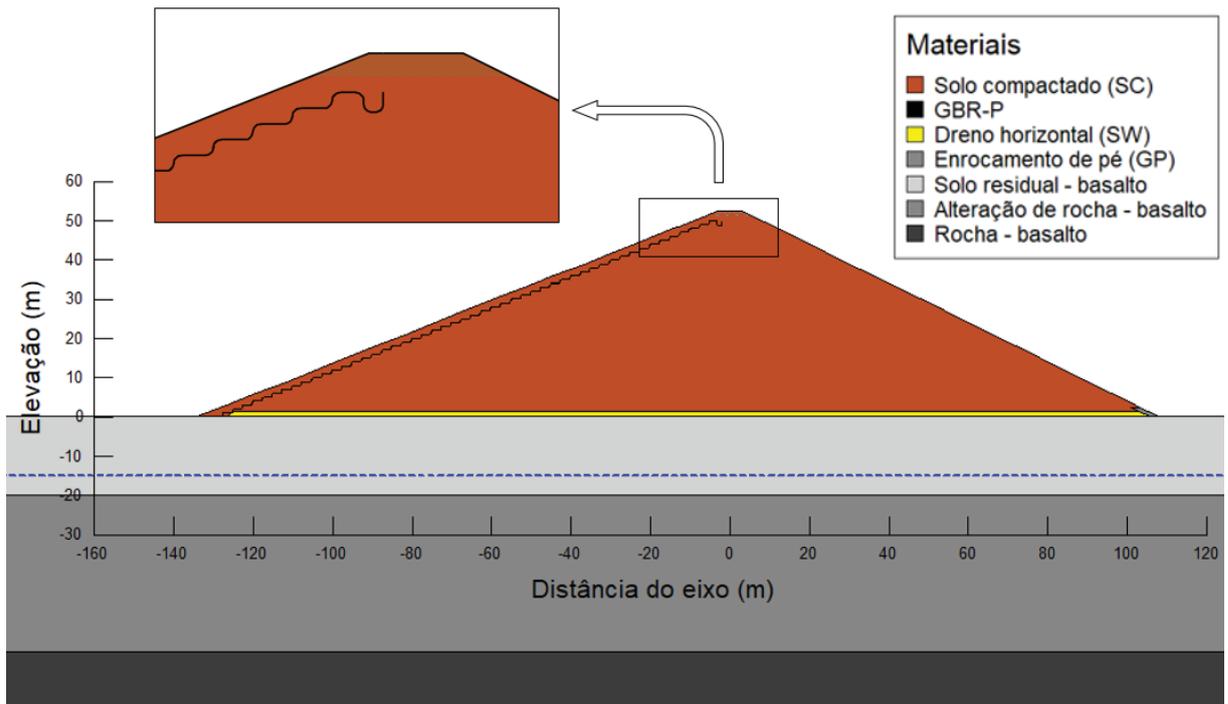
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 68 - NONO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



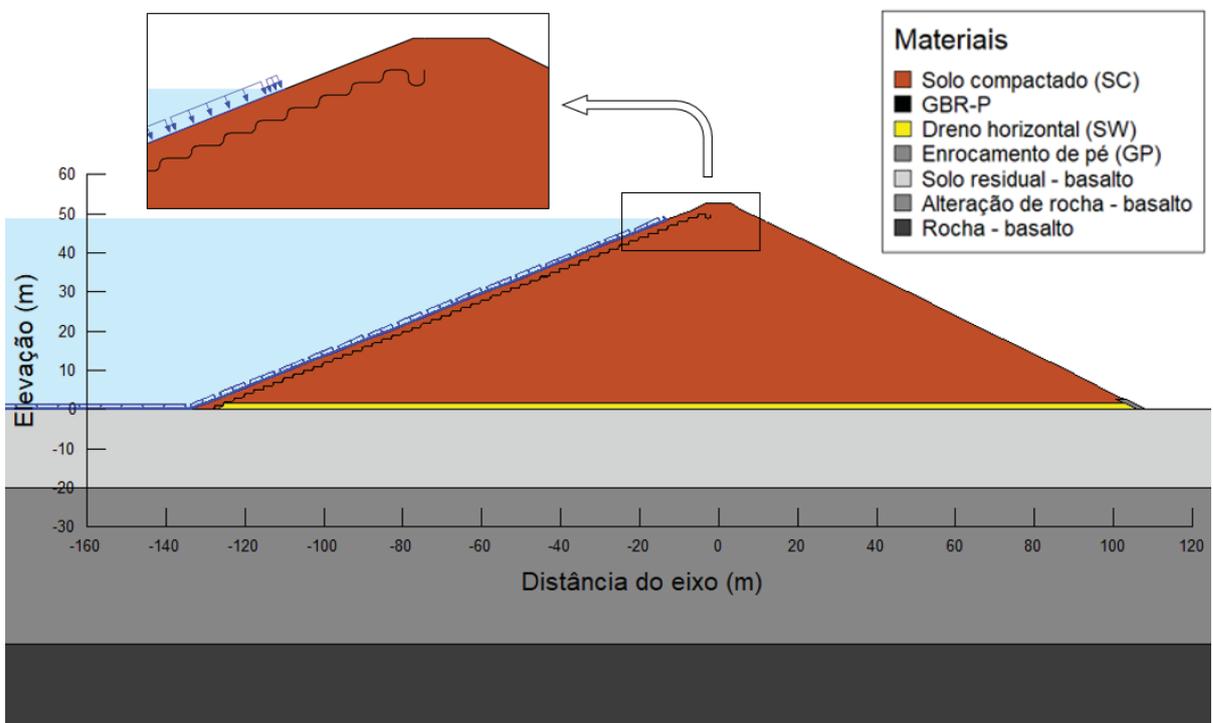
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 69 - DÉCIMO OITAVO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



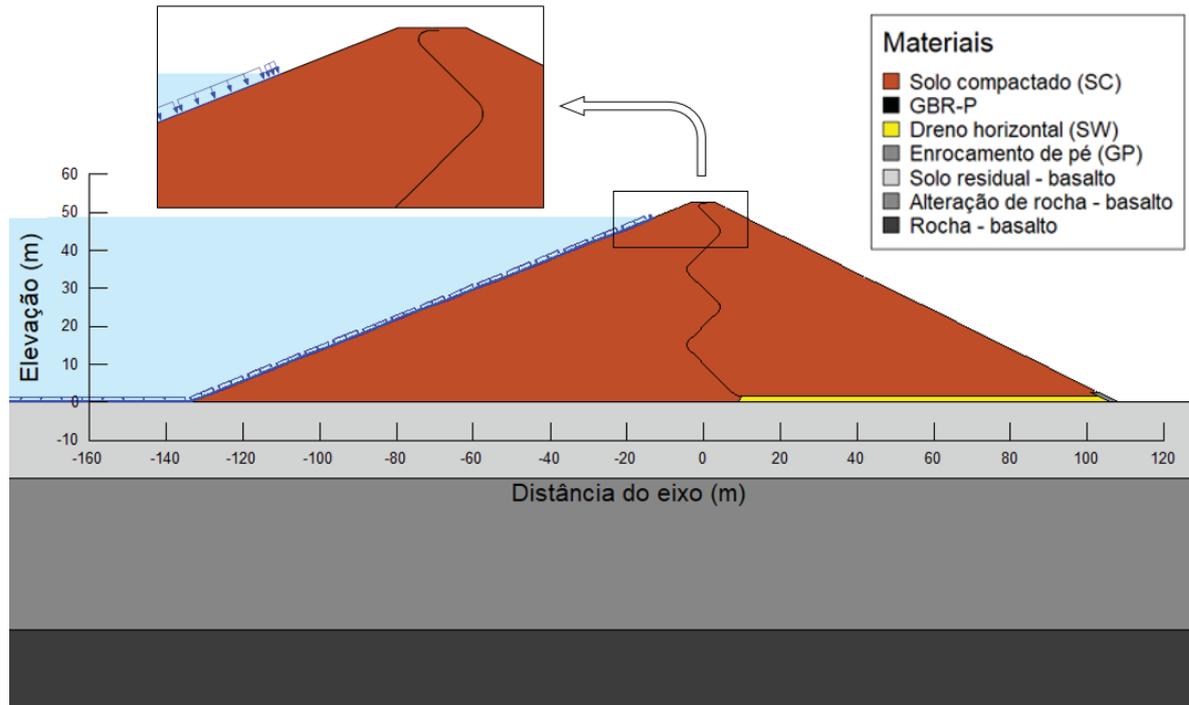
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 70 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



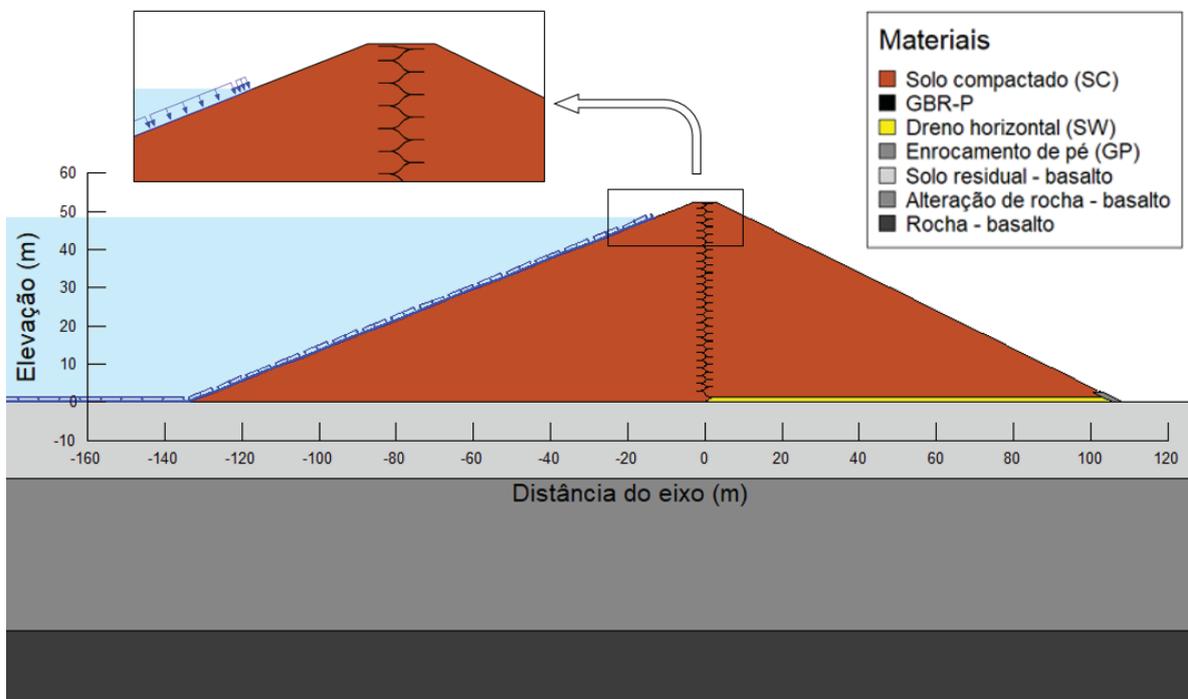
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 71 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 72 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3

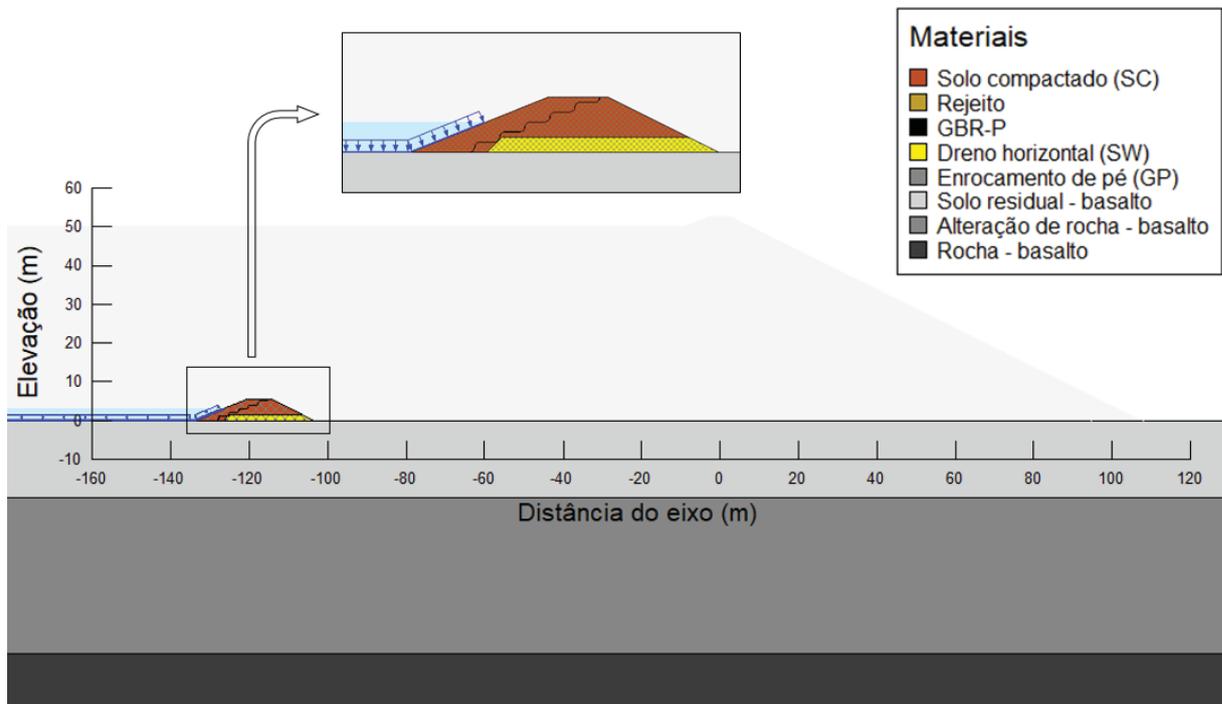


FONTE: O autor (2022)

Para ilustrar a simulação do processo construtivo e de operação descrito acima para as barragens de rejeito, são apresentados na FIGURA 73, FIGURA 74, FIGURA 75 e FIGURA 76, para a barragem alteada para jusante, o primeiro alteamento com estabelecimento do reservatório, a deposição do rejeito, o segundo alteamento com estabelecimento do reservatório e a deposição do rejeito, respectivamente.

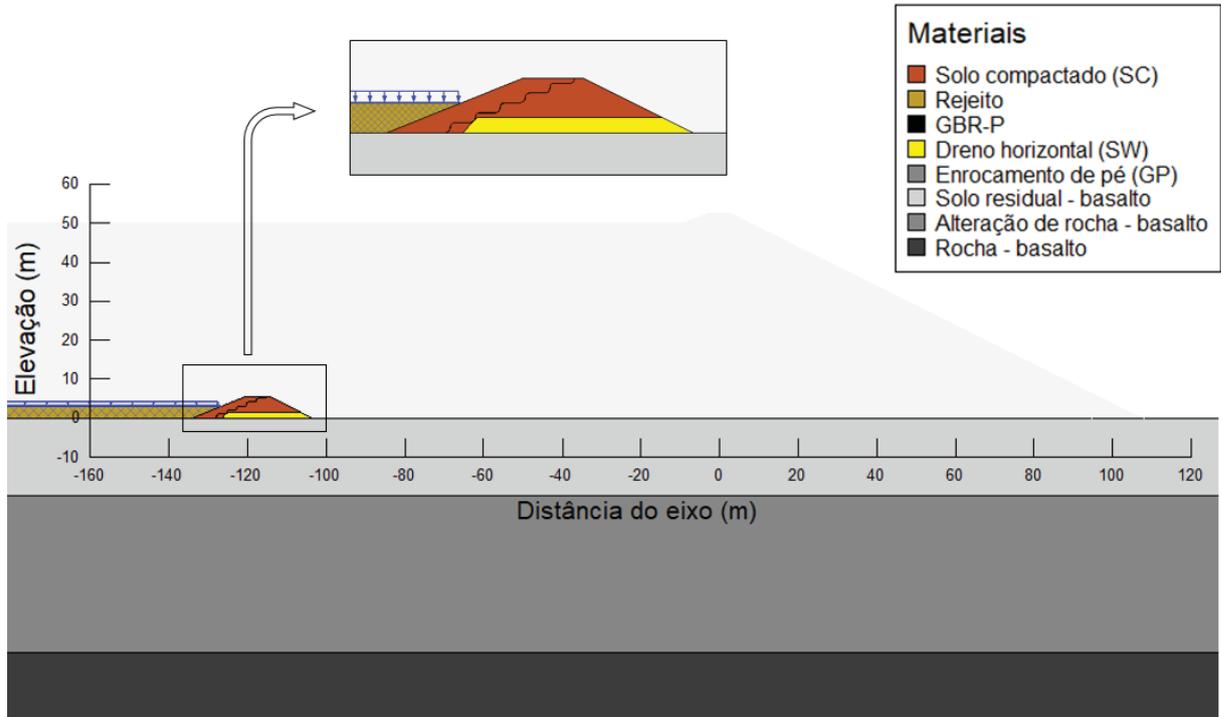
Na FIGURA 77 e FIGURA 78 estão as etapas finais de simulação para as barragens alteadas para jusante e em linha de centro, respectivamente.

FIGURA 73 - PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



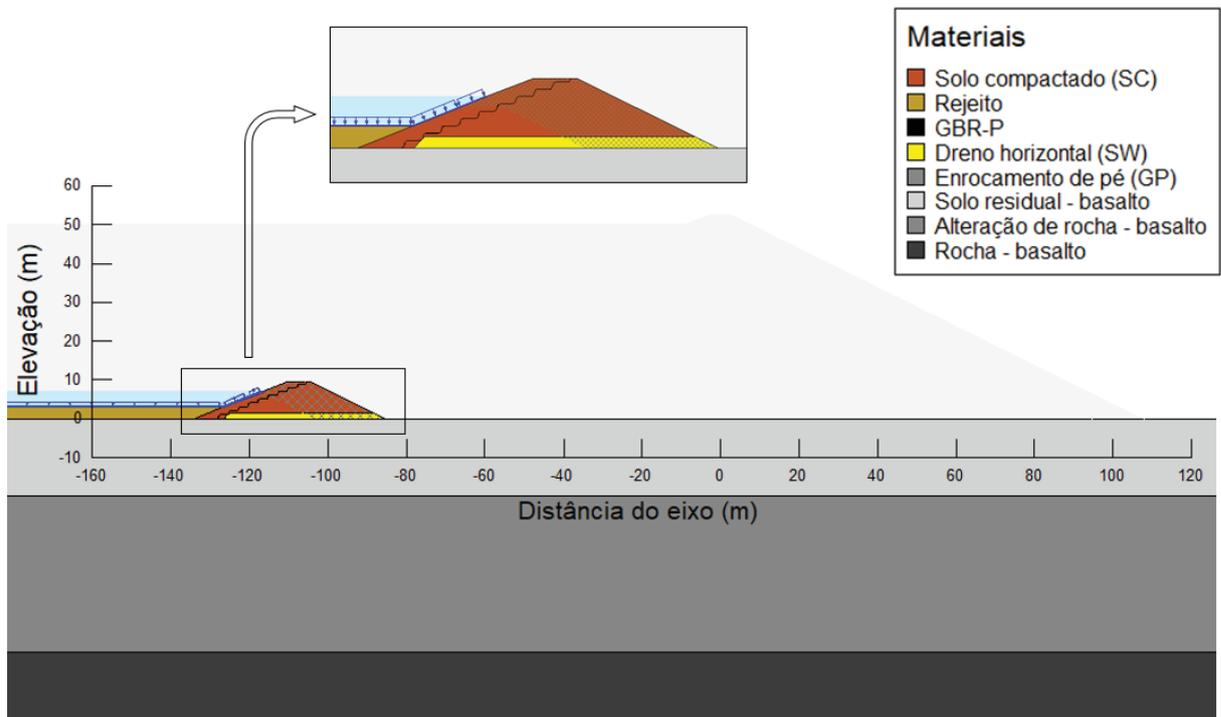
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 74 - PREENCHIMENTO DO PRIMEIRO ALTEAMENTO COM REJEITO



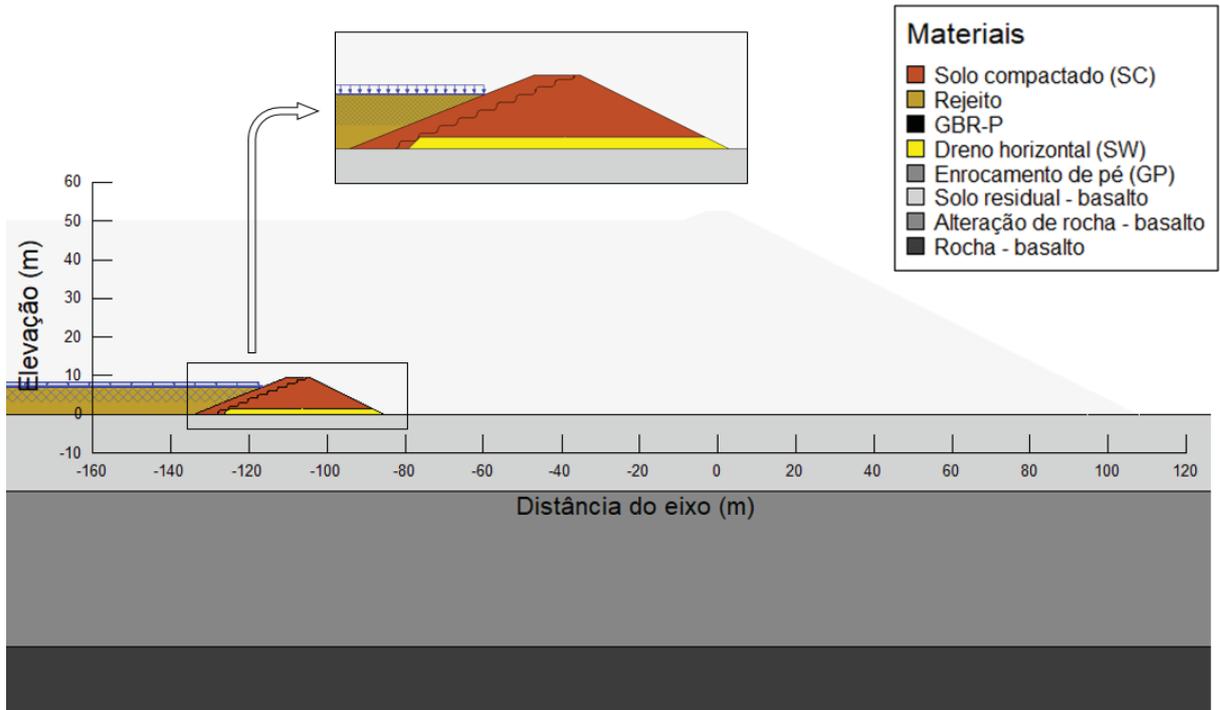
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 75 - SEGUNDO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



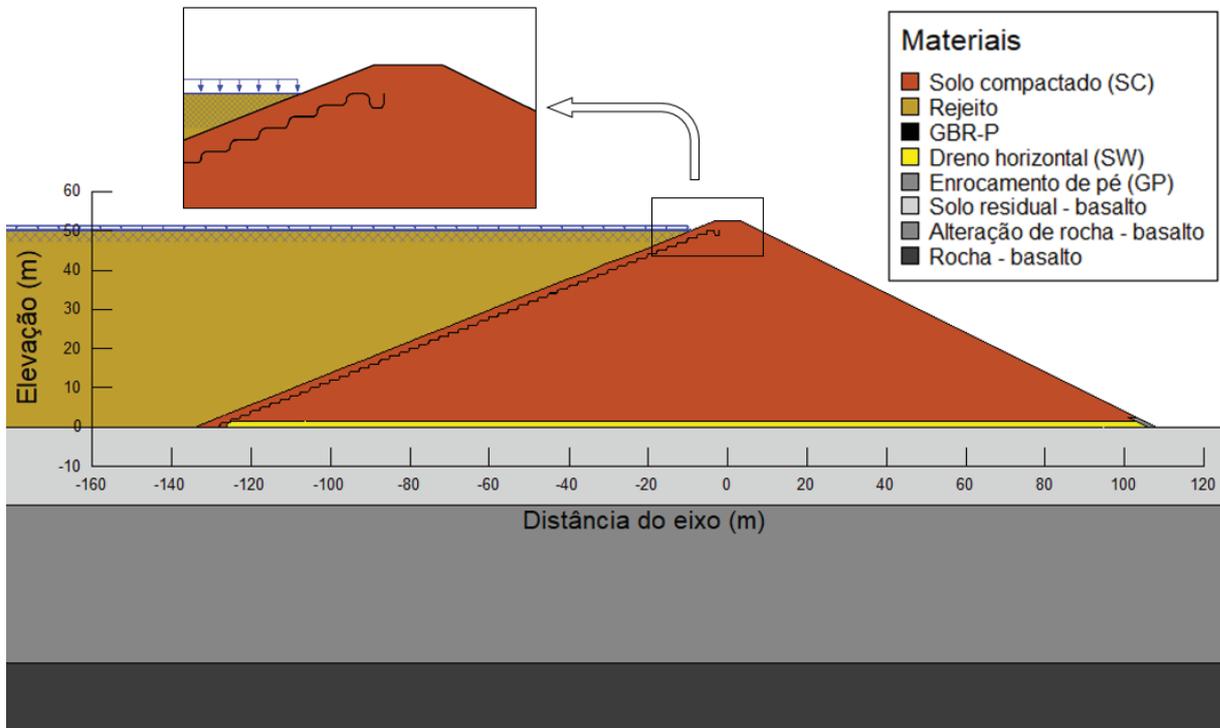
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 76 - PREENCHIMENTO DO SEGUNDO ALTEAMENTO COM REJEITO



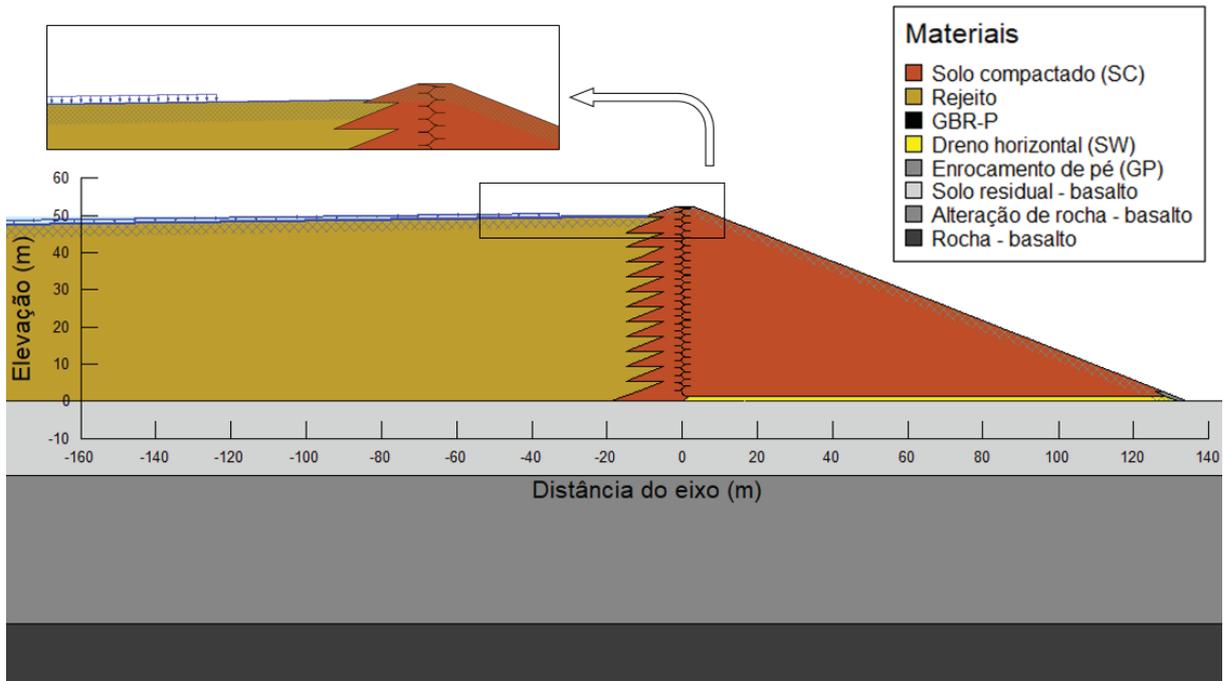
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 77 – ETAPA FINAL DA SIMULAÇÃO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 78 - ETAPA FINAL DA SIMULAÇÃO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO



FONTE: O autor (2022)

### 3.5.3 Análises de estabilidade

Para as análises de estabilidade foi utilizado o software GeoStudio, módulo Slope/W versão 2018, desenvolvido pela empresa GeoSlope International.

A análise de estabilidade foi realizada pelo método de equilíbrio limite de Spencer, com busca de superfície de ruptura circular e definição de uma malha de centros e linhas de tangência. Também foi realizada a busca de superfícies poligonais, procurando identificar a formação de planos preferenciais de ruptura devido a instalação da GBR-P.

Conforme abordado no item 2.3.1, os parâmetros de resistência na interface GBR-P/solo são reduzidos, e, devido ao programa utilizado não permitir que condições de resistência sejam atribuídas a superfícies, mas apenas a volumes, para a análise de estabilidade, os parâmetros de resistência de interface foram atribuídos à região da GBR-P.

Esta atribuição permite que a análise de estabilidade se processe considerando os parâmetros de interface numa região delgada (da espessura da

GBR-P), além de evitar que a resistência a tração da GBR-P seja considerada na estabilidade, tornando, desta forma, a análise de estabilidade representativa.

Para as barragens de terra foram analisados os seguintes casos de carregamento:

- Final de construção;
- Operação;
- Operação com sismo;
- Rebaixamento rápido;

Para o caso de final de construção foi utilizado o parâmetro  $R_u$  ( $u/\sigma_v$ ), que correlaciona a tensão vertical em um ponto com a respectiva poropressão no mesmo ponto.

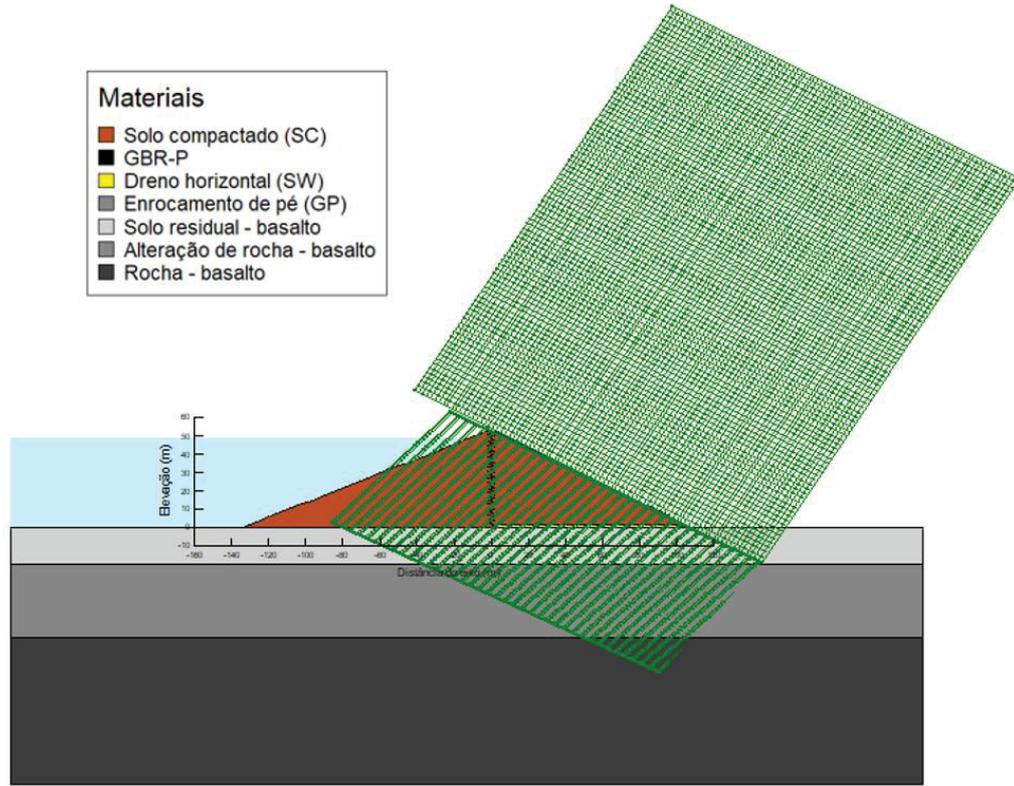
Cruz (1996) apresenta dados de ensaios triaxiais do tipo PN (pressão neutra) realizados justamente para avaliação da geração de excesso de poropressão construtivo em materiais areno-argilosos utilizados na construção de barragens brasileiras, e conclui que esses solos, quando compactados, raramente tem parâmetro  $R_u$  que ultrapassa os 10%. Assim, de forma conservadora, adotou-se parâmetro  $R_u$  para final de construção igual a 15% no presente trabalho. Para esse caso, analisaram-se os taludes de montante e jusante.

Os casos de operação e operação com sismo foram analisados com as poropressões advindas das simulações de fluxo, e, para operação com sismo, utilizou-se a análise pseudo-estática com coeficientes de aceleração horizontal e vertical iguais a 0,05g e 0,03g respectivamente, de acordo com o recomendado por Eletrobrás (2003). Para esses casos, analisou-se os taludes de montante e jusante.

Para o rebaixamento rápido considerou-se uma redução instantânea no nível de água igual a 10 m, mantendo-se a freática no interior do maciço na posição de operação, sem rebaixamento. Para esse caso, analisou-se o talude de montante.

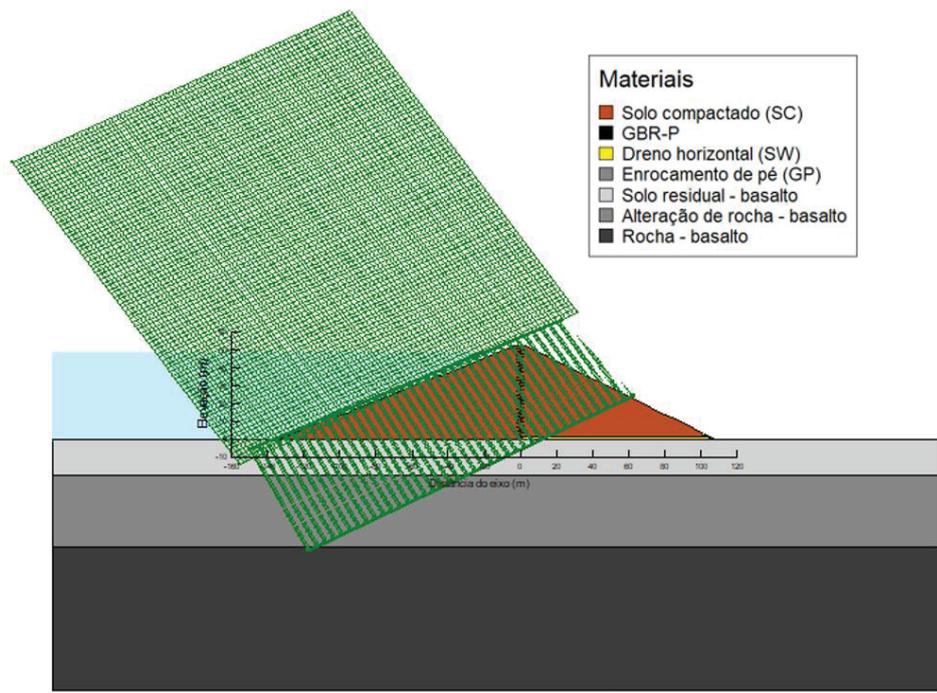
Na FIGURA 79 e FIGURA 80 estão os modelos para análise de estabilidade do talude de jusante e montante da seção de barragem de terra com arranjo 3.

FIGURA 79 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE JUSANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 80 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

Para as barragens de rejeito foram analisados os seguintes casos de carregamento:

- Operação;
- Operação com sismo;
- Rebaixamento rápido (somente para barragem alteada para jusante);

Em linhas gerais, as mesmas considerações já apresentadas para barragens de terra continuam válidas para as barragens de rejeito.

O caso de final de construção não foi analisado nas barragens de rejeito porque o programa utilizado possui uma limitação quanto a condições de poropressão. Para estas barragens, a construção dos alteamentos ocorre com a barragem em operação, portanto, condições de poropressão advindas da simulação de fluxo deveriam ser combinadas com o parâmetro  $R_u$  para que a análise fosse processada corretamente.

Todavia, o programa não permite simultaneamente essas duas condições, impossibilitando a análise.

Considerando que os alteamentos não englobam espessas camadas de solo e que o parâmetro  $R_u$  adotado para o solo compactado é reduzido, a condição de final de construção não é ponto determinante para a estabilidade nas seções propostas, não tornando imprescindível sua realização.

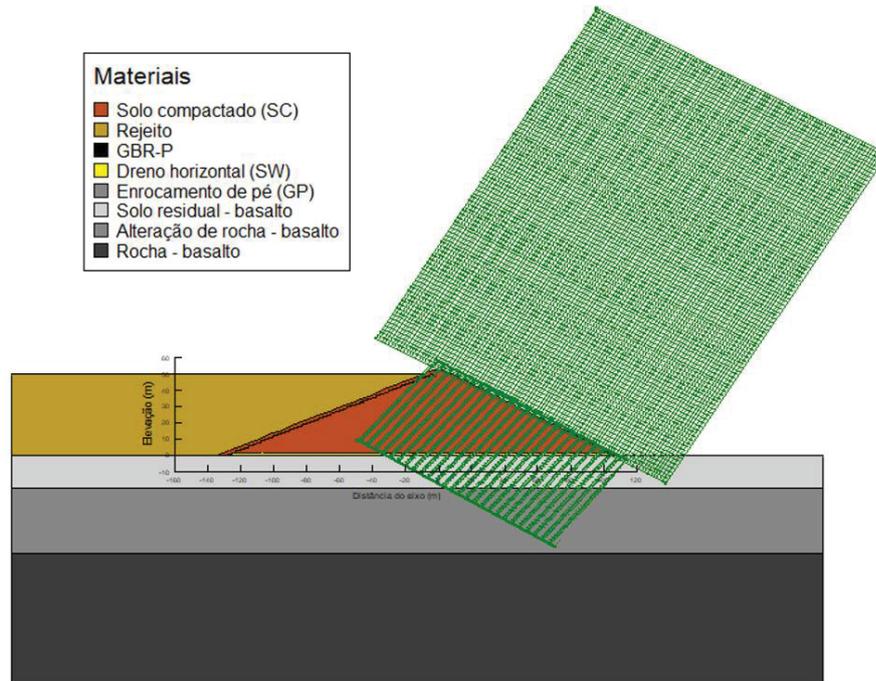
Os casos de carregamento analisados (operação, operação com sismo e rebaixamento rápido) foram processados para cada um dos treze alteamentos.

Para a seção de barragem de rejeito alteada em linha de centro não foi realizada análise de estabilidade para rebaixamento rápido visto que, como foi definido que a praia de rejeitos deve distar de pelo menos trinta metros da saia interna do talude de montante, a situação de rebaixamento rápido instantâneo com a permanência da condição de saturação imposta pela operação não é uma situação que incide no talude. Esse fato também é colocado por Vick (1983), que afirma que raramente barragens de rejeito alteadas para montante ou em linha de centro possuem condições de rebaixamento rápido.

Na FIGURA 81 e

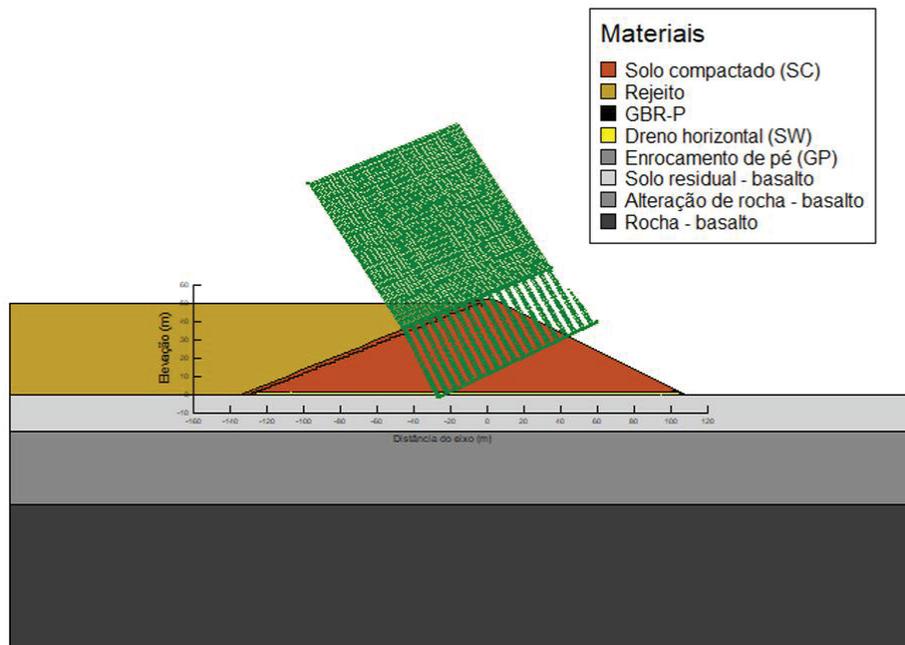
FIGURA 82 estão os modelos para análise de estabilidade do talude de jusante e montante do décimo terceiro alteamento da barragem de rejeito alteada para jusante.

FIGURA 81 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE JUSANTE DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 82 - MODELO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE DE MONTANTE DO DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO



FONTE: O autor (2022)

### 3.6 MODELOS FÍSICOS

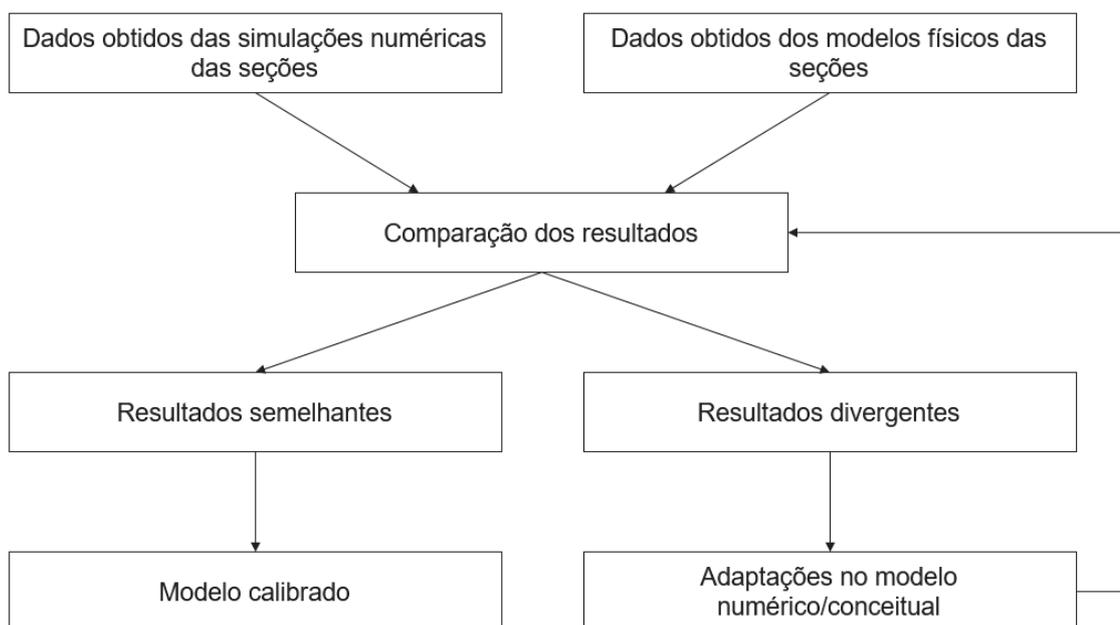
O objetivo da construção, operação e auscultação de uma seção de barragem em modelo físico é a coleta de dados como poropressões e vazão unitária. Além disso, o modelo físico permite a verificação da rede de fluxo estabelecida na seção, com visualização da freática e identificação da existência ou não de fluxos preferenciais.

O modelo físico permite ainda a comparação com os mesmos dados obtidos da simulação numérica de fluxo da seção construída no modelo físico. Esta comparação permite dizer se a simulação numérica de fluxo está representando o fenômeno físico ou não, possibilitando que ajustes e calibrações sejam realizadas na modelagem numérica afim de que ela passe a simular de forma representativa o fenômeno físico.

Considerando que os mesmos fenômenos e leis físicas regem o modelo físico e as barragens em escala real (protótipo), o modelo numérico calibrado a partir da comparação de dados com o modelo físico pode ser aplicado para outras escalas diferentes daquela do modelo físico, desde que principalmente as condições de contorno, imposições de carregamento e condições de drenagem sejam semelhantes no modelo numérico e no protótipo em escala real.

A metodologia proposta para obtenção do modelo numérico calibrado é melhor exemplificada na FIGURA 83.

FIGURA 83 - METODOLOGIA DE CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO/CONCEITUAL

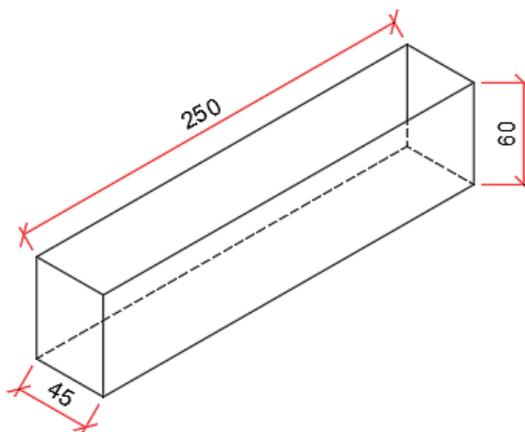


FONTE: O autor (2022)

### 3.6.1 Tanque de percolação

O tanque de percolação disponível para construção de modelos físicos possui as dimensões internas, em cm, que estão na FIGURA 84, perfazendo um volume total de  $0,675 \text{ m}^3$ .

FIGURA 84 - MEDIDAS INTERNAS DO TANQUE DE PERCOLAÇÃO EM CM

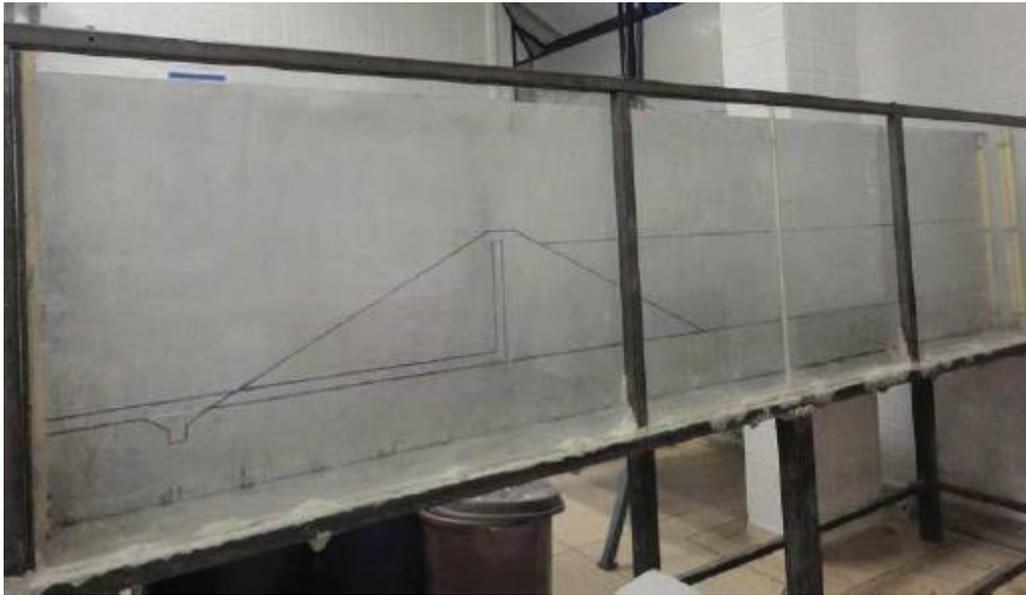


FONTE: O autor (2022)

O nível de água de montante é mantido constante pelo ajuste manual do registro que regula a vazão que ingressa no tanque. O nível de água de jusante é mantido constante pela elevação da drenagem de jusante, igual a 15 centímetros.

O tanque ainda possui uma face lateral em placa acrílica, que permite a visualização do fluxo. O tanque pode ser visto na FIGURA 85.

FIGURA 85 - TANQUE DE PERCOLAÇÃO



FONTE: Pierozan (2014)

### 3.6.2 Seções propostas para os modelos físicos

Para os modelos físicos foram propostas a construção e auscultação de seções em uma escala de 1:210 em relação as seções anteriormente apresentadas. A escala foi definida em função das dimensões do tanque de percolação disponível para o ensaio.

Aplicando a escala aos arranjos 1, 2 e 3 para barragens de terra e também para as barragens de rejeito, temos as dimensões apresentadas na FIGURA 86, FIGURA 87, FIGURA 88, FIGURA 89 e FIGURA 90.

Verifica-se que, dada a redução em escala, a execução das feições tal qual a redução determina se torna uma tarefa de grande dificuldade e que pode incorrer em erros tanto de reprodução geométrica quanto de funcionamento do modelo.

Utilizando como exemplo o arranjo 1, teriam que ser executados trechos de 1,19 m na horizontal e de 0,48 cm na vertical, com raio de 0,24 cm para concordar estes trechos. Dado o método construtivo do modelo físico e os materiais empregados estas feições não são reproduzíveis na escala do modelo, podendo inclusive ocorrerem erros graves como falha na vedação entre a geomembrana e a parede do tanque nestas diminutas dobras, o que descartaria os resultados.

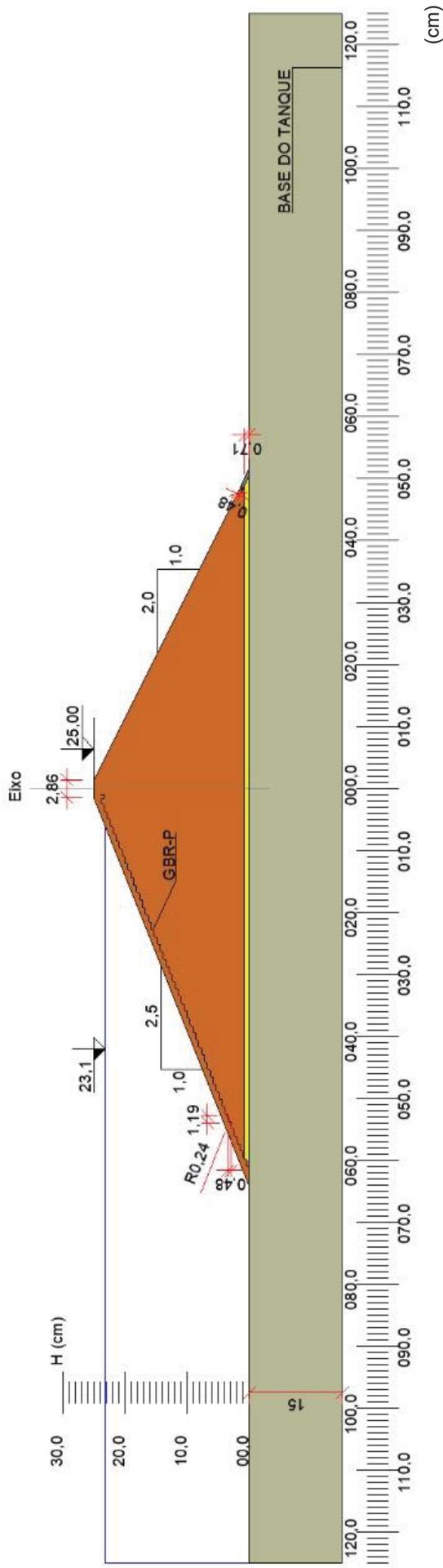
Além disso, a reprodução em modelo físico da deposição do rejeito também encontraria dificuldades, visto que sumariamente ele se assemelha a um aterro hidráulico.

Tendo isto em conta e observando-se as seções, fica claro que o comportamento de fluxo proporcionado pela instalação da GBR-P será equivalente entre a barragem de terra com arranjo 1 e a barragem de rejeito alteada para jusante e entre a barragem de terra com os arranjos 2 e 3 e a barragem de rejeito com alteamento em linha de centro, perfazendo dois comportamentos de fluxo distintos, um com impermeabilização na face de montante e um com impermeabilização no núcleo.

A existência do rejeito propiciaria maior perda de carga a partir do nível de água do reservatório nas barragens de rejeito em relação as barragens de terra, mas o comportamento (imposição de nível freático e drenagem) se mantém semelhante.

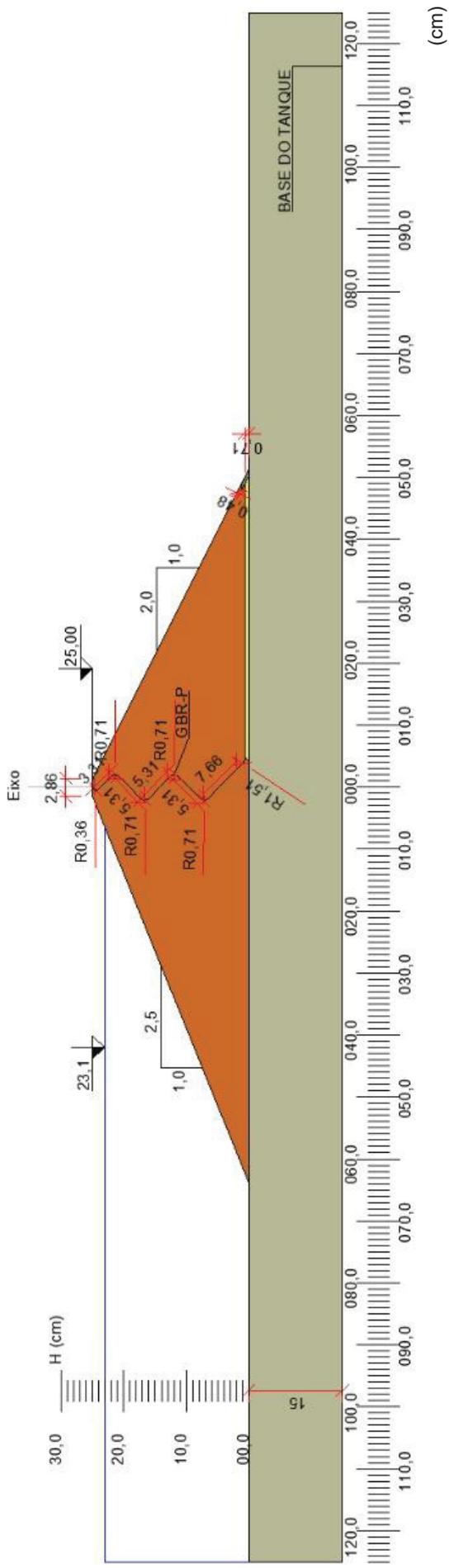
Verificado isto, são propostas duas seções para construção de modelo físico afim de avaliação destes dois comportamentos de fluxo distintos, apresentadas na FIGURA 91 e na FIGURA 92.

FIGURA 86 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 EM ESCALA 1:210



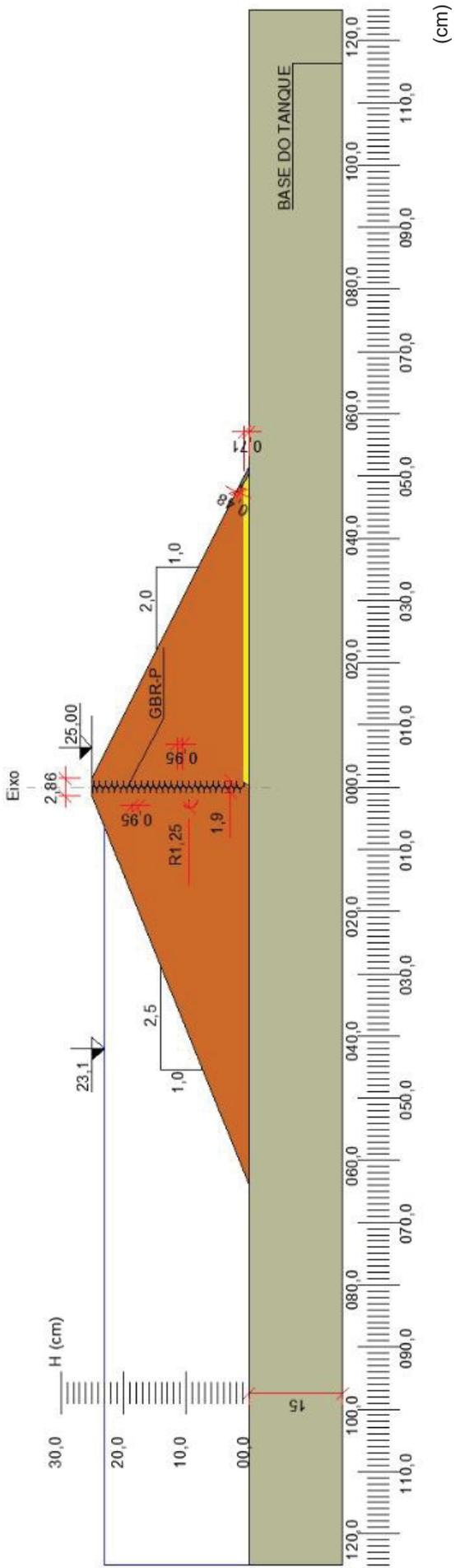
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 87 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 EM ESCALA 1:210



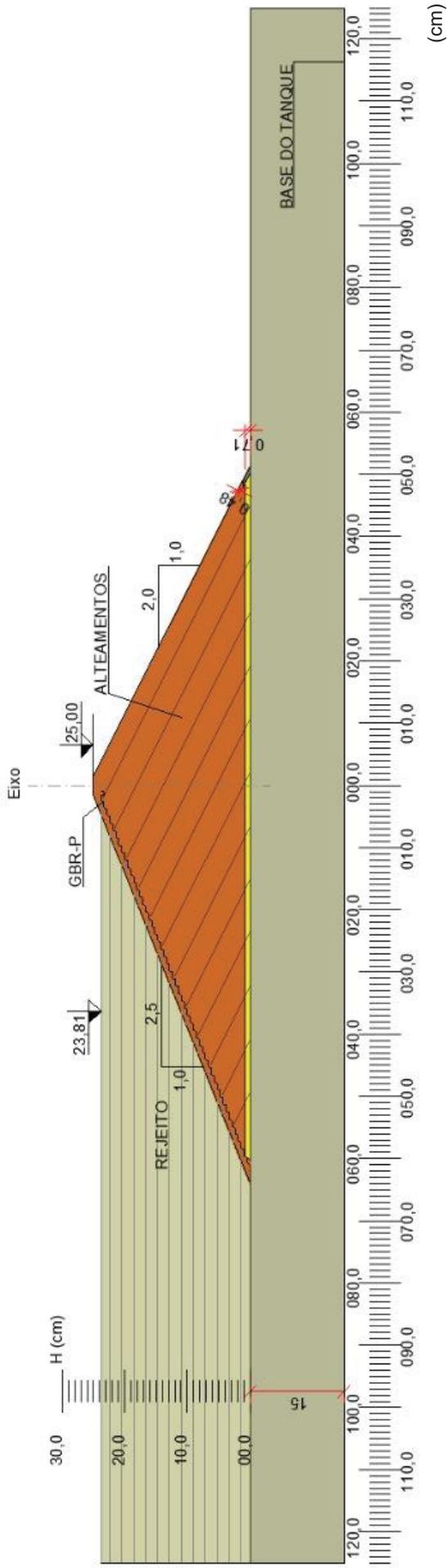
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 88 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 EM ESCALA 1:210



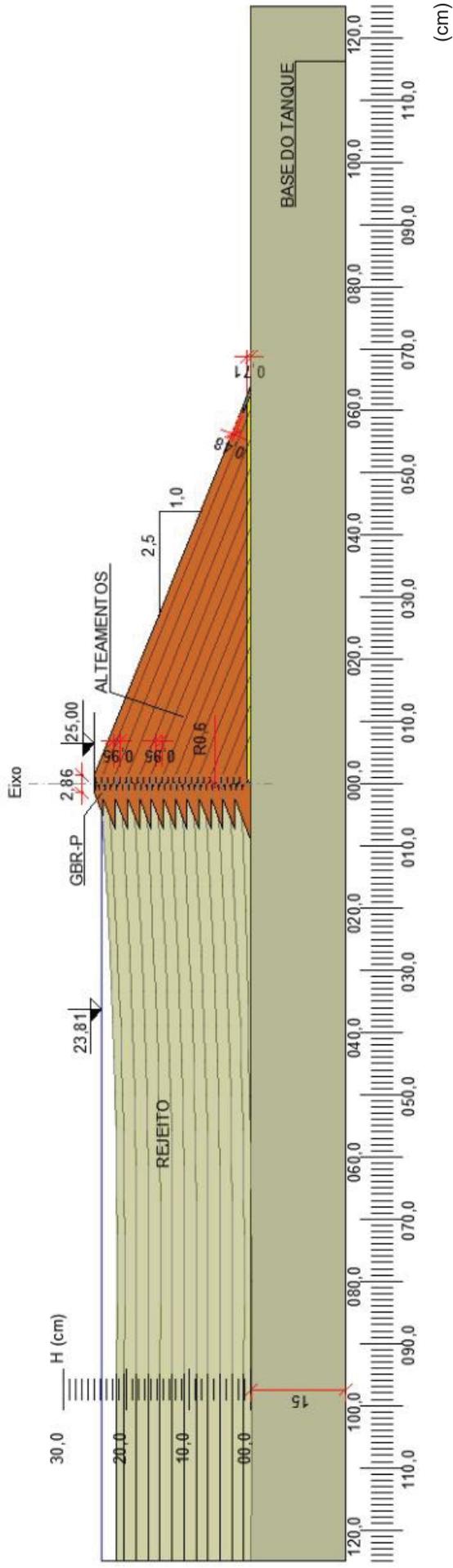
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 89 - SEÇÃO DA BARRAGEM REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE EM ESCALA 1:210



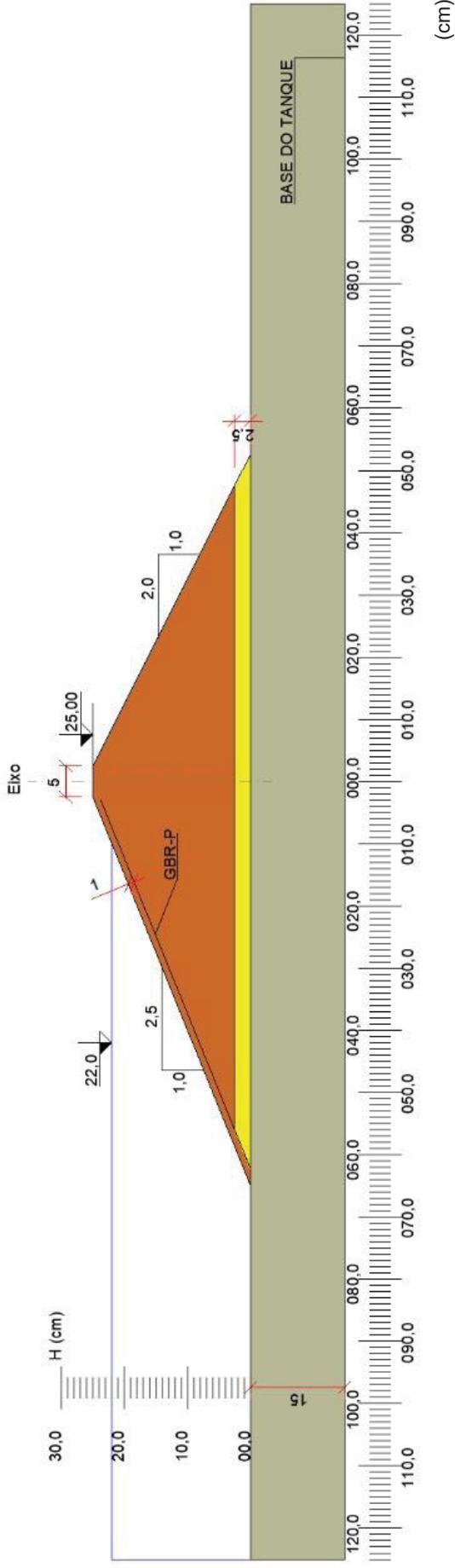
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 90 - SEÇÃO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM ESCALA 1:210



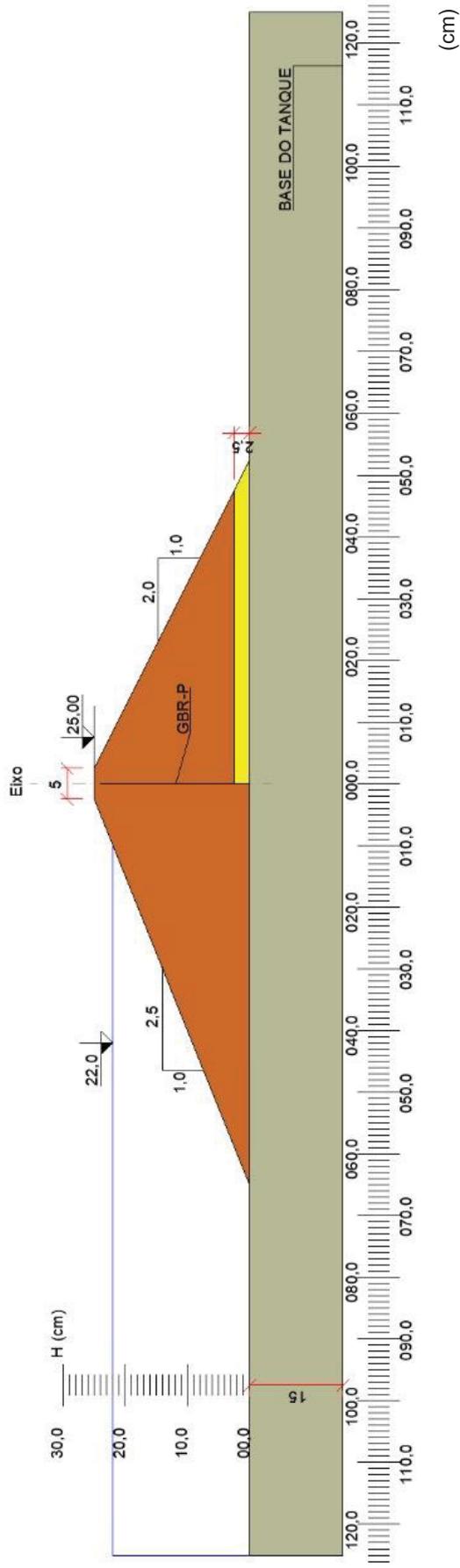
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 91 - SEÇÃO DE MODELO FÍSICO QUE REFLETE O COMPORTAMENTO DE FLUXO PARA BARREIRA IMPERMEÁVEL INSTALADA NA FACE DE MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 92 - SEÇÃO DE MODELO FÍSICO QUE REFLETE O COMPORTAMENTO DE FLUXO PARA BARREIRA IMPERMEÁVEL INSTALADA NO NÚCLEO



FONTE: O autor (2022)

As duas seções propostas se assemelham geometricamente as seções reduzidas em escala e permitem a construção em modelo físico.

A diferença para as seções reduzidas em escala são o posicionamento retilíneo da GBR-P, o que, dada a reduzida dimensão do modelo físico, não causará instabilização, o aumento da largura da crista para 5 cm para permitir a construção e conformação correta desta região, o NA definido como 22 cm, para perfazer 3 cm de borda livre no modelo, o aumento da espessura do dreno horizontal para 2,5 cm para permitir a execução e evitar fenômenos de ascensão capilar de grande monta e a eliminação do dreno de pé, desnecessário no modelo físico.

### 3.6.3 Materiais utilizados na construção dos modelos físicos

Pra construção do corpo da barragem do modelo físico e de suas fundações foi utilizada areia. Não houve distinção entre aterro e fundações, a mesma areia foi utilizada para as duas regiões.

Para a GBR-P foi utilizada lona plástica aderida as paredes do tanque de percolação com silicone de alto desempenho (nome comercial: Fixtudo™, fabricado por: Quartzolit™).

O dreno horizontal foi construído com brita envolta em geotêxtil não tecido.

Os materiais descritos podem ser observados na FIGURA 93 e na FIGURA 94.

Na areia foram realizados ensaios de densidade real dos grãos, granulometria, índice de vazios máximo e mínimo e permeabilidade a carga constante, de acordo com o ME 093/94 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994), a NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016), NBR 16840 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020), NBR 16843 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020) e NBR 13292 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2021), respectivamente.

O geotêxtil e a brita não foram ensaiados pois constituem um meio de drenagem livre no modelo, atuando em conjunto. Da mesma forma, a lona que simula a GBR-P apenas impõe uma barreira impermeável, não sendo necessário ensaio.

FIGURA 93 - MATERIAIS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DO MODELO FÍSICO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 94 - DETALHE DOS MATERIAIS DO DRENO HORIZONTAL



FONTE: O autor (2022)

#### 3.6.4 Método de construção dos modelos físicos

Os modelos físicos foram construídos pela técnica conhecida como pluviação de areia, chuva de areia ou chuva seca, para que ocorresse deposição do material em estado único de compactação e conseqüentemente de permeabilidade.

A deposição foi realizada por meio de um pluviador composto de funil acoplado a um pequeno tubo, permitindo altura de queda controlada durante toda a construção. O mesmo pode ser visto na FIGURA 95.

FIGURA 95 - PLUVIADOR



FONTE: O autor (2022)

Primeiramente, por pluviação, construiu-se as fundações com espessura de 15 cm. Após, houve a colocação manual do dreno horizontal de brita envolto em geotêxtil e da lona plástica que simula a GBR-P. Na sequência, foi realizado o

restante da construção do corpo da barragem por pluviação e então o modelo foi operado nos níveis de água pré-estabelecidos.

A sequência construtiva pode ser vista na FIGURA 96, FIGURA 97 e FIGURA 98. Os modelos concluídos e já operando podem ser vistos na FIGURA 99 e FIGURA 100.

O nível de água de montante (cota 22 cm) foi mantido constante por ajuste manual do registro de controle do fluxo que ingressava no modelo, e o nível de água de jusante (cota 0 cm) foi mantido constante pela elevação da abertura de extravasamento do tanque.

FIGURA 96 - CONSTRUÇÃO DAS FUNDAÇÕES POR PLUVIAÇÃO



FIGURA 97 - CONSTRUÇÃO MANUAL DO DRENO HORIZONTAL E DA GBR-P



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 98 - CONSTRUÇÃO DO MODELO CONCLUÍDA PELO MÉTODO DE PLUVIAÇÃO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 99 - MODELO COM BARREIRA IMPERMEÁVEL NA FACE DE MONTANTE CONCLUÍDO E OPERANDO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 100 - MODELO COM BARREIRA IMPERMEÁVEL NO NÚCLEO CONCLUÍDO E OPERANDO

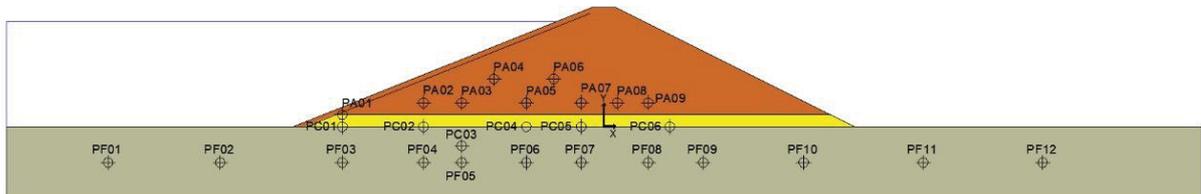


FONTE: O autor (2022)

### 3.6.5 Auscultação dos modelos físicos

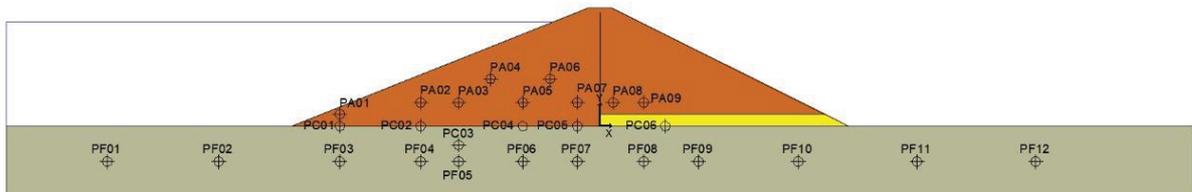
Para auscultação das poropressões foram instalados piezômetros de acordo com a FIGURA 101 e FIGURA 102, onde os piezômetros estão identificados como piezômetros do aterro (PA), piezômetros de contato (PC) e piezômetros de fundação (PF). As coordenadas de instalação dos piezômetros estão no QUADRO 3, referenciadas em relação ao eixo e elevação das seções.

FIGURA 101 - LOCAÇÃO DOS PIEZÔMETROS NO MODELO FÍSICO COM GBR-P NA FACE DE MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 102 - LOCAÇÃO DOS PIEZÔMETROS NO MODELO FÍSICO COM GBR-P NO NÚCLEO



FONTE: O autor (2022)

QUADRO 3 - COORDENADAS DOS PIEZÔMETROS

Piezômetro	X (cm)	Y (cm)
PA01	-54,75	2,5
PA02	-37,75	5
PA03	-29,75	5
PA04	-23,00	10
PA05	-16,25	5
PA06	-10,50	10
PA07	-4,75	5
PA08	2,75	5
PA09	9,25	5
PC01	-54,75	0
PC02	-37,75	0
PC03	-29,75	-4
PC04	-16,25	0
PC05	-4,75	0
PC06	13,75	0
PF01	-103,75	-7,5
PF02	-80,25	-7,5
PF03	-54,75	-7,5
PF04	-37,75	-7,5
PF05	-29,75	-7,5
PF06	-16,25	-7,5
PF07	-4,75	-7,5
PF08	9,25	-7,5
PF09	20,75	-7,5
PF10	41,75	-7,5
PF11	66,75	-7,5
PF12	91,75	-7,5

FONTE: O autor (2022)

Os piezômetros foram instalados a partir do fundo do tanque de percolação, e foram protegidos por um pedaço de geotêxtil fixado com uma abraçadeira afim de evitar ingresso de areia nos mesmos, conforme pode ser visto na FIGURA 103.

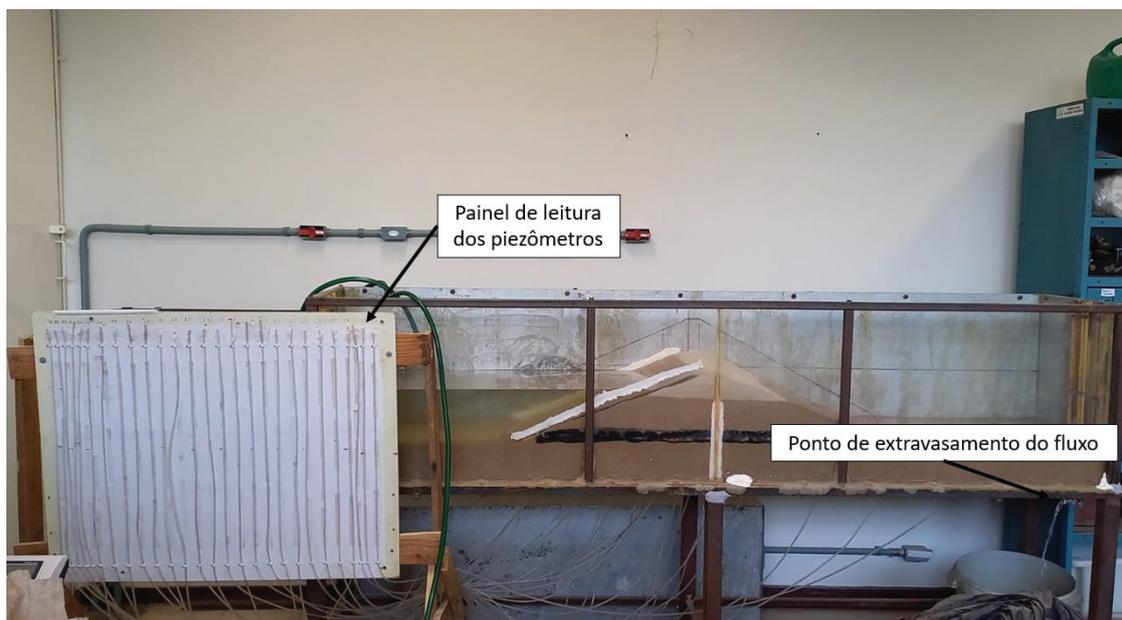
A leitura foi realizada num painel posicionado ao lado do tanque de percolação, conforme a FIGURA 103 indica.

FIGURA 103 – PIEZÔMETROS COM PROTEÇÃO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 104 - PAINEL DE LEITURA E PONTO DE EXTRAVAZAMENTO DO FLUXO



FONTE: O autor (2022)

Para medição da vazão através da seção foi utilizada uma proveta graduada para coletar o volume de água extravasado do tanque de percolação em um tempo cronometrado. O fluxo foi coletado no ponto de extravasamento indicado na FIGURA 104.

### 3.6.6 Simulações numéricas de fluxo dos modelos físicos

Para a simulação numérica dos dois modelos físicos foi utilizado o software GeoStudio, módulo Seep/W, versão 2018, desenvolvido pela empresa GeoSlope International.

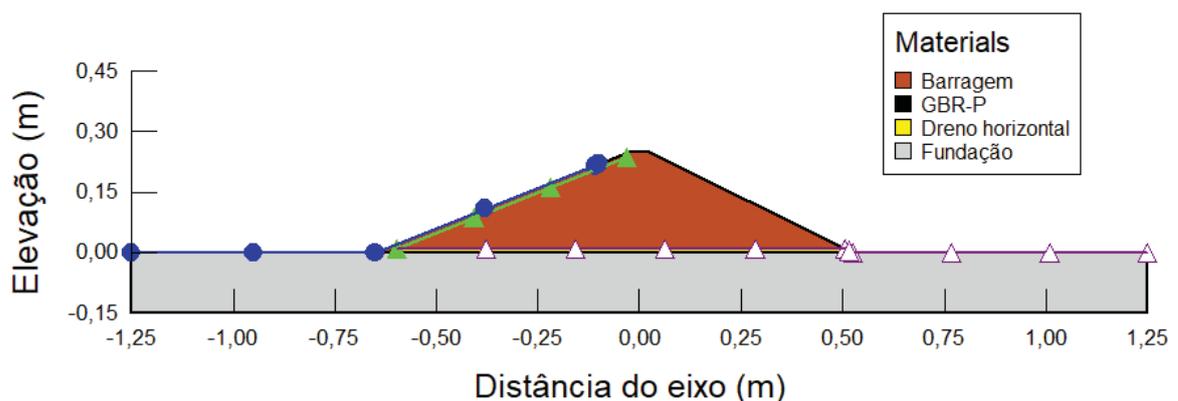
As condições de contorno impostas foram:

- Nos nós da interface dreno/fundações: superfície de drenagem, simulando a condição dada pelo dreno horizontal;
- Nos nós da face de montante da GBR-P: fluxo nulo, simulando sua função impermeabilizante;
- Nos nós da face do espaldar de montante: carga hidráulica do reservatório;

A malha de elementos finitos gerada possui elementos de no máximo 0,005 m.

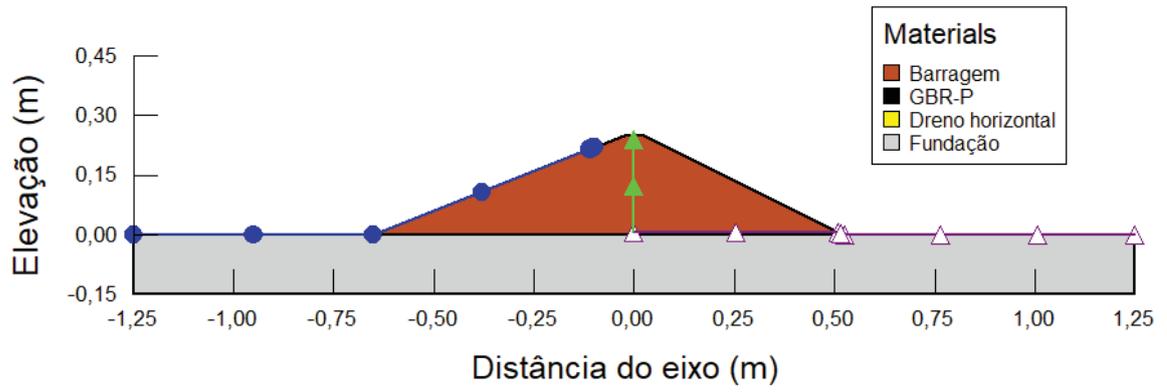
Na FIGURA 105 está o modelo numérico de fluxo da seção em modelo físico com GBR-P instalada na face de montante e na FIGURA 106 está o modelo numérico de fluxo da seção em modelo físico com instalação da GBR-P no núcleo.

FIGURA 105 - MODELO DE FLUXO REFERENTE A INSTALAÇÃO DA GBR-P NA FACE DE MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 106 - MODELO DE FLUXO REFERENTE A INSTALAÇÃO DA GBR-P NO NÚCLEO



FONTE: O autor (2022)

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item, serão apresentados os resultados obtidos em todas as etapas de desenvolvimento do trabalho, estando divididos em: resultados das simulações numéricas de fluxo e de tensão deformação, resultados das análises de estabilidade para as seções de estudo e, após, os resultados coletados no modelo físico e advindos da simulação numérica de fluxo das seções construídas em modelo físico.

É realizada também a análise dos resultados, evidenciando os pontos elucidados durante a pesquisa que mostram o bom desempenho dos arranjos sugeridos neste trabalho.

### 4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

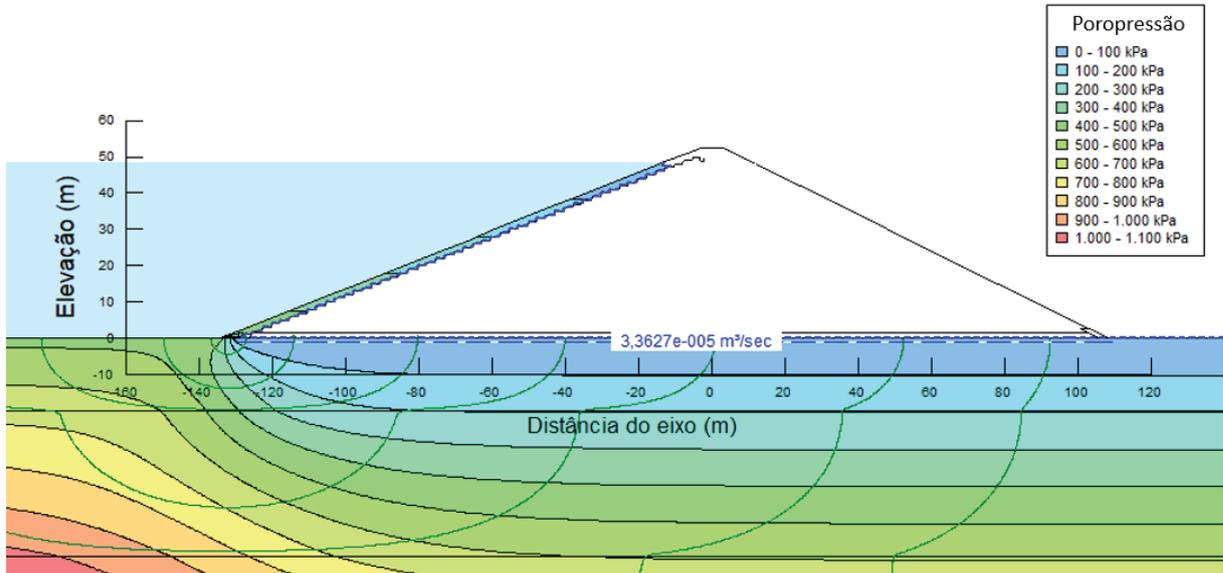
#### 4.1.1 Resultados das simulações numéricas de fluxo e tensão-deformação e das análises de estabilidade

##### 4.1.1.1 Simulações de fluxo

Para as seções de barragem de terra com arranjo 1, 2 e 3 os resultados da simulação de fluxo em termos de vazão unitária e poropressões estão na FIGURA 107, FIGURA 109 e FIGURA 111, e em termos de vazão unitária e gradientes estão na FIGURA 108, FIGURA 110 e FIGURA 112, respectivamente.

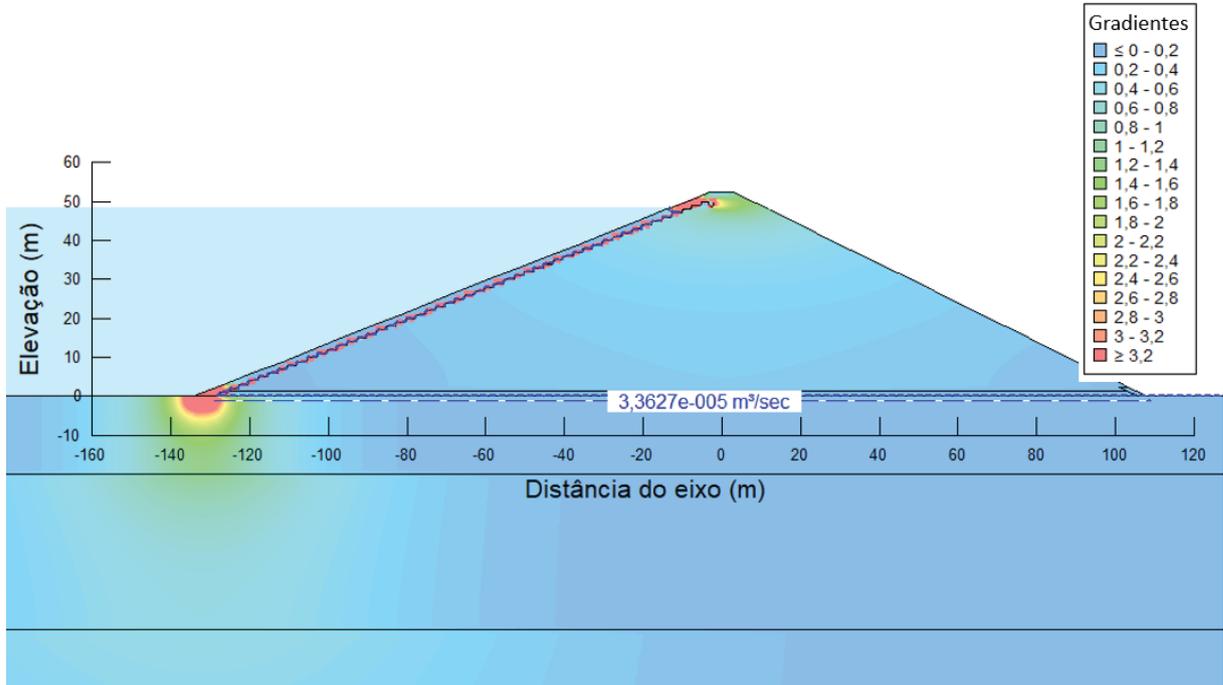
Para a seção de barragem de terra com dreno interno inclinado de agregado, os resultados da simulação de fluxo em termos de vazão unitária e poropressões estão na FIGURA 113 e em termos de vazão unitária e gradientes estão na FIGURA 114.

FIGURA 107 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 1 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



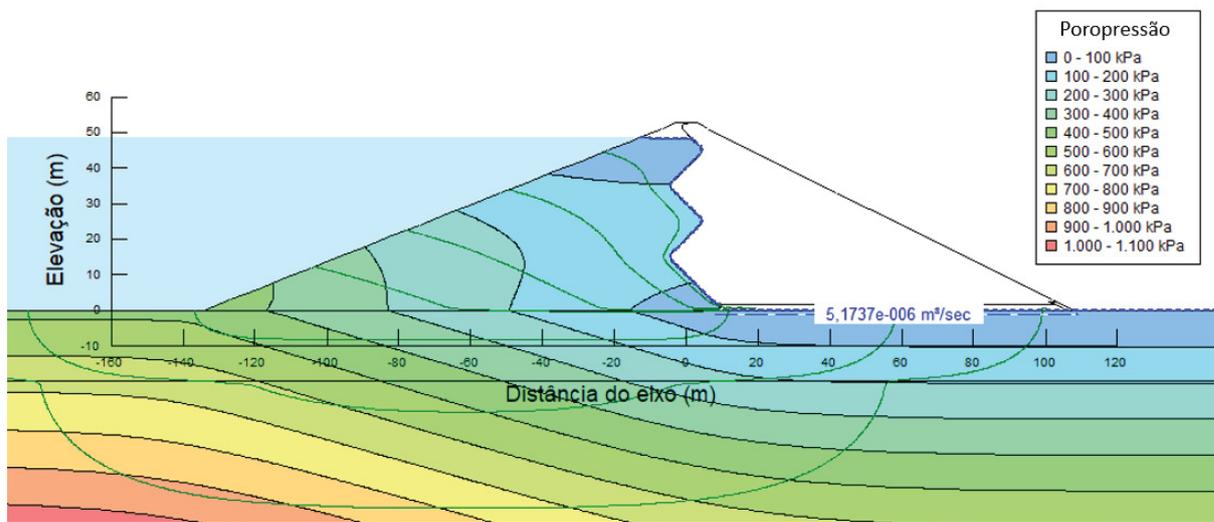
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 108 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 1 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



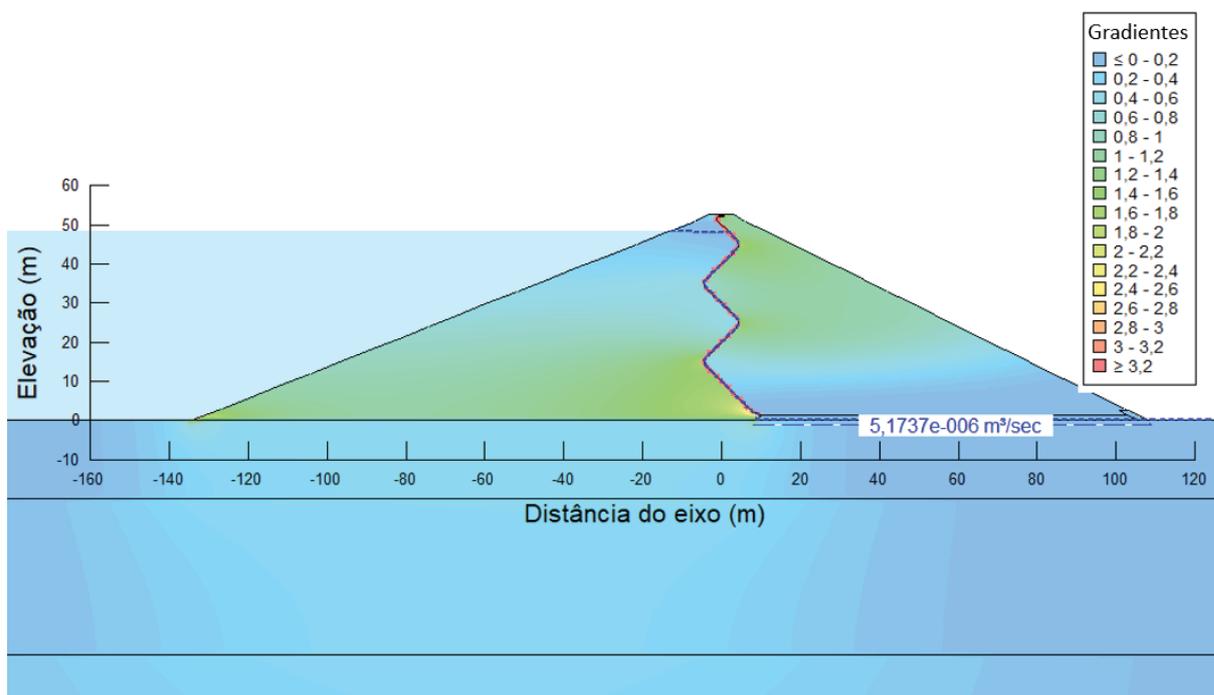
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 109 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 2 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



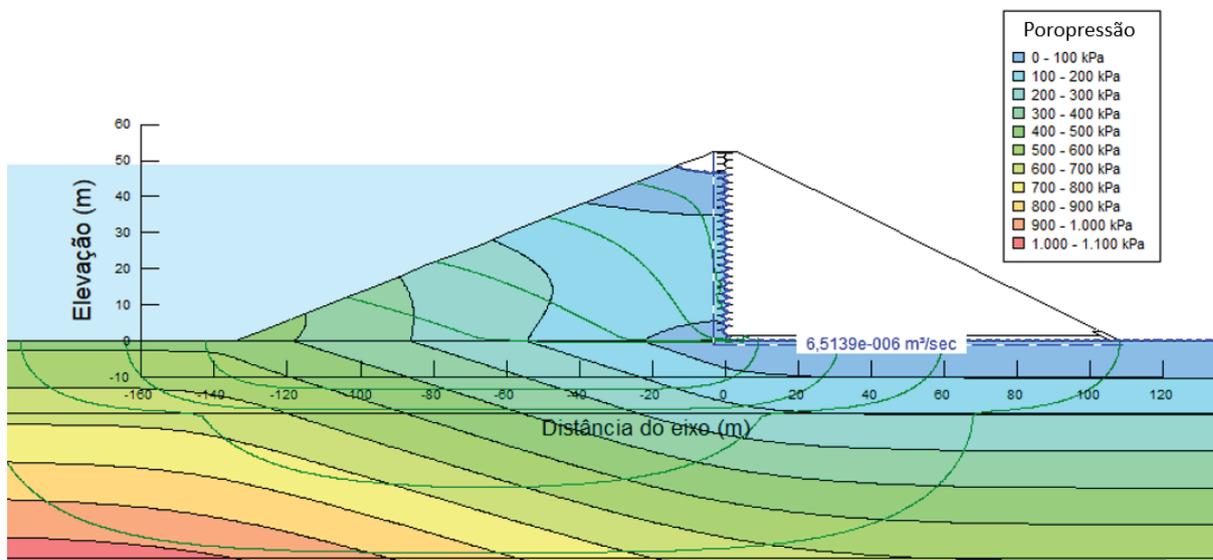
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 110 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 2 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



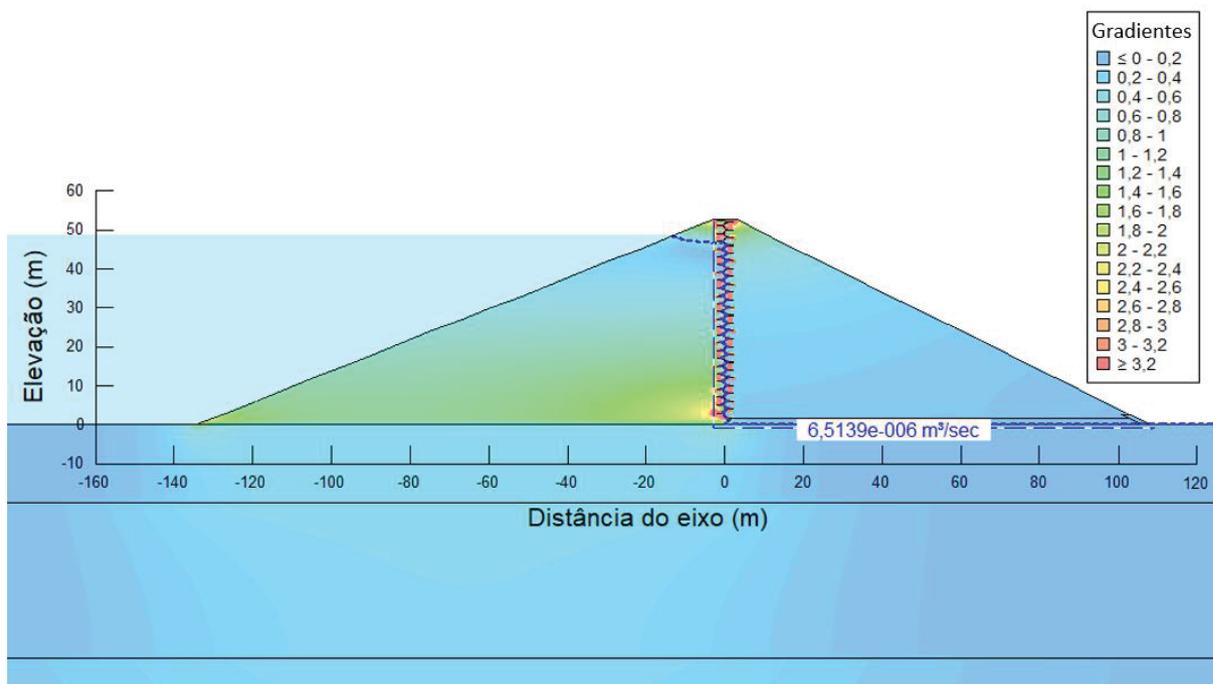
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 111 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 3 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



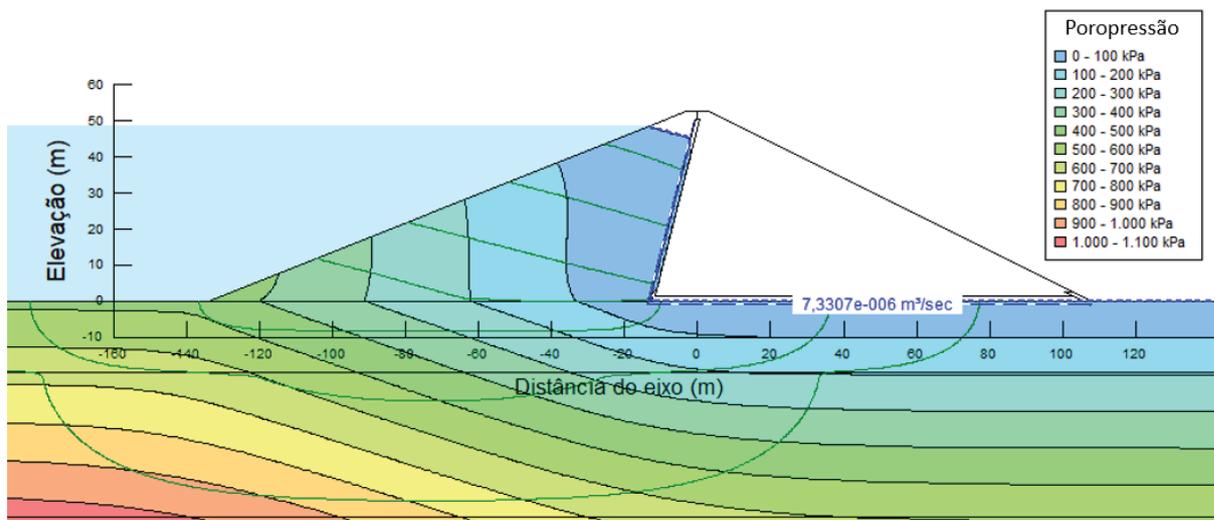
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 112 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O ARRANJO 3 EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



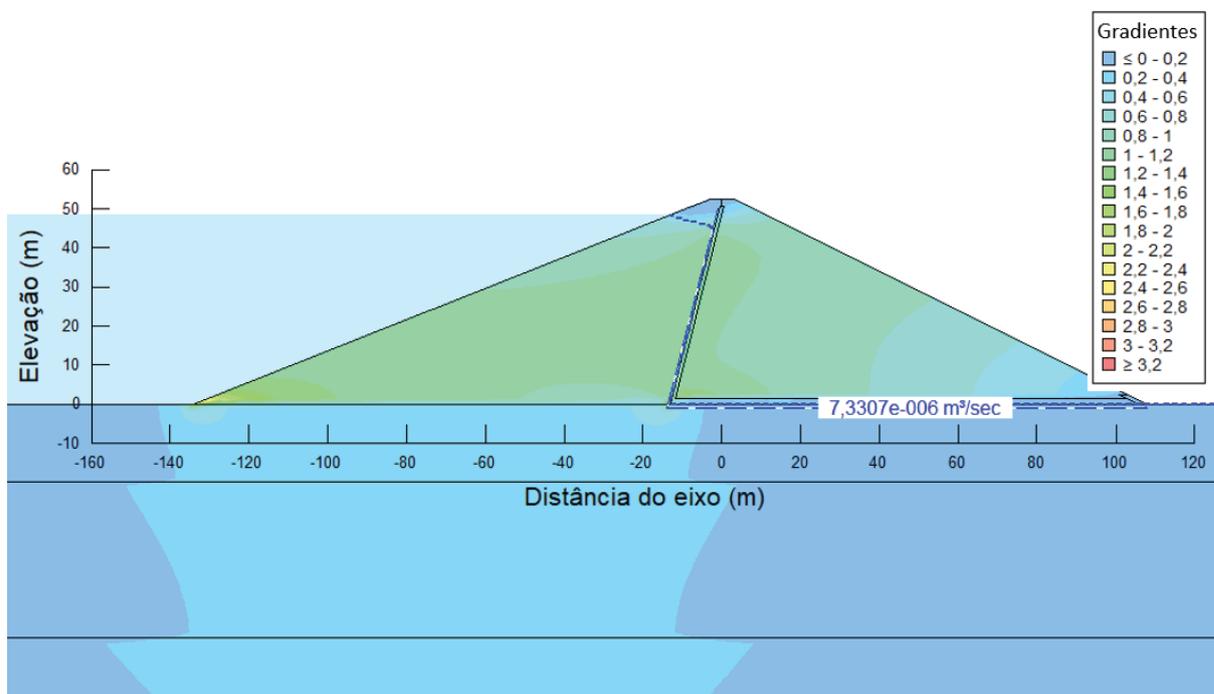
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 113 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA DRENO INTERNO INCLINADO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 114 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA DRENO INTERNO INCLINADO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



FONTE: O autor (2022)

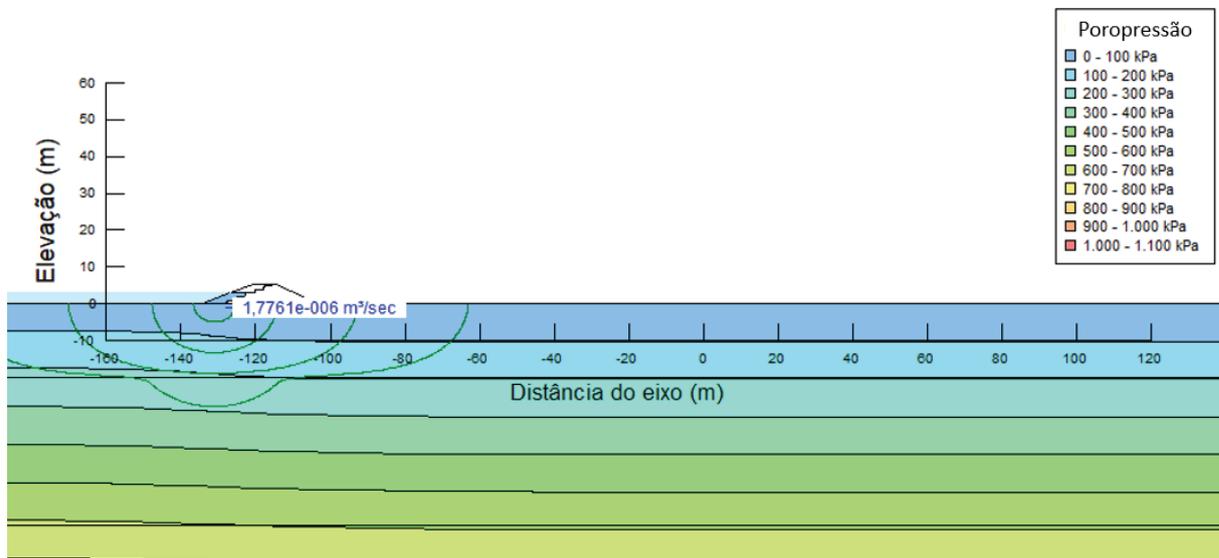
Para as barragens de rejeito foram apresentados os resultados da simulação de fluxo em termos de vazão unitária, poropressões e gradientes para o primeiro,

sétimo e décimo terceiro alteamentos, afim de representar uma fase inicial, uma intermediária e a fase final de operação.

Para a barragem alteada para jusante, os resultados estão apresentados na FIGURA 115, FIGURA 116, FIGURA 117, FIGURA 118, FIGURA 119, FIGURA 120, FIGURA 121, FIGURA 122, FIGURA 123, FIGURA 124, FIGURA 125 e FIGURA 126. Os resultados de vazão unitária através da seção para todos os treze alteamentos, tanto para aplicação de GBR-P quanto para dreno interno, estão no QUADRO 4.

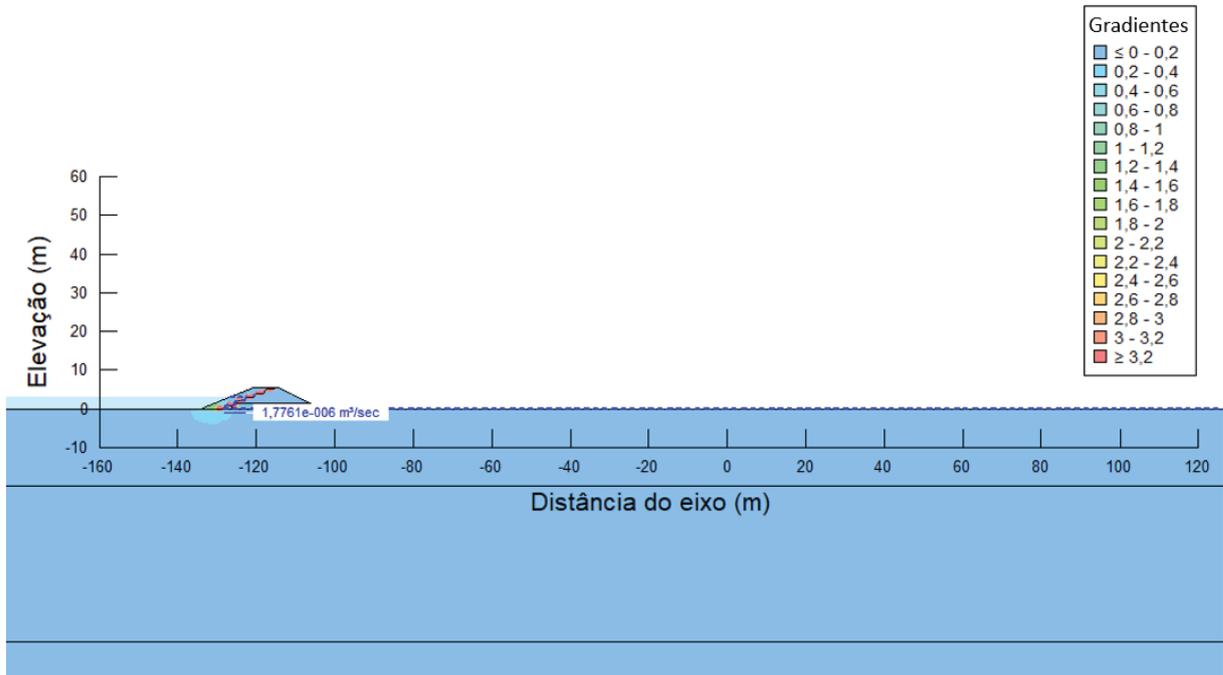
Para a barragem alteada em linha de centro, os resultados estão apresentados na FIGURA 127, FIGURA 128, FIGURA 129, FIGURA 130, FIGURA 131, FIGURA 132, FIGURA 133, FIGURA 134, FIGURA 135, FIGURA 136, FIGURA 137 e FIGURA 138. Os resultados de vazão unitária através da seção para todos os treze alteamentos, tanto para aplicação de GBR-P quanto para dreno interno, estão no QUADRO 5.

FIGURA 115 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



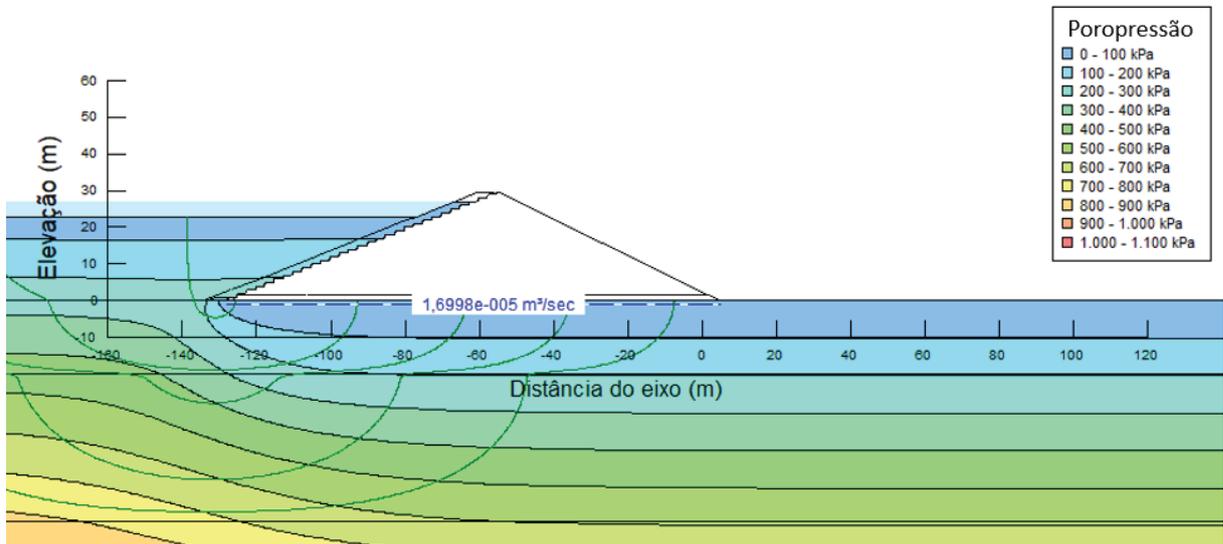
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 116 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



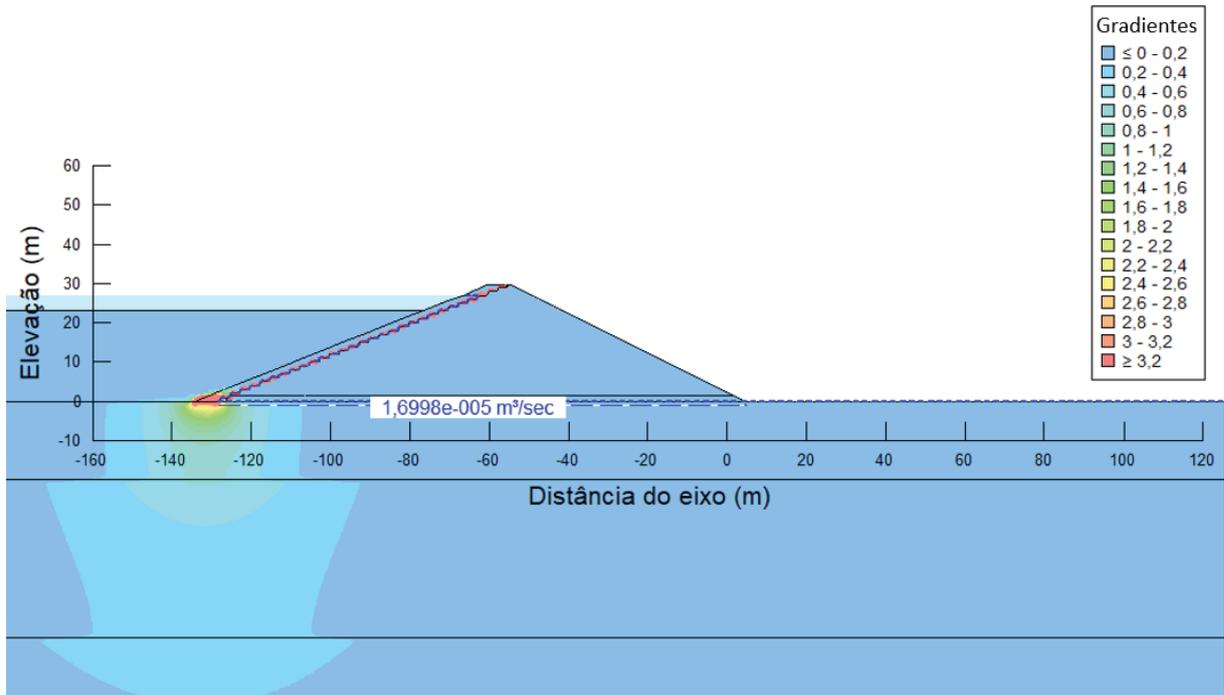
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 117 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



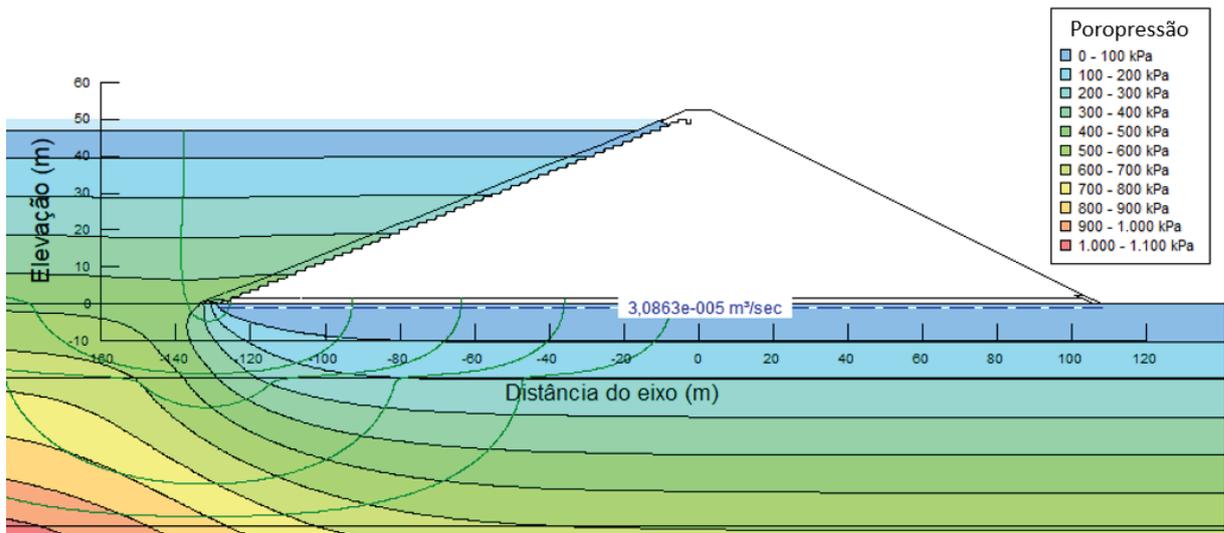
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 118 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



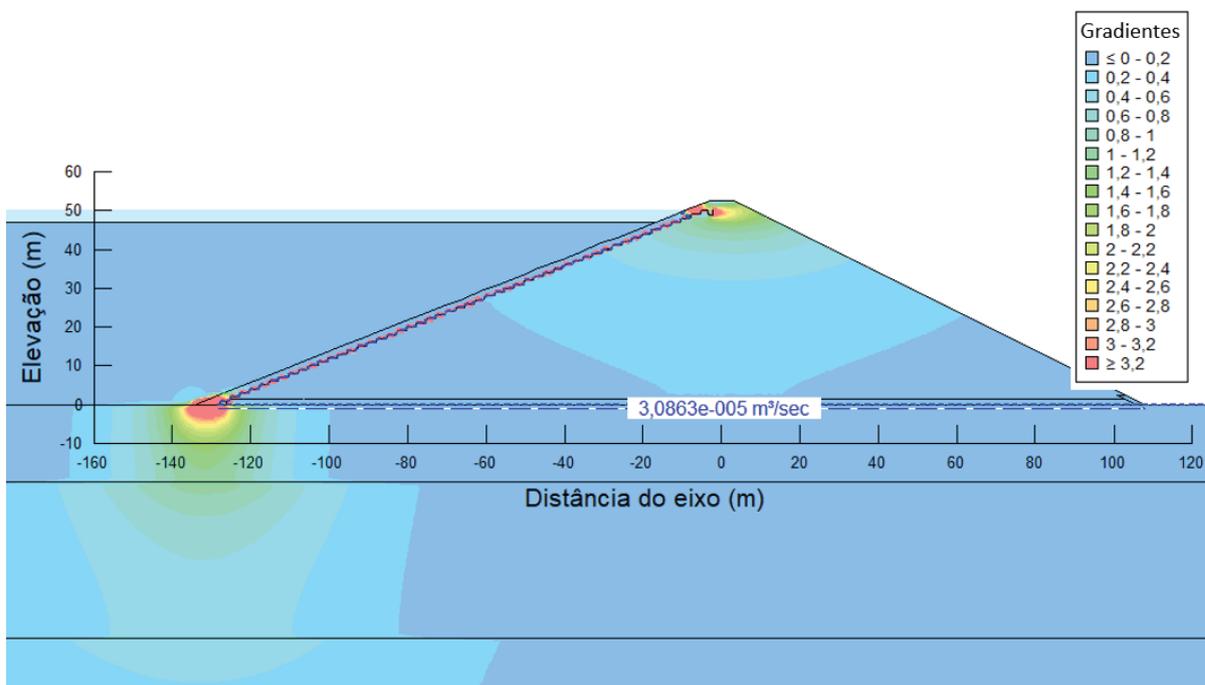
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 119 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



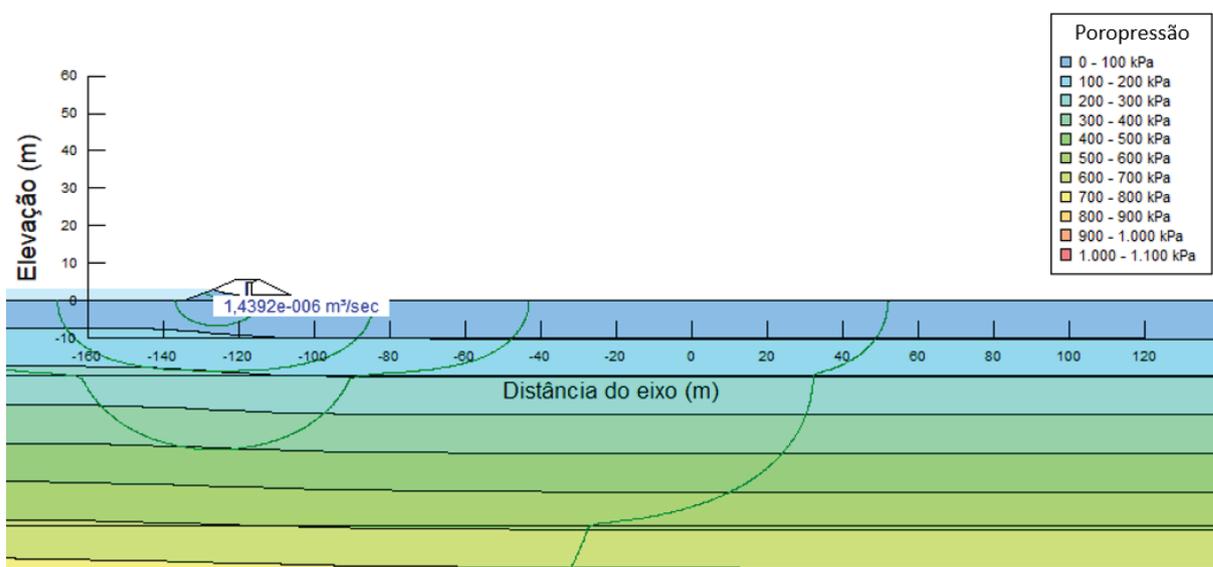
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 120 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



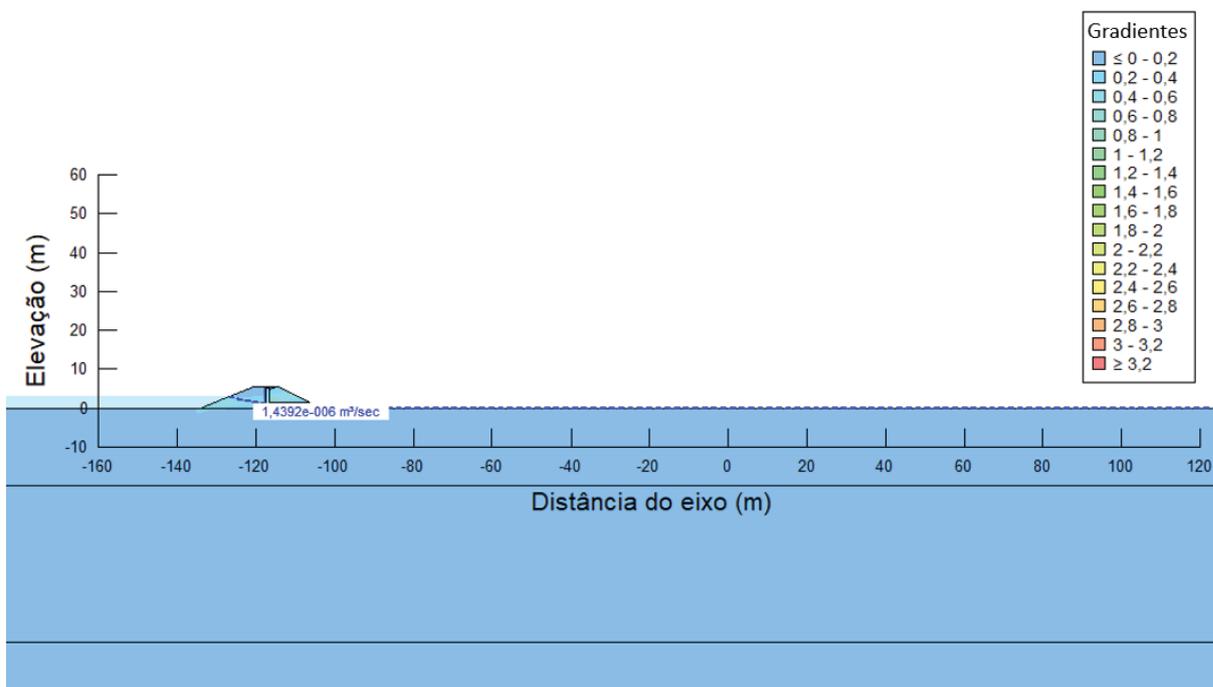
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 121 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



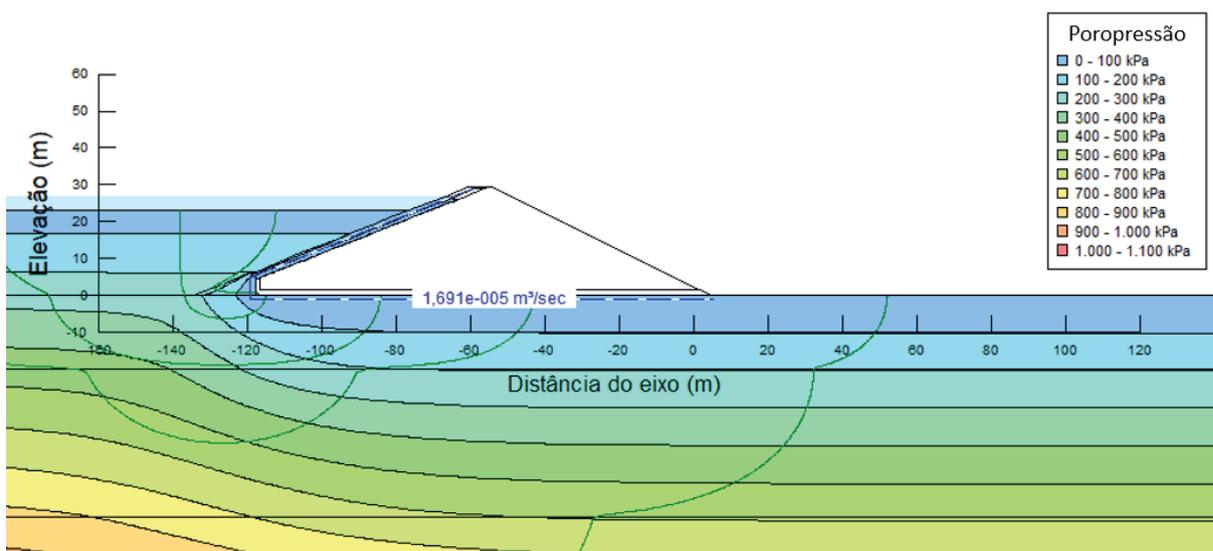
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 122 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



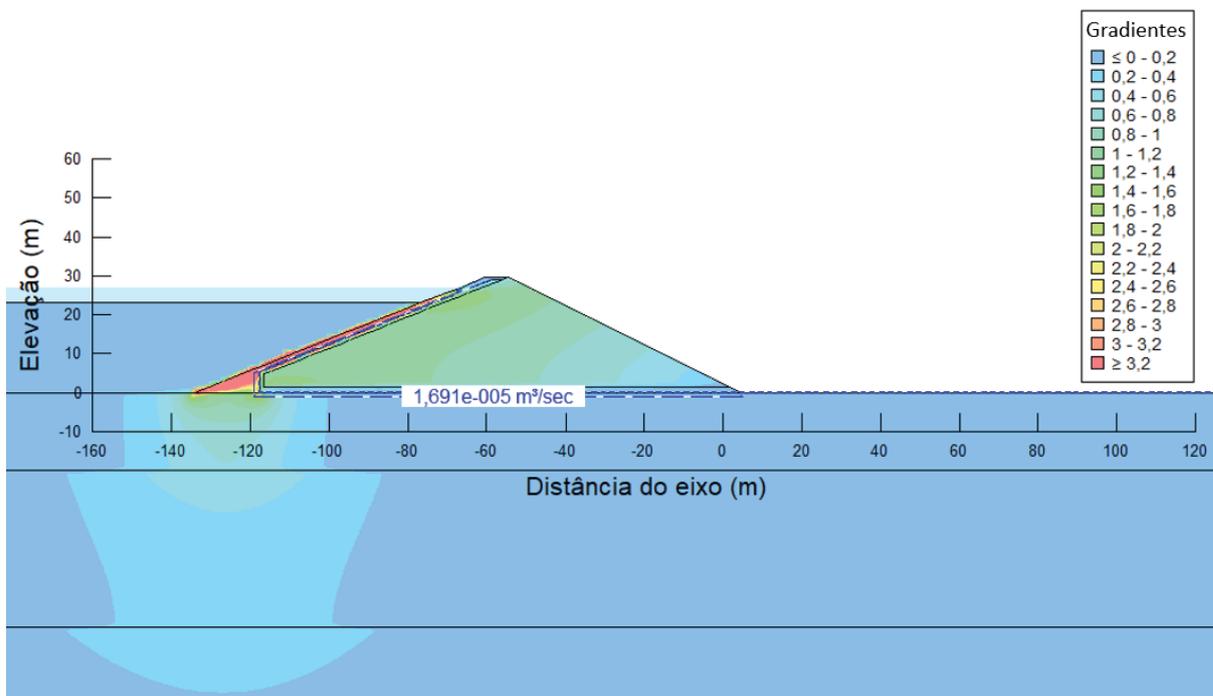
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 123 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



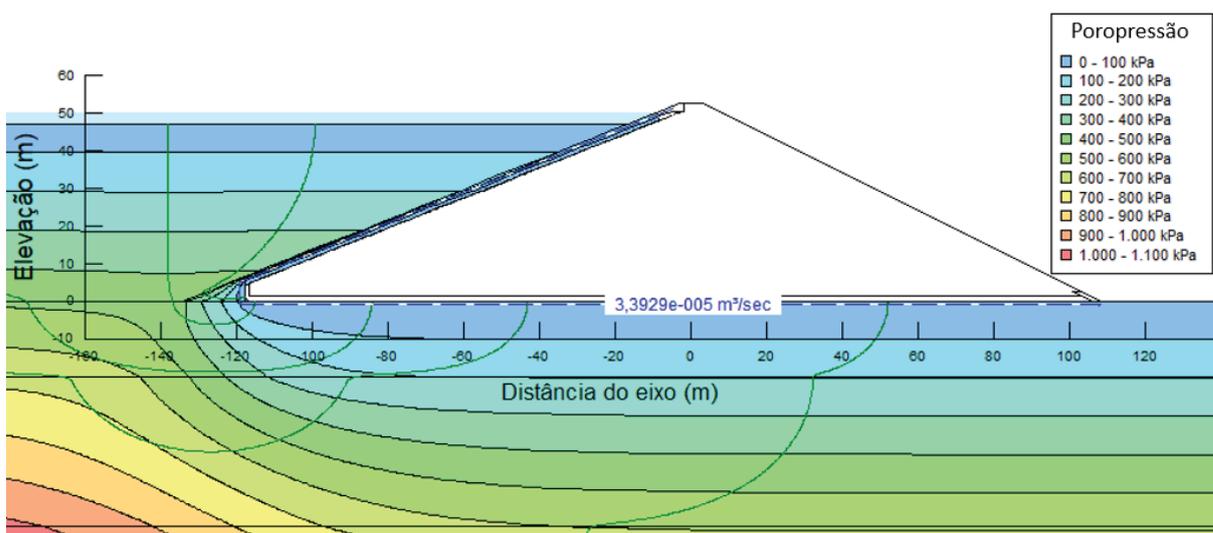
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 124 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



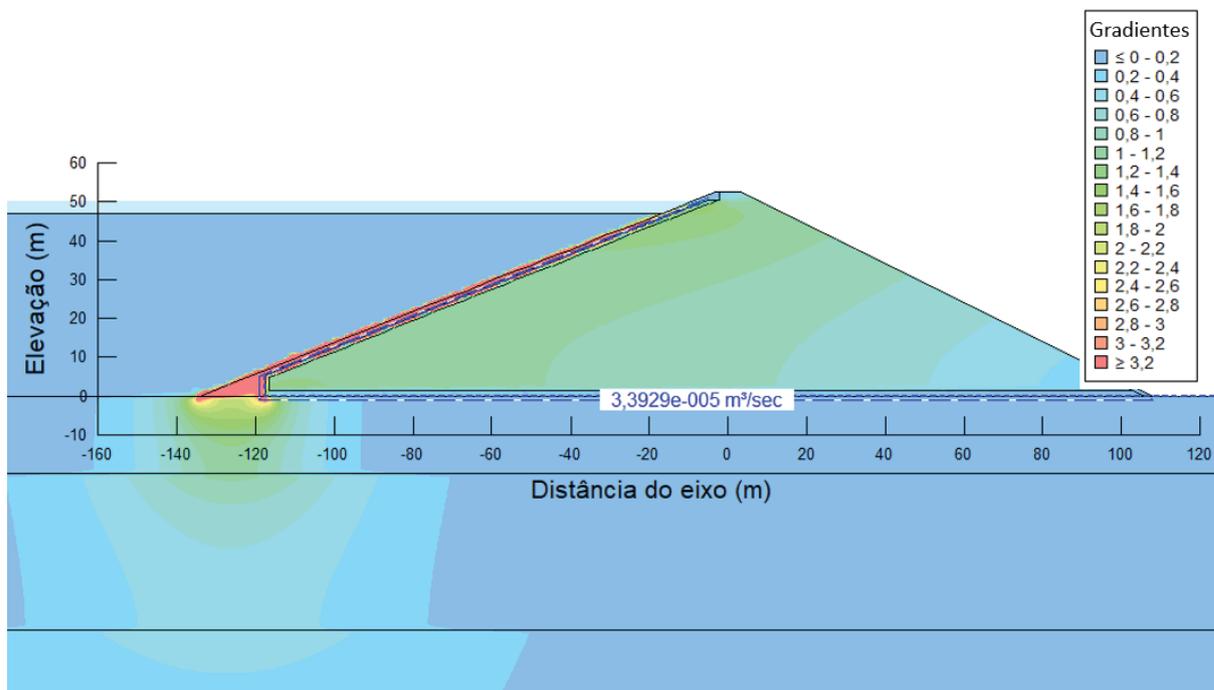
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 125 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 126 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA PARA JUSANTE COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



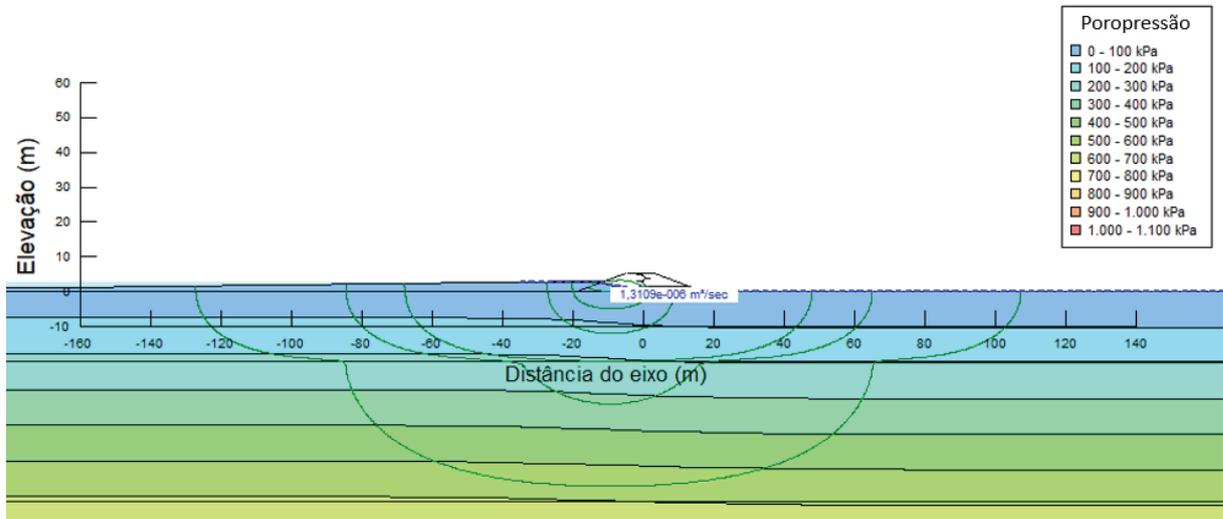
FONTE: O autor (2022)

QUADRO 4 – VAZÃO UNITÁRIA DE PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DA SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO COM ALTEAMENTO PARA JUSANTE COM GBR-P OU DRENO INTERNO

Alteamento	Vazão com GBR-P (m³/s)	Vazão com dreno (m³/s)
1	1,7761e-6	1,4392e-6
2	4,4597e-6	3,9435e-6
3	7,0656e-6	6,4804e-6
4	9,5968e-6	9,0106e-6
5	1,2085e-5	1,1579e-5
6	1,4550e-5	1,4208e-5
7	1,6998e-5	1,6910e-5
8	1,9433e-5	1,9688e-5
9	2,1859e-5	2,2542e-5
10	2,4275e-5	2,5475e-5
11	2,6684e-5	2,8486e-5
12	2,9085e-5	3,1576e-5
13	3,0863e-5	3,3929e-5

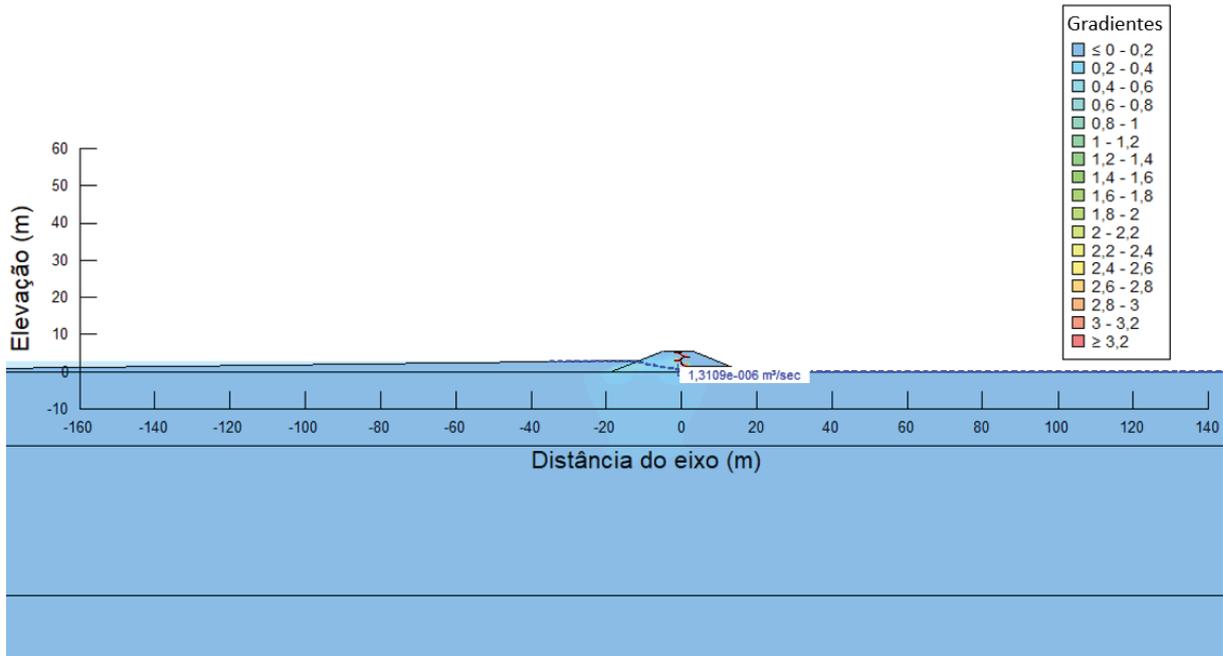
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 127 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



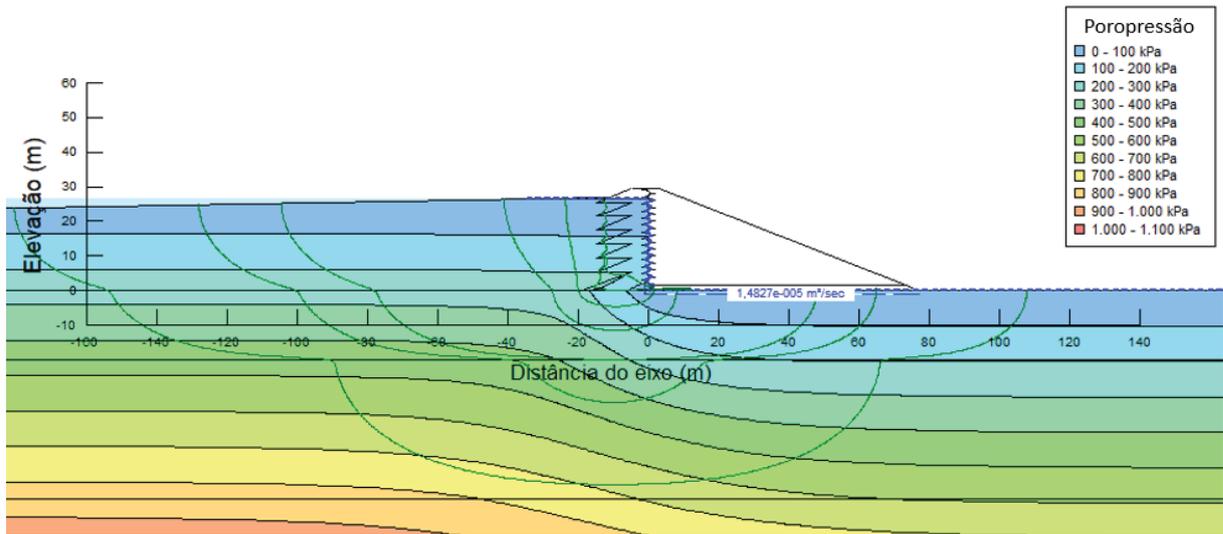
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 128 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



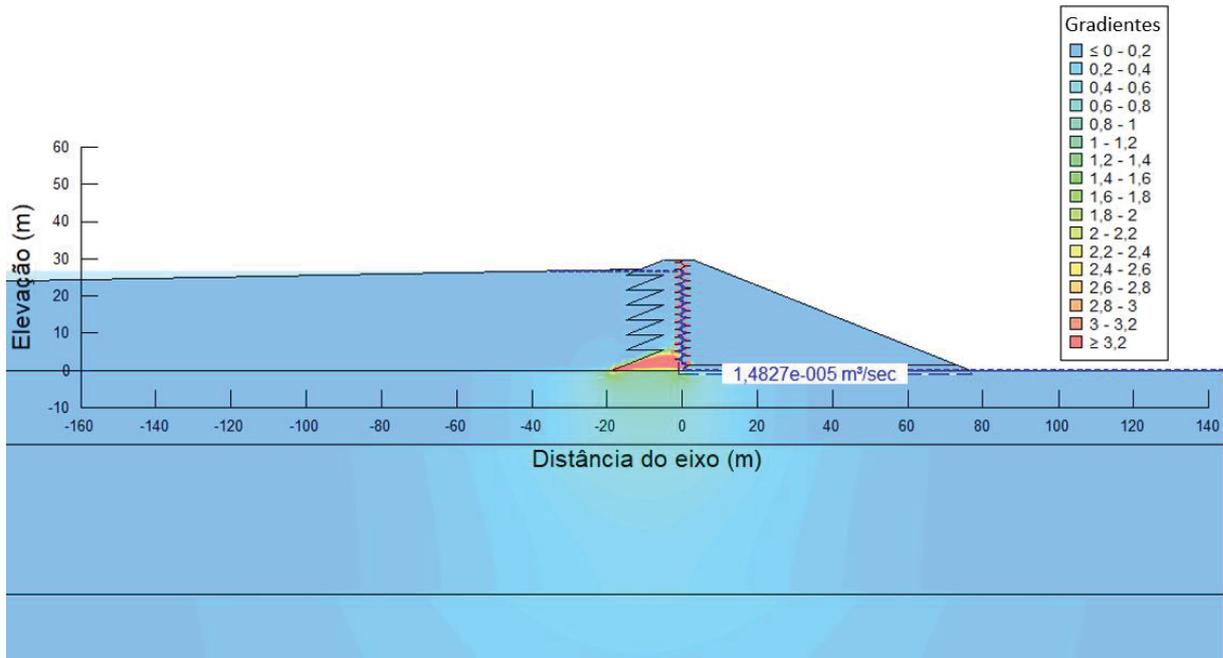
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 129 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



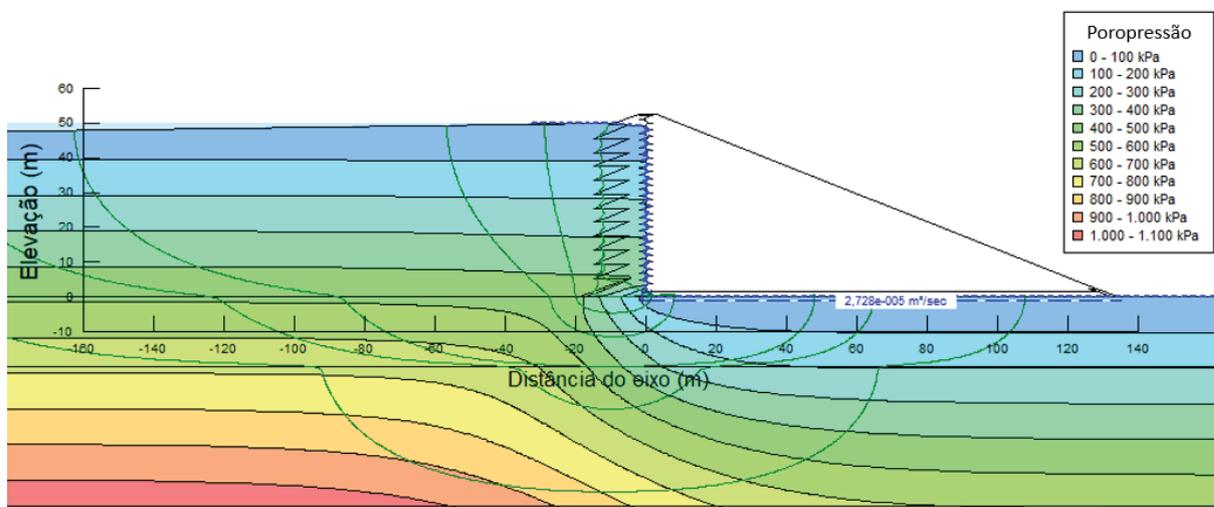
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 130 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



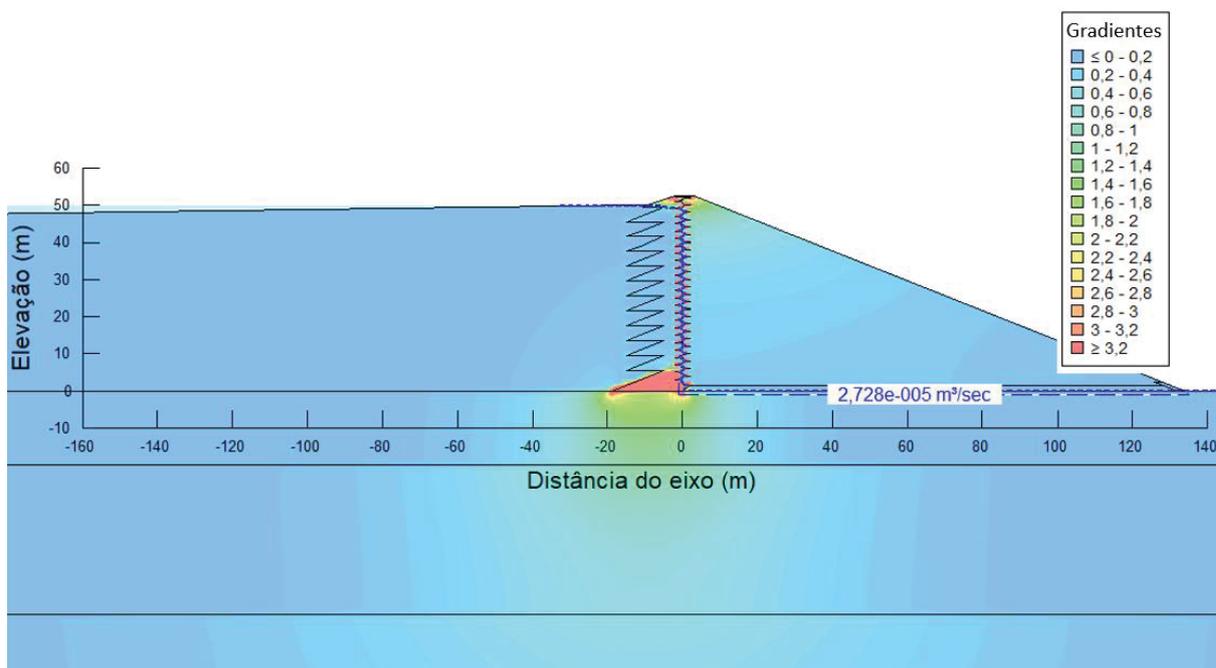
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 131 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



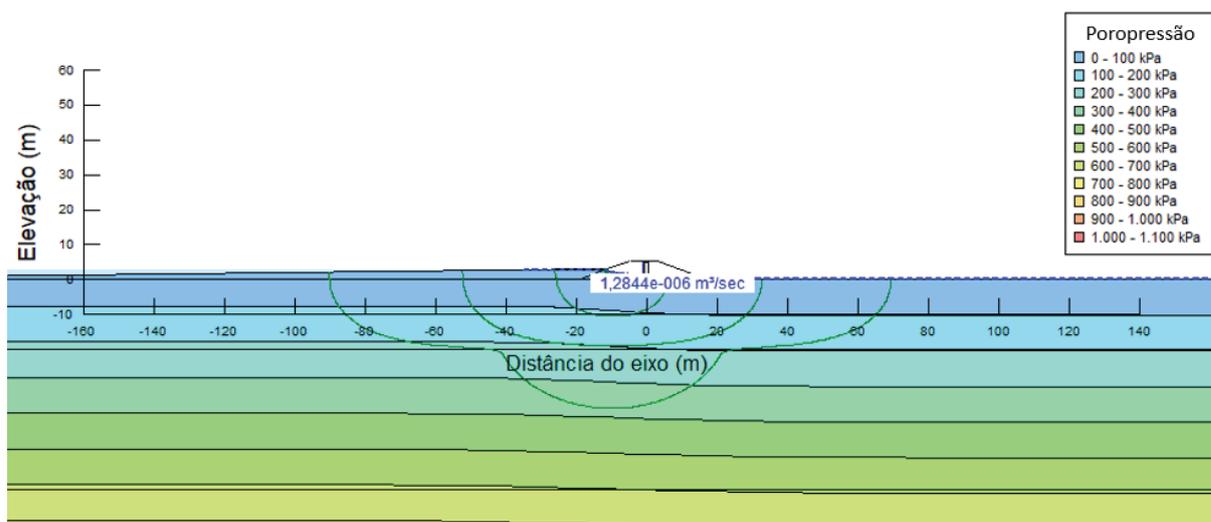
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 132 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



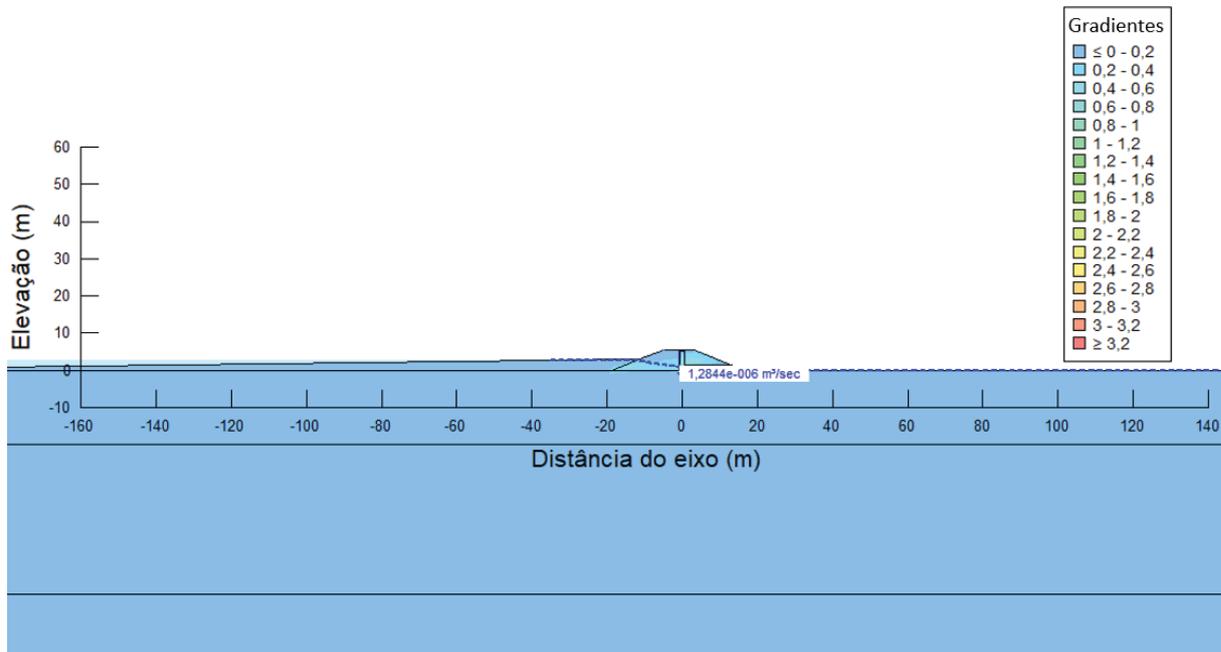
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 133 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



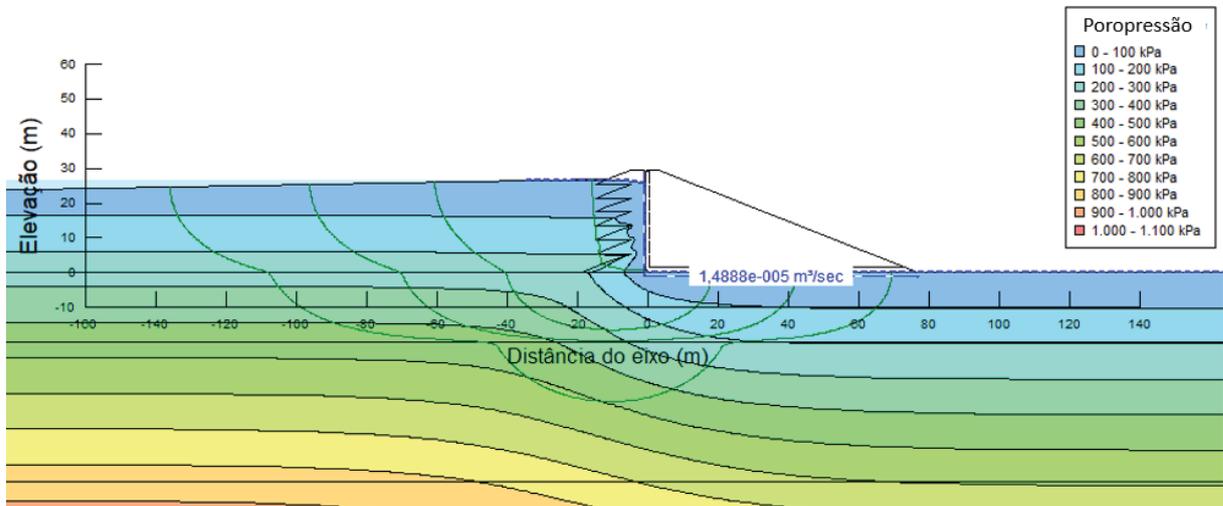
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 134 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O PRIMEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



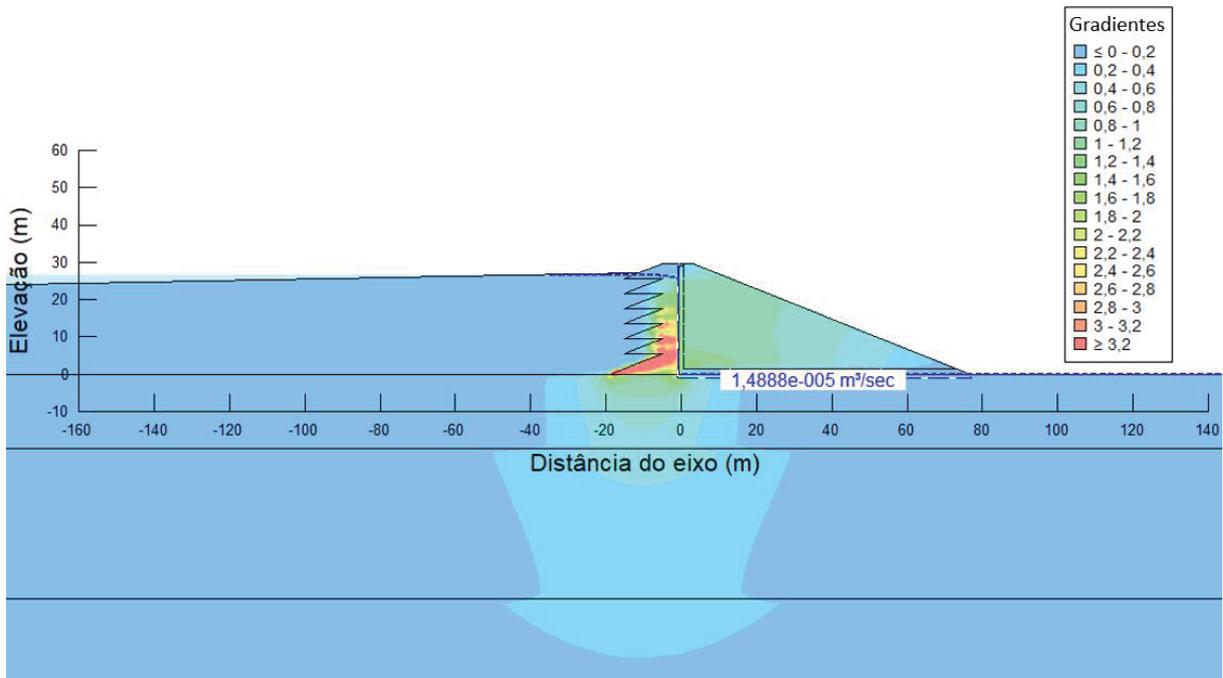
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 135 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



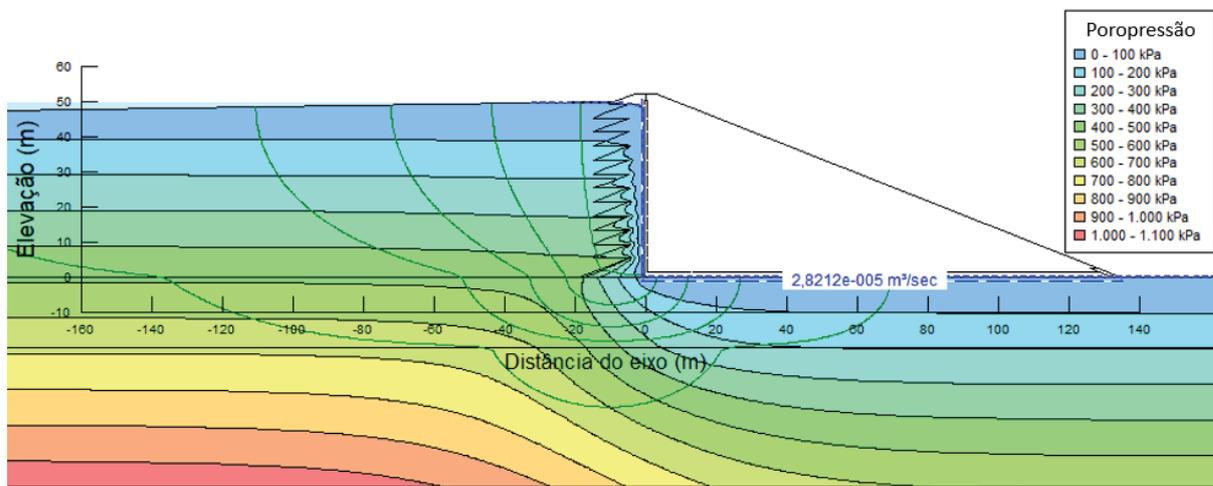
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 136 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O SÉTIMO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



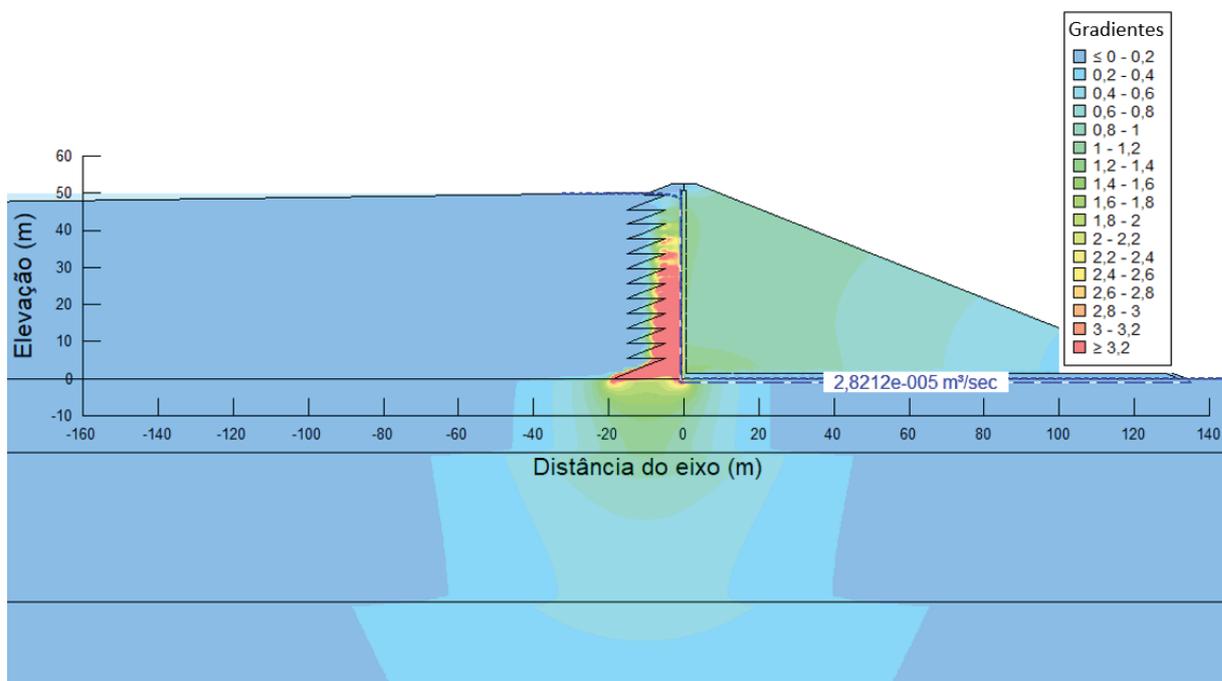
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 137 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E POROPRESSÕES



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 138 - RESULTADOS DA SIMULAÇÃO DE FLUXO PARA O DÉCIMO TERCEIRO ALTEAMENTO DA BARRAGEM ALTEADA EM LINHA DE CENTRO COM DRENO INTERNO EM TERMOS DE VAZÃO UNITÁRIA E GRADIENTES



FONTE: O autor (2022)

QUADRO 5 – VAZÃO UNITÁRIA DE PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DA SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO COM ALTEAMENTO EM LINHA DE CENTRO COM GBR-P OU DRENO INTERNO

Alteamento	Vazão com GBR-P (m <sup>3</sup> /s)	Vazão com dreno (m <sup>3</sup> /s)
1	1,3109e-6	1,2844e-6
2	3,4921e-6	3,4244e-6
3	5,8222e-6	5,7326e-6
4	8,1292e-6	8,0413e-6
5	1,0395e-5	1,0333e-5
6	1,2624e-5	1,2612e-5
7	1,4827e-5	1,4888e-5
8	1,7010e-5	1,7167e-5
9	1,9178e-5	1,9455e-5
10	2,1335e-5	2,1754e-5
11	2,3483e-5	2,4067e-5
12	2,5624e-5	2,6394e-5
13	2,7280e-5	2,8212e-5

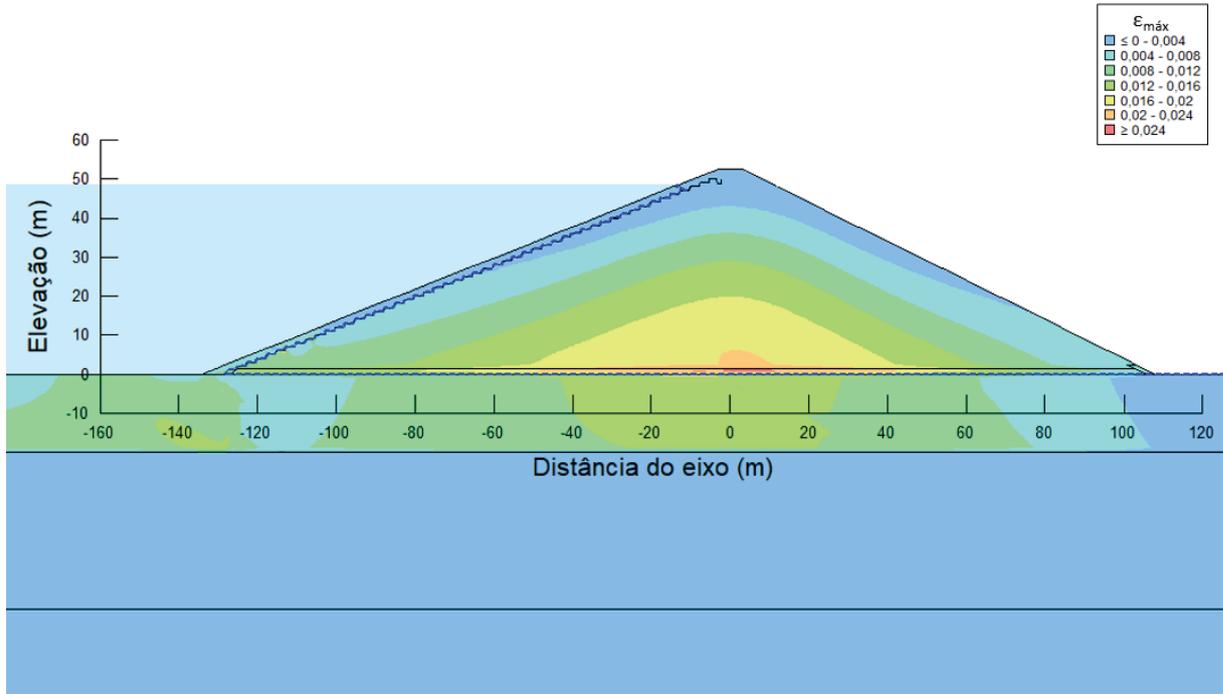
FONTE: O autor (2022)

#### 4.1.1.2 Simulações tensão-deformação

Para as simulações numéricas tensão-deformação são apresentados os resultados da última etapa de simulação, referentes a fase de enchimento do reservatório nas barragens de terra e referentes ao último alteamento com preenchimento por rejeito nas barragens de rejeito, em razão de que as maiores deformações apresentadas pela simulação numérica se deram nestes estágios.

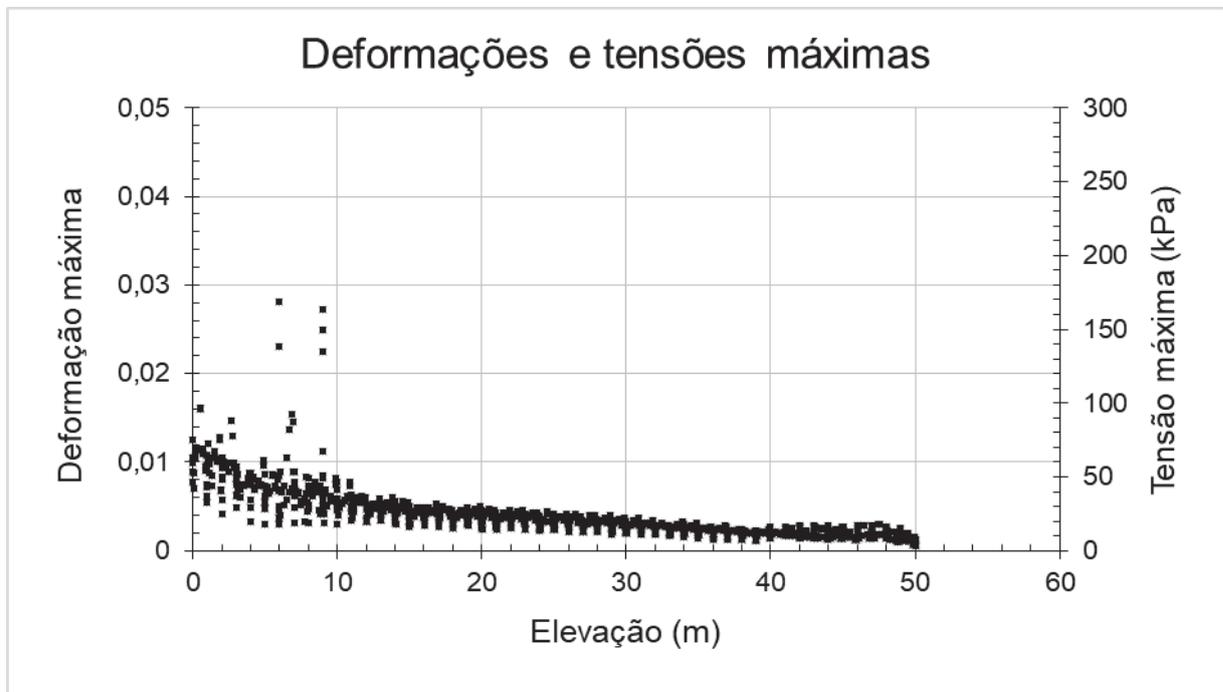
Na FIGURA 139, FIGURA 140, FIGURA 141, FIGURA 142 e FIGURA 143 estão os resultados de deformações máximas para o maciço para as diferentes seções. No GRÁFICO 1, GRÁFICO 2, GRÁFICO 3, GRÁFICO 4 e GRÁFICO 5 estão os resultados de deformações e tensões de tração máximas nos nós da malha de elementos finitos referentes a região da GBR-P para as diferentes seções.

FIGURA 139 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



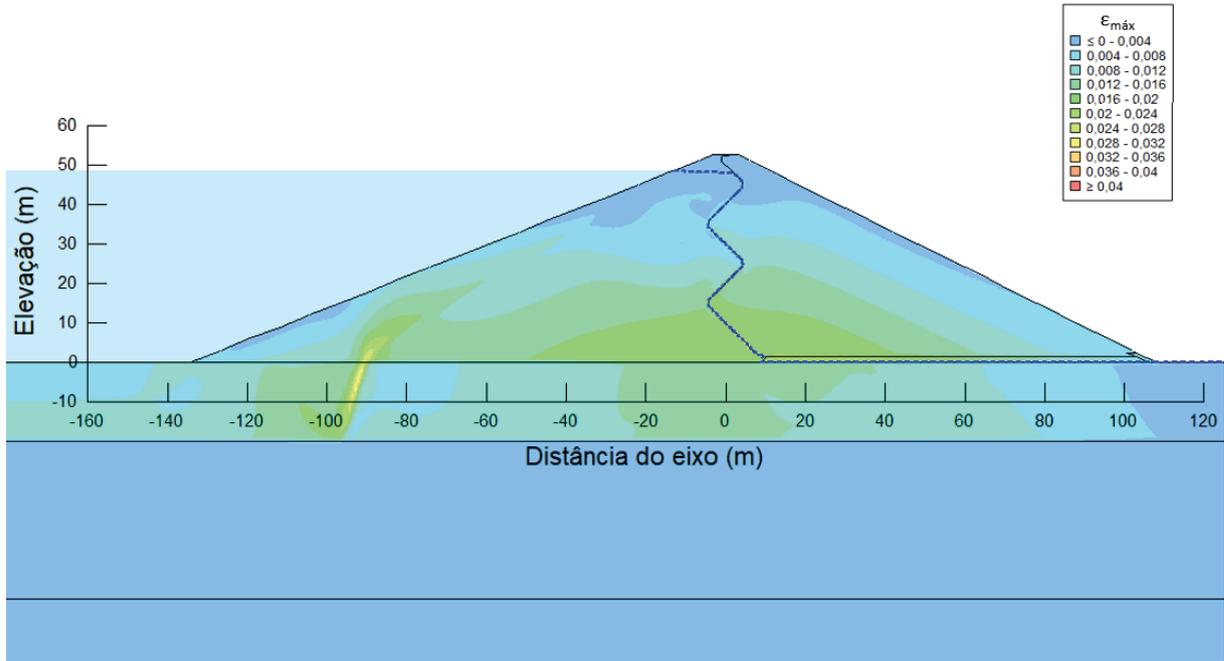
FONTE: O autor (2022)

GRÁFICO 1 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1



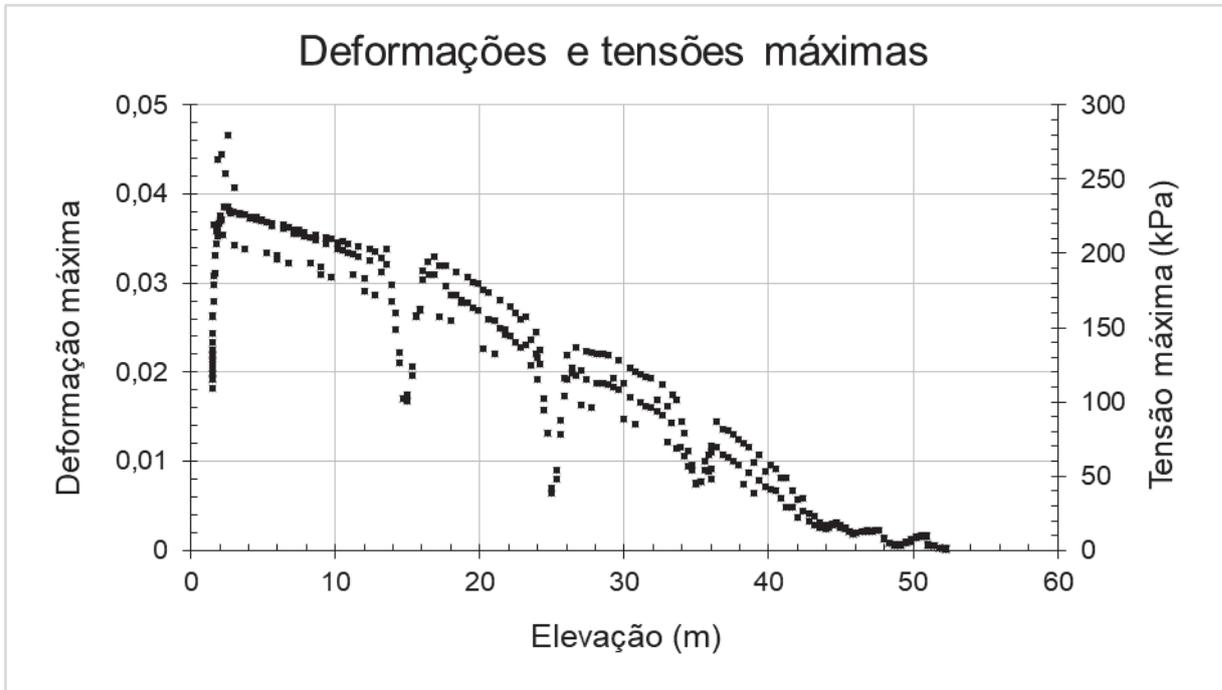
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 140 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2



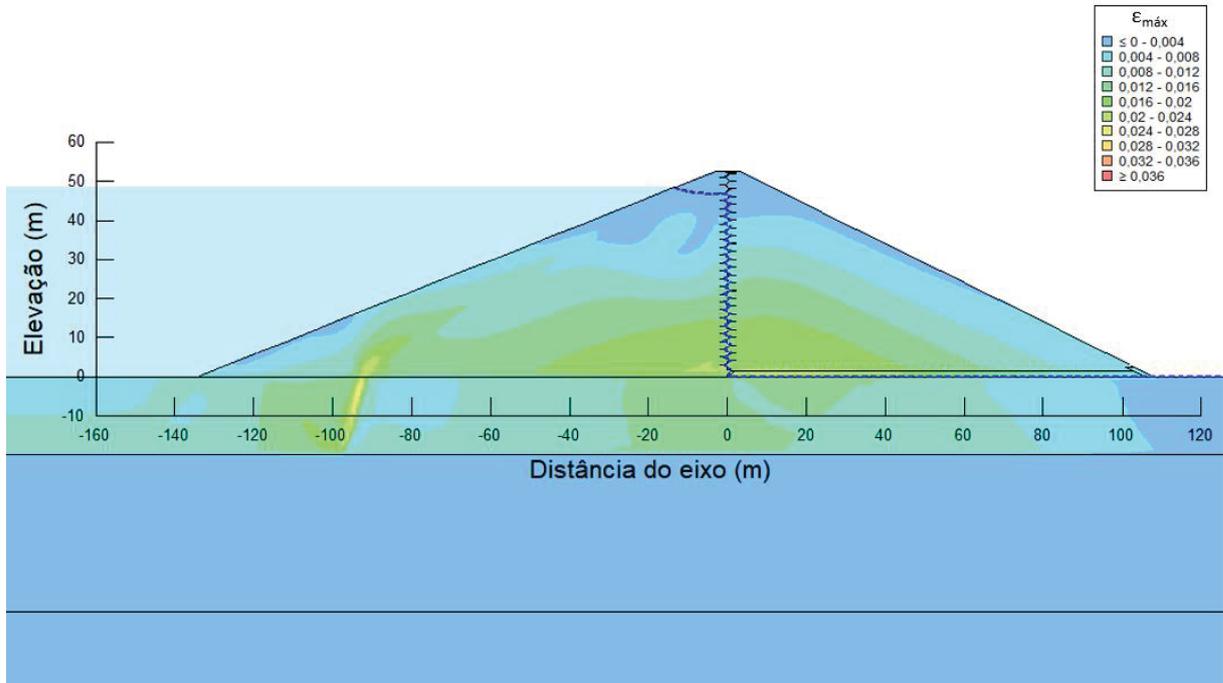
FONTE: O autor (2022)

GRÁFICO 2 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2



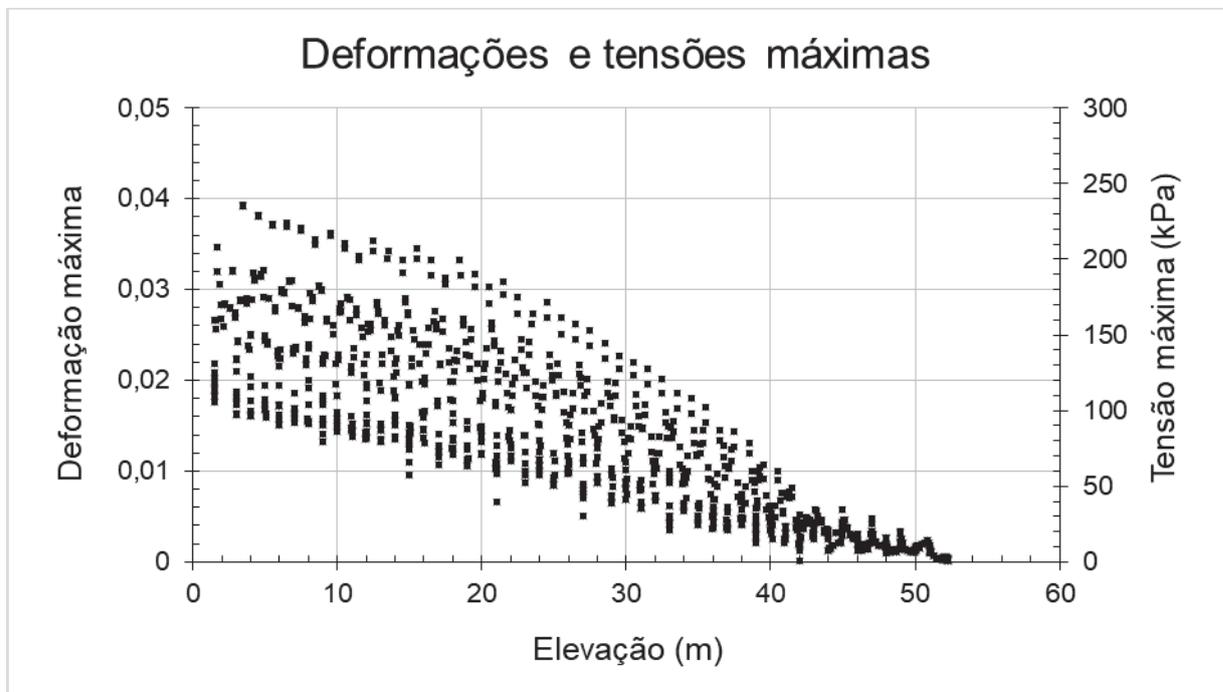
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 141 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3



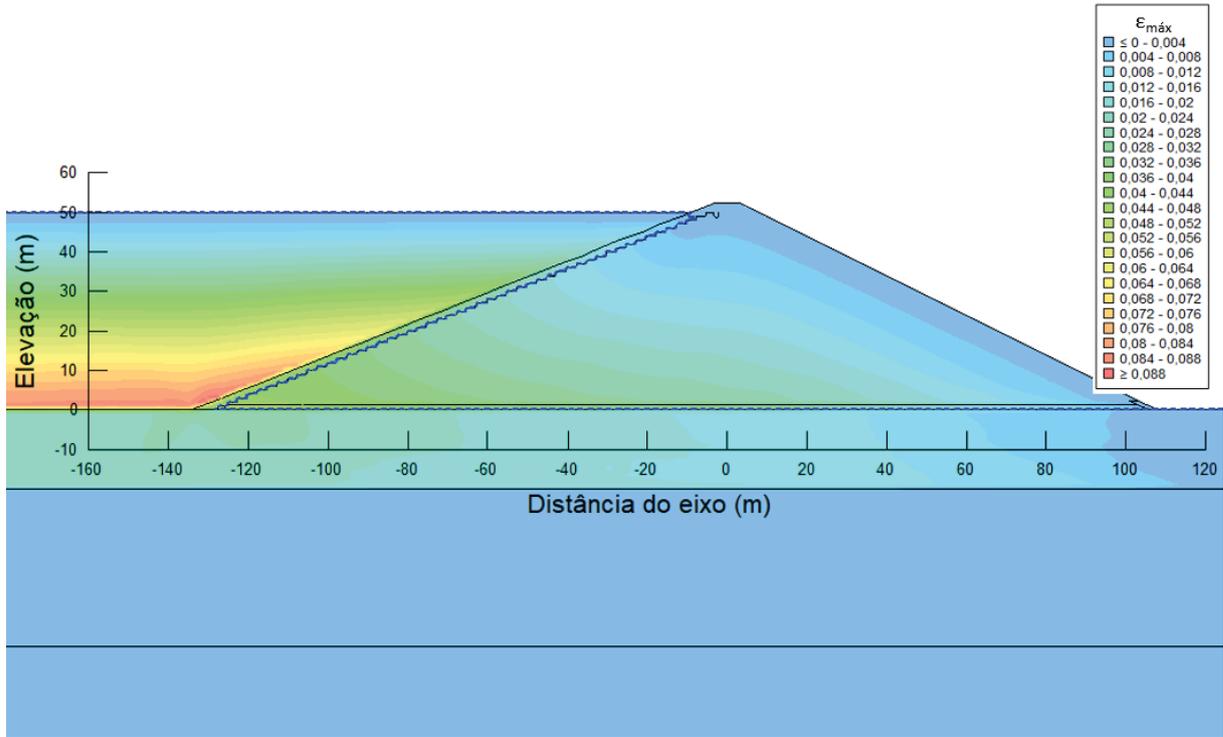
FONTE: O autor (2022)

GRÁFICO 3 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3



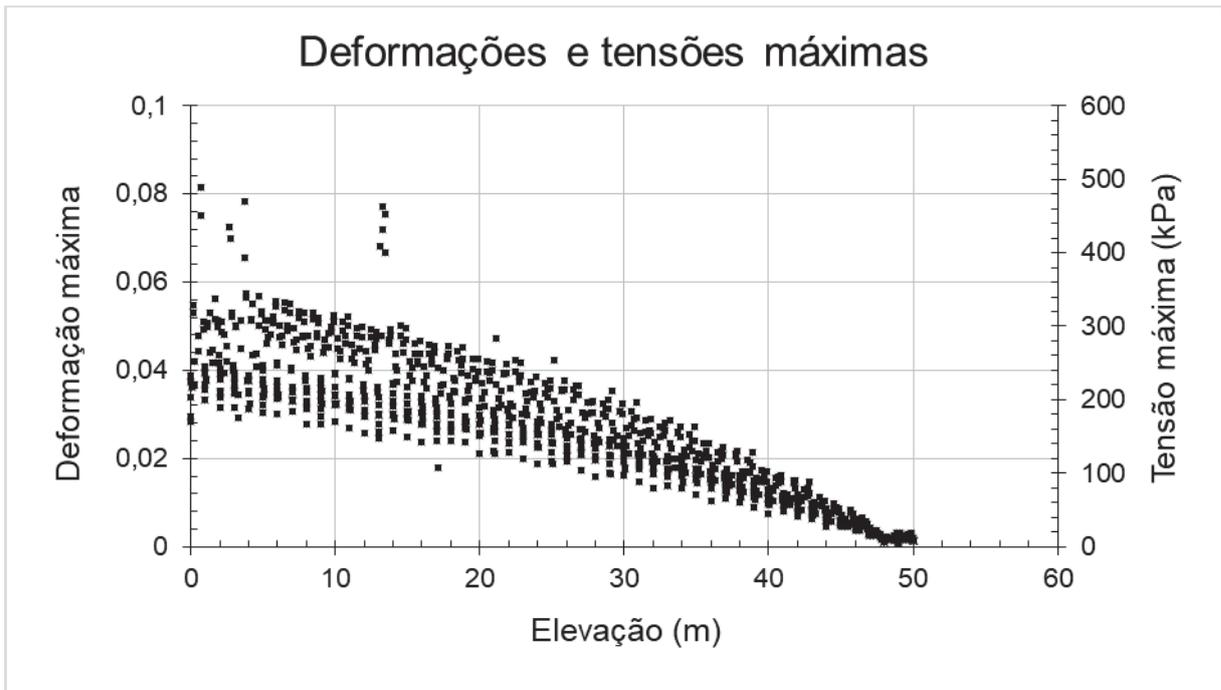
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 142 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



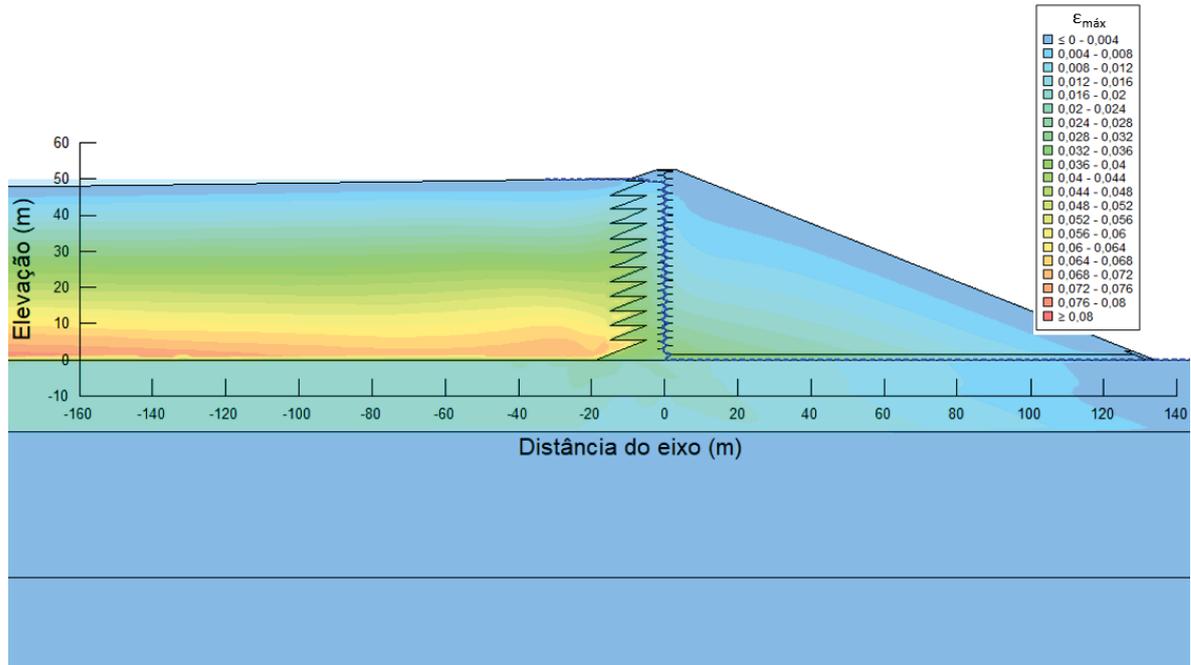
FONTE: O autor (2022)

GRÁFICO 4 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE



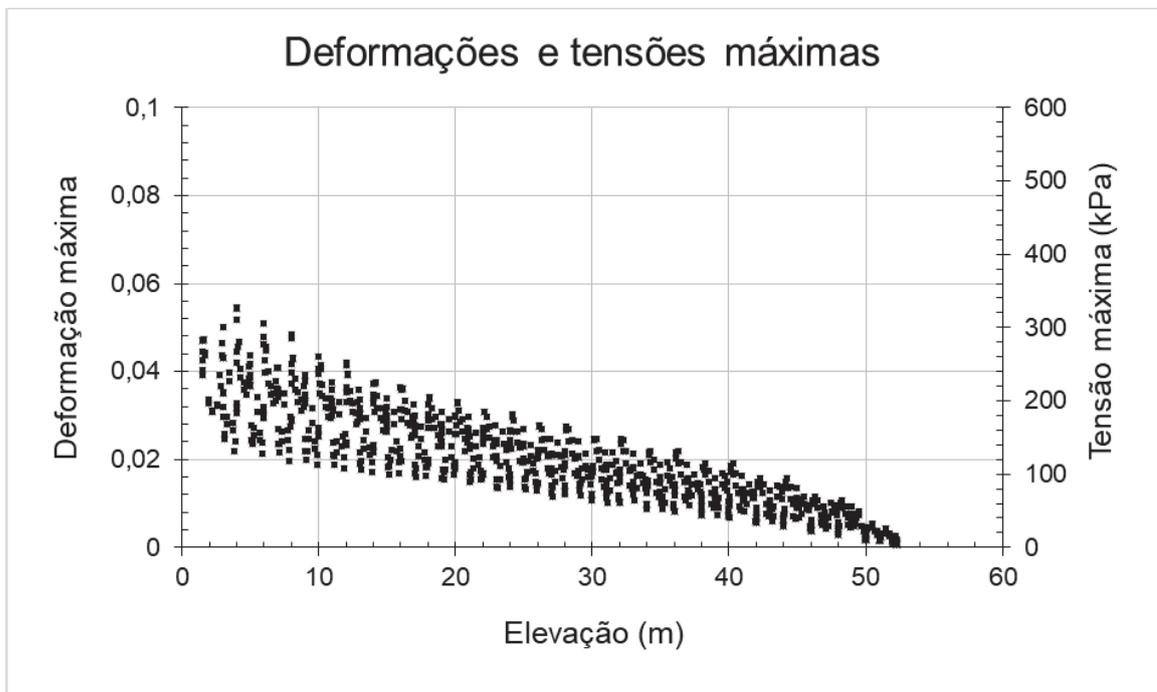
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 143 - DEFORMAÇÕES MÁXIMAS PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO



FONTE: O autor (2022)

GRÁFICO 5 - DEFORMAÇÕES E TENSÕES DE TRAÇÃO MÁXIMAS NA GBR-P PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO



FONTE: O autor (2022)

#### 4.1.1.3 Análises de estabilidade de taludes

Para as barragens de terra com arranjo 1, 2 e 3 os fatores de segurança para cada caso e para as superfícies circular (circ.) e poligonal (poli.) estão no QUADRO 6.

QUADRO 6 - FATORES DE SEGURANÇA PARA AS BARRAGENS DE TERRA COM ARRANJO 1, 2 E 3

Arranjo	Fator de segurança													
	Final de construção				Operação				Operação com sismo				Rebaixamento rápido	
	Jusante		Montante		Jusante		Montante		Jusante		Montante		Montante	
	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.
1	1,69	1,64	1,95	1,92	1,54	1,52	3,60	3,50	1,37	1,36	3,06	2,99	2,24	2,23
2	1,69	1,64	1,96	1,93	1,52	1,50	2,92	2,87	1,36	1,34	2,37	2,33	1,35	1,11
3	1,69	1,64	1,96	1,93	1,54	1,52	3,01	2,95	1,37	1,35	2,42	2,38	1,40	1,11

FONTE: O autor (2022)

Para a barragem de rejeito alteada para jusante os fatores de segurança para cada caso e para as superfícies circular (circ.) e poligonal (poli.) estão no QUADRO 7.

QUADRO 7 - FATORES DE SEGURANÇA PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE

Alteamento	Fator de segurança									
	Operação				Operação com sismo				Rebaixamento rápido	
	Jusante		Montante		Jusante		Montante		Montante	
	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.
1	2,27	2,13	3,75	3,72	1,95	1,92	3,10	3,09	2,71	2,68
2	2,07	2,05	3,93	3,89	1,80	1,78	3,49	3,34	2,97	2,90
3	1,94	1,91	3,95	3,90	1,72	1,71	3,46	3,39	3,11	2,96
4	1,82	1,80	4,08	3,94	1,62	1,61	3,44	3,39	3,03	2,93
5	1,75	1,73	4,13	4,06	1,56	1,54	3,39	3,30	2,98	2,93
6	1,70	1,68	4,03	3,79	1,51	1,50	3,33	3,22	2,95	2,93
7	1,66	1,63	3,92	3,81	1,48	1,46	3,35	3,29	2,84	2,93
8	1,63	1,60	3,98	3,81	1,45	1,43	3,44	3,21	3,01	2,88
9	1,60	1,58	4,13	4,06	1,43	1,41	3,50	3,43	3,03	2,94
10	1,58	1,56	3,97	3,94	1,41	1,39	3,34	3,30	2,97	2,93
11	1,57	1,54	4,07	3,94	1,39	1,38	3,46	3,29	2,91	2,72
12	1,55	1,53	4,08	3,81	1,38	1,36	3,50	3,30	3,06	2,92
13	1,54	1,52	4,15	4,08	1,37	1,36	3,50	3,42	3,39	3,13

FONTE: O autor (2022)

Para a barragem de rejeito alteada em linha de centro os fatores de segurança para cada caso e para as superfícies circular (circ.) e poligonal (poli.) estão no QUADRO 8.

QUADRO 8 - FATORES DE SEGURANÇA PARA A BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO

Alteamento	Fator de segurança							
	Operação				Operação com sismo			
	Jusante		Montante		Jusante		Montante	
	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.	Circ.	Poli.
1	2,88	2,78	6,26	5,68	2,47	2,41	5,19	4,76
2	2,33	2,30	6,43	5,59	2,02	2,01	4,58	4,12
3	2,11	2,09	6,49	5,12	1,84	1,83	4,52	3,86
4	1,98	1,96	6,49	5,30	1,72	1,70	4,57	4,11
5	1,87	1,86	6,69	5,15	1,60	1,59	4,43	4,04
6	1,78	1,77	6,92	5,11	1,53	1,52	4,24	3,96
7	1,71	1,70	6,50	5,00	1,48	1,47	4,73	4,08
8	1,66	1,65	6,78	5,11	1,44	1,43	4,61	4,11
9	1,63	1,62	6,38	5,11	1,41	1,40	4,44	4,08
10	1,60	1,59	6,69	5,23	1,39	1,38	4,47	4,10
11	1,58	1,57	6,44	5,23	1,37	1,37	4,46	4,08
12	1,57	1,56	6,53	5,21	1,36	1,36	4,49	4,07
13	1,56	1,55	6,79	6,12	1,35	1,35	5,00	4,79

FONTE: O autor (2022)

As análises de estabilidade realizadas estão ilustradas no apêndice 1.

Como pode ser verificado para as barragens de rejeito, os fatores de segurança do talude de montante para operação, operação com sismo e rebaixamento rápido são valores muito próximos entre os alteamentos. Já os fatores de segurança do talude de jusante decrescem a cada novo alteamento, chegando a um valor mínimo para o último alteamento. Devido a isso, somente as superfícies de ruptura obtidas para o último alteamento (décimo terceiro) são apresentadas no apêndice 1.

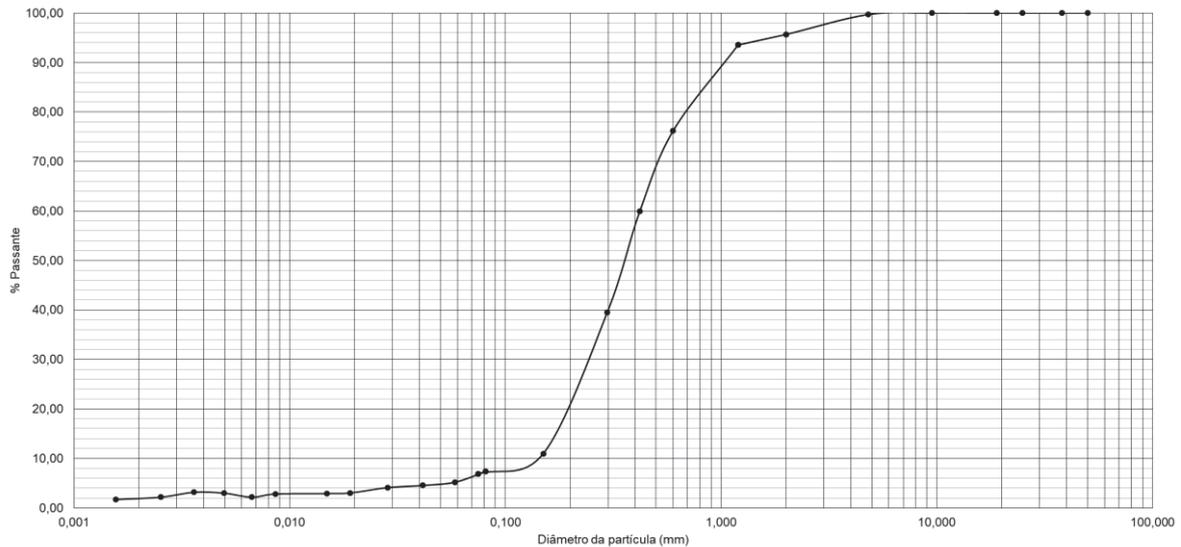
#### 4.1.2 Resultados dos modelos físicos

##### 4.1.2.1 Ensaios realizados na areia

A densidade dos grãos da areia determinada pelo picnômetro de 50 ml foi de 2,692.

A análise granulométrica da areia apresentou a curva da FIGURA 144, sendo esta uma areia média.

FIGURA 144 - CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA



FONTE: O autor (2022)

O índice de vazios máximo foi de 0,741, relativo a um  $\gamma_{d,mín}$  de 15,46 kN/m<sup>3</sup>, e o índice de vazios mínimo foi de 0,486, relativo a um  $\gamma_{d,máx}$  de 18,12 kN/m<sup>3</sup>

Determinados os índices de vazios máximo e mínimo procedeu-se a verificação da compactidade relativa que a altura de queda determinada para a pluviação de areia estava obtendo.

Com a altura de queda definida como 10 cm, preencheu-se um cilindro de volume conhecido e pesou-se o mesmo antes e após o preenchimento com areia pelo método de pluviação.

Este ensaio revelou que a altura de queda adotada conferia compactidade relativa de 24,86 %, correspondente a um  $\gamma_{nat}$  de 16,04 kN/m<sup>3</sup>. Esta compactidade foi considerada satisfatória para execução dos modelos físicos.

Ainda através do procedimento de pluviação com altura de queda controlada, moldou-se um corpo de prova no permeâmetro de carga constante para realização do ensaio de permeabilidade, conforme mostrado na FIGURA 145.

FIGURA 145 - ENSAIO DE PERMEABILIDADE A CARGA CONSTANTE

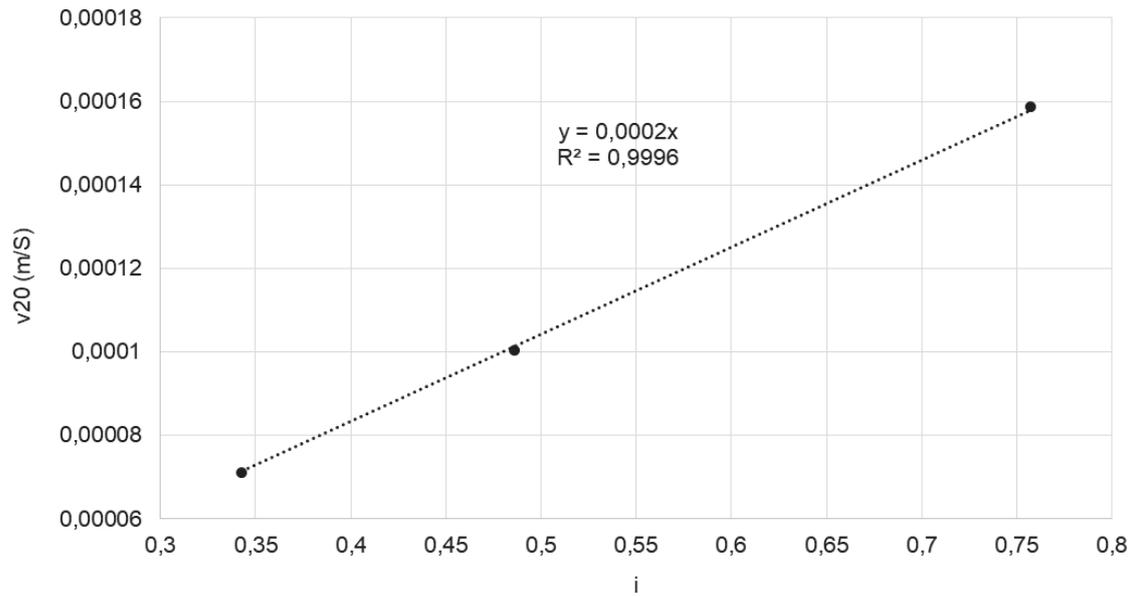


FONTE: O autor (2022)

Através deste ensaio foi determinado o coeficiente de condutividade hidráulica da areia para a compactidade em que estava no modelo.

A condutividade hidráulica da areia ensaiada a carga constante é o coeficiente angular da reta do GRÁFICO 6, sendo igual a  $2e-4$  m/s.

GRÁFICO 6 – VELOCIDADE DO FLUXO A 20° C vs. GRADIENTE HIDRÁULICO



FONTE: O autor (2022)

#### 4.1.2.2 Resultados do modelo físico

A auscultação dos modelos físicos foi realizada com os níveis de água pré-estabelecidos e após a rede de fluxo estar completamente estabelecida, ou seja, sem mais oscilações nos piezômetros nem na vazão percolada.

Os resultados colhidos dos modelos físicos, em termos de porpressões, estão no QUADRO 9, e em termos de vazão percolada, estão no QUADRO 10.

QUADRO 9 - POROPRESSÕES

Piezômetro	X (cm)	Y (cm)	Leitura – carga piezométrica (m.c.a.)	
			GBR-P na face de montante	GBR-P no núcleo
PA01	-54,75	2,5	Seco	0,188
PA02	-37,75	5	Seco	0,155
PA03	-29,75	5	Seco	0,15
PA04	-23	10	Seco	0,09
PA05	-16,25	5	Seco	0,113
PA06	-10,5	10	Seco	0,062
PA07	-4,75	5	Seco	0,069
PA08	2,75	5	Seco	Seco
PA09	9,25	5	Seco	Seco
PC01	-54,75	0	0,010	0,216
PC02	-37,75	0	0,008	0,195
PC03	-29,75	-4	0,050	0,22
PC04	-16,25	0	0,006	0,14
PC05	-4,75	0	0,006	0,095
PC06	13,75	0	0,006	0,015
PF01	-103,75	-7,5	0,280	0,298
PF02	-80,25	-7,5	0,277	0,298
PF03	-54,75	-7,5	0,117	0,286
PF04	-37,75	-7,5	0,096	0,26
PF05	-29,75	-7,5	0,082	0,25
PF06	-16,25	-7,5	0,075	0,215
PF07	-4,75	-7,5	0,076	0,145
PF08	9,25	-7,5	0,076	0,098
PF09	20,75	-7,5	0,076	0,080
PF10	41,75	-7,5	0,076	0,076
PF11	66,75	-7,5	0,076	0,076
PF12	91,75	-7,5	0,076	0,076

FONTE: O autor (2022)

QUADRO 10 - VAZÕES DE PERCOLAÇÃO

Vazão (m <sup>3</sup> /s)	
GBR-P na face de montante	GBR-P no núcleo
3,17E-05	8,47E-06
3,22E-05	8,86E-06
3,28E-05	8,55E-06
Média = 3,22E-5	Média = 8,63E-6

FONTE: O autor (2022)

O avanço da frente de saturação pelas fundações junto ao começo da formação de franja por ascensão capilar e o início da descarga do dreno horizontal para o modelo físico com GBR-P na face de montante podem ser vistos na FIGURA 146 e FIGURA 147, respectivamente. O modelo operando de forma já estabilizada e com franja capilar completamente estabelecida está na FIGURA 148.

O modelo físico com GBR-P no núcleo operando de forma estabilizada e apresentando o mesmo fenômeno de ascensão capilar pode ser visto na FIGURA 149.

FIGURA 146 - FRENTE DE SATURAÇÃO E FORMAÇÃO DE FRANJA CAPILAR



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 147 - COMEÇO DA DESCARGA DO DRENO HORIZONTAL



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 148 - MODELO COM FREÁTICA ESTABILIZADA E FRANJA CAPILAR COMPLETAMENTE FORMADA



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 149 - MODELO COM GBR-P NO NÚCLEO OPERANDO DE FORMA ESTABILIZADA E COM FRANJA CAPILAR ESTABELECIDA



FONTE: O autor (2022)

#### 4.1.2.3 Resultados das simulações de fluxo referentes ao modelo físico

As simulações de fluxo dos modelos físicos indicaram, para a mesma posição dos piezômetros, os resultados que estão no QUADRO 11.

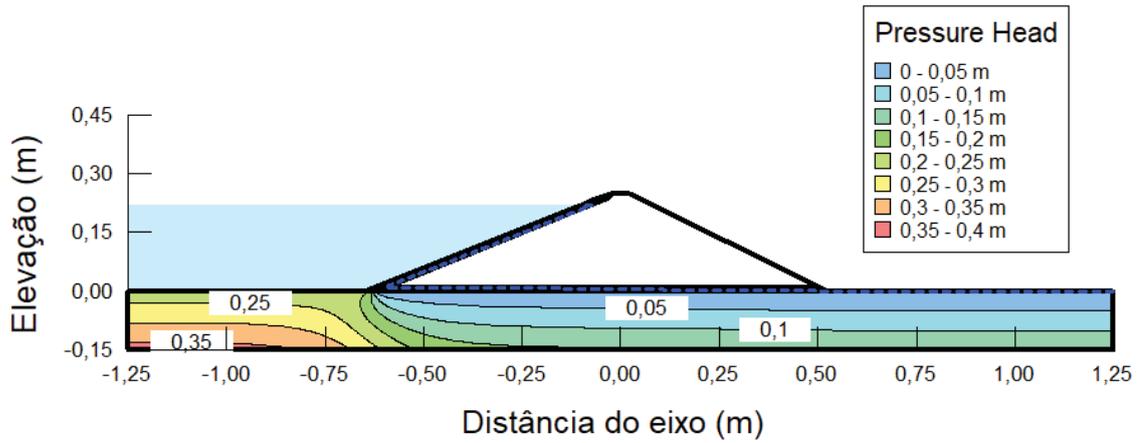
Os isovalores de carga piezométrica estão na FIGURA 150 e FIGURA 151 e as vazões de percolação simuladas estão na FIGURA 152 e FIGURA 153.

QUADRO 11 - CARGAS PIEZOMÉTRICAS SIMULADAS NOS PONTOS DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS

Piezômetro	X (cm)	Y (cm)	Simulação – carga piezométrica (m.c.a.)	
			GBR-P na face de montante	GBR-P no núcleo
PA01	-54,75	2,5	0,000	0,195
PA02	-37,75	5	0,000	0,160
PA03	-29,75	5	0,000	0,150
PA04	-23	10	0,000	0,100
PA05	-16,25	5	0,000	0,120
PA06	-10,5	10	0,000	0,070
PA07	-4,75	5	0,000	0,079
PA08	2,75	5	0,000	0
PA09	9,25	5	0,000	0
PC01	-54,75	0	0,010	0,217
PC02	-37,75	0	0,009	0,204
PC03	-29,75	-4	0,050	0,225
PC04	-16,25	0	0,007	0,155
PC05	-4,75	0	0,006	0,099
PC06	13,75	0	0,005	0,006
PF01	-103,75	-7,5	0,290	0,295
PF02	-80,25	-7,5	0,280	0,295
PF03	-54,75	-7,5	0,120	0,289
PF04	-37,75	-7,5	0,082	0,272
PF05	-29,75	-7,5	0,078	0,257
PF06	-16,25	-7,5	0,076	0,217
PF07	-4,75	-7,5	0,075	0,16
PF08	9,25	-7,5	0,075	0,095
PF09	20,75	-7,5	0,075	0,080
PF10	41,75	-7,5	0,075	0,076
PF11	66,75	-7,5	0,075	0,075
PF12	91,75	-7,5	0,075	0,075

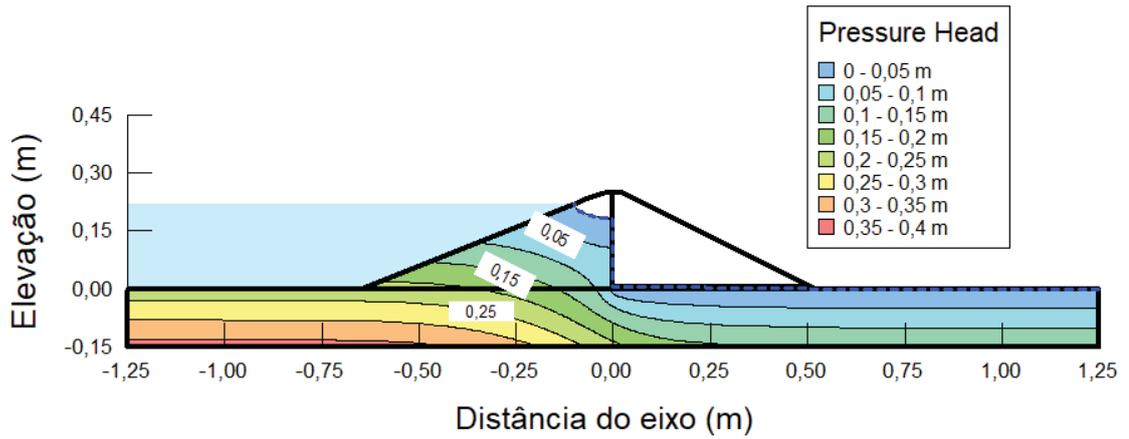
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 150 - ISOVALORES DE CARGA PIEZOMÉTRICA PARA GBR-P NA FACE DE MONTANTE



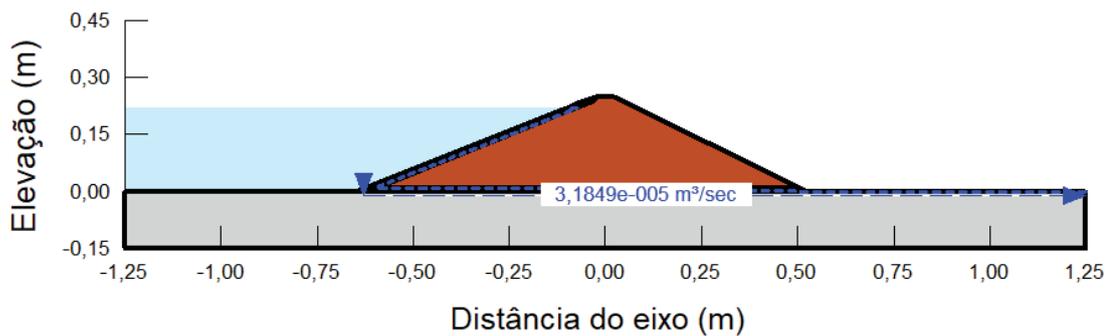
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 151 - ISOVALORES DE CARGA PIEZOMÉTRICA PARA GBR-P NO NÚCLEO



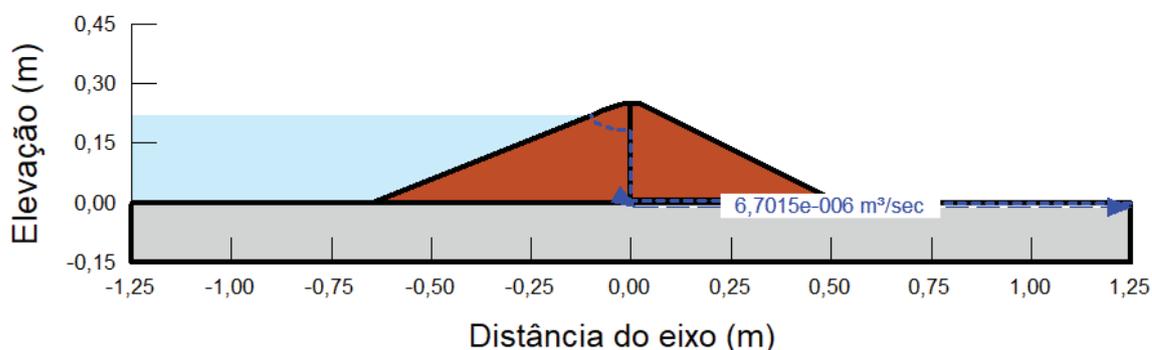
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 152 – VAZÃO DE PERCOLAÇÃO PARA GBR-P NA FACE DE MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 153 - VAZÃO DE PERCOLAÇÃO PARA GBR-P NO NÚCLEO



FONTE: O autor (2022)

## 4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.2.1 Análise dos resultados das simulações numéricas de fluxo e tensão-deformação e das análises de estabilidade

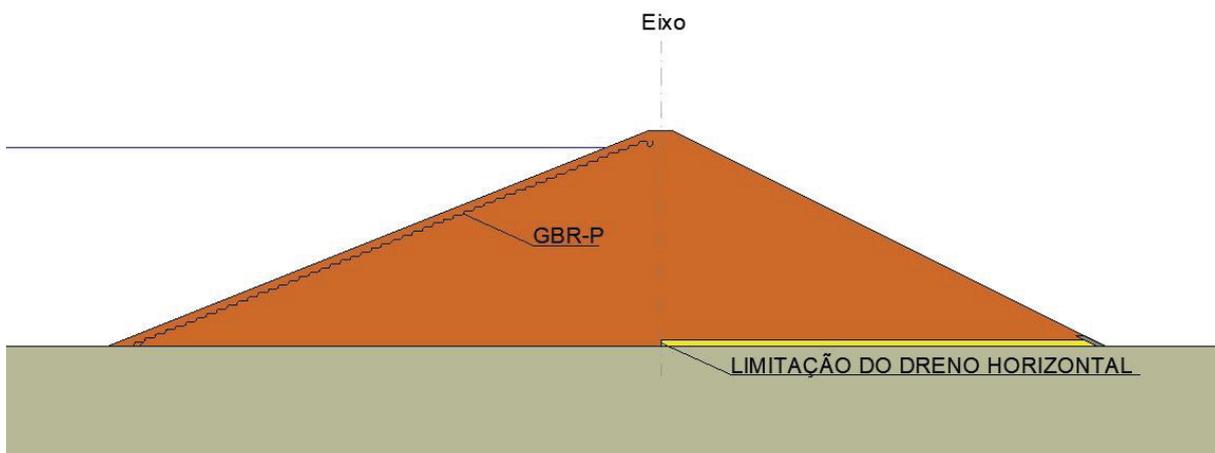
#### 4.2.1.1 Simulações de fluxo

Para a seção de barragem de terra com arranjo 1 a vazão unitária é cerca de dez vezes maior que a vazão unitária pela seção com dreno interno de agregado. Isso ocorre devido a posição do dreno horizontal de agregado na seção com GBR-P, que chega muito próximo da face de montante gerando elevados gradientes e reduzidos caminhos de percolação no pé do talude próximo ao início do dreno, propiciando a elevada vazão simulada.

Este fato não indica problemas quanto ao funcionamento da instalação proposta, pois elevada vazão unitária é apenas um reflexo da geometria adotada, e não uma consequência de mau funcionamento.

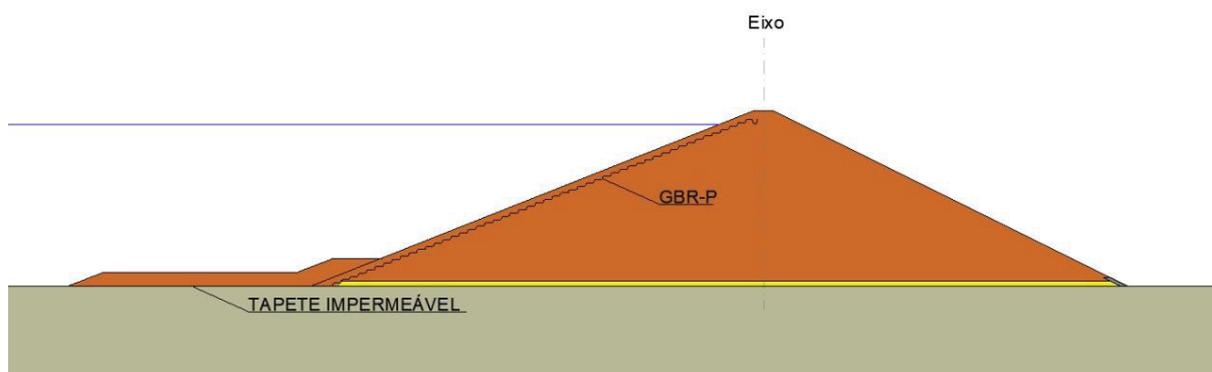
É possível combater este efeito, quando indesejado, de algumas formas, como: limitação na extensão do dreno horizontal; execução de um tapete impermeável a montante; extensão da própria GBR-P para montante; execução de uma parede diafragma ou cortina de injeções sob um plinto na base da GBR-P. Estas soluções estão indicadas, conceitualmente, na FIGURA 154, FIGURA 155, FIGURA 156 e FIGURA 157, respectivamente.

FIGURA 154 - LIMITAÇÃO DA EXTENSÃO DO DRENO HORIZONTAL



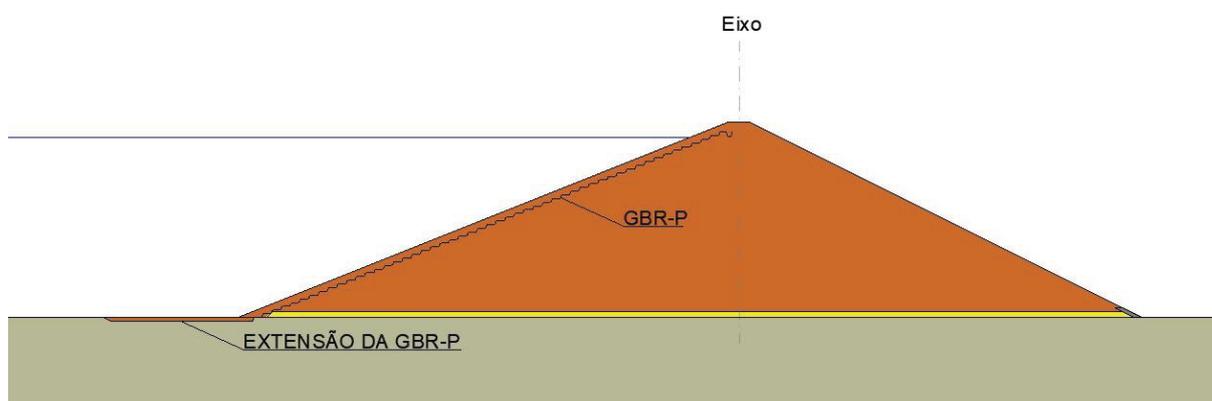
FONTE: O autor (2022)

FIGURA 155 - TAPETE IMPERMEÁVEL A MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 156 - EXTENSÃO DA GBR-P A MONTANTE



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 157 - PAREDE DIAFRAGMA/CORTINA DE INJEÇÕES SOB PLINTO NA BASE DA GBR-P



FONTE: O autor (2022)

Quanto a poropressões desta seção, os resultados ficam em uma faixa de valores condizente com as cargas hidráulicas da seção. É observável que a queda de poropressões nas fundações se desenvolve já a partir do pé do talude de jusante, situação esperada pela não saturação do maciço compactado e presença de dreno horizontal em quase toda extensão, enquanto na seção com dreno interno uma queda mais expressiva de poropressões pelas fundações só começa após o início do dreno horizontal.

Elevados gradientes apareceram no pé do talude de montante próximo ao início do dreno horizontal quando da instalação de GBR-P em posição esperada, pois os caminhos de fluxo nessa região são muito curtos conforme já exposto, o que culminou justamente na elevada vazão unitária.

Para a seção de barragem de terra com arranjo 2 a vazão unitária pela seção é menor do que a vazão unitária pela seção com dreno interno. Isso se deve ao fato de que os caminhos de percolação, dada a instalação da GBR-P, ficam maiores na região do aterro.

As poropressões ficam em uma faixa de valores condizente com as cargas hidráulicas da seção. Observa-se que as poropressões se desenvolvem de forma semelhante na seção com GBR-P e com dreno interno, principalmente nas fundações. No aterro compactado, em uma determinada região as poropressões são pouco maiores para instalação de GBR-P do que para dreno interno, fato que ocorre pela inexistência de drenagem no núcleo da barragem quando da instalação de GBR-P, mas que não afeta de forma significativa o comportamento global da seção.

Em termos de gradientes, um gradiente levemente elevado ocorre na entrada do dreno horizontal, mas que não propicia elevada perda de água justamente pelos longos caminhos de percolação pelo corpo da barragem.

Para a seção de barragem de terra com arranjo 3 a vazão unitária foi menor que a vazão unitária pela seção com dreno interno, e as poropressões estão dentro da faixa esperada com redução ao longo das fundações a partir do início do dreno horizontal.

Gradientes mais elevados somente ocorreram próximo ao início do dreno horizontal, mas sem que ocorresse elevada vazão unitária.

O comportamento de fluxo do arranjo 3 é muito semelhante ao comportamento do arranjo 2, fato explicado pela formação de uma barreira impermeável próximo ao núcleo da barragem para ambos os casos.

Para a barragem de rejeito alteada para jusante com GBR-P, ao analisar-se a vazão unitária pela seção até o sexto alteamento, ela é maior que a vazão unitária pela seção com dreno interno, ficando aproximadamente iguais as vazões no sétimo alteamento e a partir daí a vazão na seção com GBR-P é menor que a vazão pela seção com dreno interno.

Tal fato ocorre porque o coeficiente de condutividade hidráulica das fundações e do rejeito é maior que o coeficiente de condutividade hidráulica do solo compactado, fazendo com que esses dois materiais tenham grande interveniência no fluxo estabelecido, conforme pode ser observado pelas linhas de fluxo apresentadas nos resultados em termos de poropressões.

As linhas de fluxo tendem a permanecer no rejeito e ingressar nas fundações, fazendo com que a vazão unitária tenha grande parcela advinda destes caminhos de fluxo.

Quando a barragem está com alteamentos aproximadamente a partir da metade de sua altura total, a presença do dreno interno, mesmo que sob o solo compactado de baixa condutividade hidráulica, já começa a propiciar de forma mais acentuada o aumento da vazão unitária.

Em relação as poropressões, tanto para a seção com GBR-P quanto para a seção com dreno interno, elas estão dentro da faixa esperada e apresentam comportamento semelhante.

Já em termos de gradientes, é visível que quanto maior a elevação da crista da seção com dreno interno, maiores os gradientes no solo compactado sobre o

dreno interno. Para a instalação de GBR-P esse efeito é mitigado, pois os gradientes só ficam elevados no início do dreno horizontal, aumentando também conforme aumenta a elevação da crista, mas somente nessa região, não em toda face de montante como no caso do dreno interno. Isso se reflete justamente na menor vazão unitária para maiores elevações da crista da barragem, descrita acima.

A barragem de rejeito com alteamento em linha de centro também apresenta vazão unitária maior do que a seção com dreno interno até o sexto alteamento, ficando aproximadamente igual no sétimo alteamento e a partir daí a vazão unitária pela seção com GBR-P fica menor. Tal fato se deve ao mesmo motivo já apresentado para a barragem de rejeito alteada para jusante.

Em termos de poropressões, os resultados estão dentro da faixa esperada, com comportamento semelhante entre a seção com GBR-P e com dreno interno.

Quanto aos gradientes, para a seção com dreno interno os gradientes aumentam gradualmente no solo compactado a montante do dreno conforme aumenta a elevação da crista da barragem. A instalação da GBR-P mantém gradientes elevados conforme se eleva a crista da barragem somente na região de início do dreno horizontal, refletindo na queda de vazão unitária para os alteamentos a partir da metade da altura.

#### 4.2.1.2 Simulações tensão-deformação

Para a seção de barragem de terra com arranjo 1 as deformações máximas no maciço ocorreram na base próximo ao núcleo após o enchimento do reservatório.

A deformação máxima na GBR-P foi de menos de 3%, com deformações que se mantiveram dentro de uma faixa de valores preferenciais entre 0 e 1% sem grandes variações com o aumento da elevação.

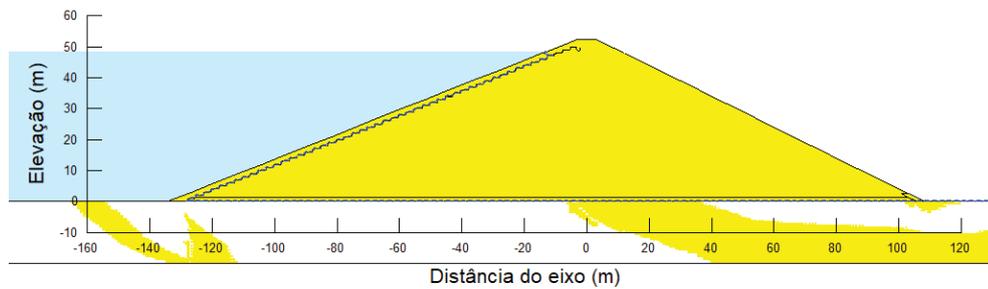
Esse valor reduzido de deformação máxima se deve em parte pela posição de instalação numa região de isovalores de deformação máxima muito próximos entre si na região adjacente ao talude de montante, e em parte pela não saturação de grande região do maciço, reduzindo a deformabilidade.

Visualiza-se entre as elevações 4 e 10 m alguns pontos de deformação destacada e mais elevada. Isso se deve ao fato de que após o enchimento do reservatório ocorre uma região de plastificação nas fundações.

A região amarela na FIGURA 158 representa a plastificação das fundações após o enchimento do reservatório. Na FIGURA 159 aparece a situação totalmente não plastificada das fundações ao final da construção da seção.

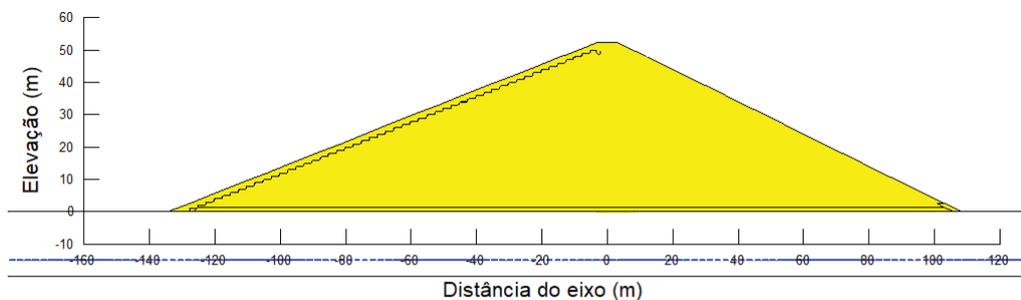
O corpo da barragem aparece plastificado em ambas as situações pois é simulado através de modelo hiperbólico, e para esse modelo, para qualquer carga aplicada, independentemente de sua magnitude, deformações não recuperáveis são geradas, fazendo com que para qualquer simulação carga/deformação o programa de elementos finitos identifique esta região como plastificada.

FIGURA 158 - PLASTIFICAÇÃO DAS FUNDAÇÕES APÓS O ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO



FONTE: O autor (2022)

FIGURA 159 - PLASTIFICAÇÃO INEXISTENTE NAS FUNDAÇÕES ANTES DO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO



FONTE: O autor (2022)

Para a seção de barragem de terra com arranjo 2 as maiores deformações ocorrem na base do núcleo e em uma região na base do talude de montante, englobando parte do talude e parte das fundações, ambas após o enchimento do reservatório.

Essa elevada deformação na base do talude de montante é explicada pelo mesmo fato já citado acima da plastificação de certas regiões da fundação após o enchimento do reservatório.

As deformações máximas na GBR-P não ultrapassam 5%, e os pontos destacados de maiores deformações coincidem com o contato GBR-P/dreno horizontal, onde ocorrem maiores deformações devido à rigidez do material do dreno. Os pontos destacados de menor deformação são coincidentes com os pontos onde a GBR-P passa pelo eixo da barragem, onde as deformações são menores.

Para a seção de barragem de terra com arranjo 3 as maiores deformações ocorrem também na base do núcleo e em uma região na base do talude de montante, englobando parte do talude e parte das fundações, ambas após o enchimento do reservatório, sendo esse fato também explicado pela plastificação de certas regiões da fundação após o enchimento do reservatório.

A deformação máxima não ultrapassou 4% e se distribuiu de forma suave, sem pontos destacados, fato advindo da simetria dessa geometria de instalação, estando esta deformação máxima dentro de valores aceitáveis para o material.

Para a seção de barragem de rejeito alteada para jusante as deformações máximas ocorreram na base do rejeito, fato esperado devido ao estado fofo do mesmo. Devido a isso, e ao elevado peso específico do rejeito, grandes deformações ocorreram na face de montante, especialmente próximo ao pé do talude, onde ocorreram deformações da ordem de pouco mais de 8%.

Para a seção de barragem de rejeito alteada em linha em centro as deformações máximas também ocorrem na base do rejeito, mas devido à geometria da seção e a geometria de instalação da GBR-P, as deformações máximas induzidas são menores, não ultrapassando os 6%.

Para todas as seções analisadas, quer seja de barragem convencional ou de rejeito, as deformações ou tensões advindas da simulação numérica são de reduzida monta. Quando estas deformações e tensões são comparadas aos parâmetros de deformabilidade e resistência determinados para a GBR-P,

apresentados no item 3.4, verifica-se que a integridade da membrana quanto a ruptura por tração é garantida com ampla segurança.

#### 4.2.1.3 Análises de estabilidade de taludes

Os FSs obtidos para todas as seções de barragens de terra, apresentados no QUADRO 6, estão acima dos FS exigidos por Eletrobrás (2003) que foram apresentados na TABELA 8.

Para o caso de final de construção destas barragens, as superfícies de menor FS estão majoritariamente no maciço e para os casos de operação e operação com sismo as superfícies de menor FS englobam as fundações, mostrando que as condições de fundação influenciam diretamente na estabilidade e devem ser analisadas caso a caso. Para o rebaixamento rápido adotado de 10 m os fatores de segurança obtidos também satisfazem os mínimos exigidos.

O fato em comum é que para todos as seções de barragem de terra e casos analisados a superfície de menor FS não tangenciou a GBR-P de forma significativa, demonstrando que as geometrias de instalação propostas não levam a formação de superfícies potenciais de ruptura.

Os fatores de segurança obtidos para as seções de barragem de rejeito alteada para jusante e em linha de centro, apresentados no QUADRO 7 e QUADRO 8 respectivamente, também atendem os mínimos exigidos pela NBR 13028 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) que foram apresentados na TABELA 9.

Em ambas as seções ocorreu comportamento semelhante de que com o avanço dos alteamentos o fator de segurança para o talude de jusante caiu até um valor mínimo e o fator de segurança para o talude de montante se manteve constante.

Isso se deve ao fato de que a cada novo alteamento o talude de jusante fica com maior altura, fazendo reduzir seu FS. Já o talude de montante mantém sua altura, pois devido ao acúmulo de rejeito no reservatório, a cada novo alteamento a diferença de elevação entre a crista do novo alteamento e do alteamento anterior é compensada pela deposição do rejeito, fazendo com que a altura do talude nunca se altere, nem sua geometria. As únicas exceções são o primeiro e último alteamentos,

que possuem alturas diferentes dos demais e, devido a isso, ocorre uma pequena variação, mas sem chegar a diferenças significativas.

Já a observação das superfícies de ruptura de menor fator de segurança mostra que, da mesma forma que para as seções de barragem de terra, não ocorre formação de superfície potencial de ruptura, com superfícies de ruptura que não tangenciam a GBR-P de forma significativa.

Além disso, conforme avançam os alteamentos maior é a influência das fundações nas superfícies de ruptura do talude de jusante. Isso fica claro no alteamento em linha de centro, onde as superfícies de menor fator de segurança tangenciam a alteração de rocha recorrentemente.

#### 4.2.2 Análise dos resultados dos modelos físicos

Comparando os dados em termos de piezometria e vazões obtidos do modelo físico e da simulação numérica das seções construídas em modelo físico se observa excelente aderência, mostrando que as premissas adotadas para simulação são representativas e simulam numericamente o fenômeno físico, validando o uso das simulações para previsão de comportamento de fluxo em barragens com aplicação de GBR-P conforme proposto neste trabalho.

Os resultados, quando observados lado a lado no QUADRO 12 e QUADRO 13, se mostram com excelente aderência.

Em termos de carga piezométrica somente pequenas diferenças são observadas, estando na ordem dos milímetros. Estas diferenças são causadas pela escala reduzida dos modelos físicos.

A maior diferença ocorreu para o PC06 no modelo com GBR-P no núcleo, cuja simulação indicou 0,006 m.c.a. e o modelo forneceu leitura de 0,015 m.c.a. Dadas as reduzidas dimensões do modelo, esta diferença adveio, provavelmente, de uma pequena diferença entre a posição prevista do piezômetro e sua localização de fato na seção, que pode ter sido pouco deslocada para baixo na construção.

Em termos de vazão de percolação os resultados também apresentam excelente aderência, podendo ser consideradas as vazões simuladas numericamente e obtidas dos modelos físicos equivalentes. Para GBR-P na face de montante a vazão pode ser considerada igual.

QUADRO 12 - CARGAS PIEZOMÉTRICAS DOS MODELOS FÍSICOS E SIMULADAS

Piezômetro	X (cm)	Y (cm)	GBR-P na face de montante		GBR-P no núcleo	
			Modelo – carga piezométrica (m.c.a.)	Simulação – carga piezométrica (m.c.a.)	Modelo – carga piezométrica (m.c.a.)	Simulação – carga piezométrica (m.c.a.)
PA01	-54,75	2,5	Seco	0,000	0,188	0,195
PA02	-37,75	5	Seco	0,000	0,155	0,160
PA03	-29,75	5	Seco	0,000	0,15	0,150
PA04	-23	10	Seco	0,000	0,090	0,100
PA05	-16,25	5	Seco	0,000	0,113	0,120
PA06	-10,5	10	Seco	0,000	0,062	0,070
PA07	-4,75	5	Seco	0,000	0,069	0,079
PA08	2,75	5	Seco	0,000	Seco	0
PA09	9,25	5	Seco	0,000	Seco	0
PC01	-54,75	0	0,010	0,010	0,216	0,217
PC02	-37,75	0	0,008	0,009	0,195	0,204
PC03	-29,75	-4	0,050	0,050	0,22	0,225
PC04	-16,25	0	0,006	0,007	0,14	0,155
PC05	-4,75	0	0,006	0,006	0,095	0,099
PC06	13,75	0	0,006	0,005	0,015	0,006
PF01	-103,75	-7,5	0,280	0,290	0,298	0,295
PF02	-80,25	-7,5	0,277	0,280	0,298	0,295
PF03	-54,75	-7,5	0,117	0,120	0,286	0,289
PF04	-37,75	-7,5	0,096	0,082	0,26	0,272
PF05	-29,75	-7,5	0,082	0,078	0,25	0,257
PF06	-16,25	-7,5	0,075	0,076	0,215	0,217
PF07	-4,75	-7,5	0,076	0,075	0,145	0,160
PF08	9,25	-7,5	0,076	0,075	0,098	0,095
PF09	20,75	-7,5	0,076	0,075	0,080	0,080
PF10	41,75	-7,5	0,076	0,075	0,076	0,076
PF11	66,75	-7,5	0,076	0,075	0,076	0,075
PF12	91,75	-7,5	0,076	0,075	0,076	0,075

FONTE: O autor (2022)

QUADRO 13 - VAZÕES DE PERCOLAÇÃO

Modelo	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	
	Modelo	Simulação
GBR-P na face de montante	3,22E-5	3,18E-05
GBR-P no núcleo	8,63E-6	6,70E-06

FONTE: O autor (2022)

A auscultação dos modelos físicos mostrou vazão de percolação para instalação de GBR-P na face cerca de 4 vezes maior do que para GBR-P no núcleo. Isto advém diretamente da extensão do dreno horizontal, que para instalação na face de montante provoca elevado gradiente na região das fundações, que se reflete em aumento de vazão de percolação.

A piezometria indicou que o corpo da barragem dos modelos na sua porção a jusante da GBR-P e acima do dreno horizontal manteve-se sem saturação, indicando o bom funcionamento do sistema.

A auscultação também indicou que a freática manteve-se controlada com perda de carga consistente no sentido montante/jusante, sem ocorrência de subpressões na própria barreira impermeabilizante ou elevada carga no dreno.

## 5 CONCLUSÕES

As geometrias de instalação da barreira geossintética polimérica (GBR-P) propostas no presente trabalho como medida de controle de percolação pelo maciço de barragens de terra e rejeito não propiciaram a formação de planos potenciais de ruptura.

Para as barragens de terra para reservação de água, em termos de fluxo pela seção, quando comparadas a instalação de GBR-P e a adoção de dreno interno, as vazões unitárias foram menores para instalação de GBR-P nos arranjos 2 e 3, e maiores para o arranjo 1.

Para as seções de barragem terra para acúmulo de rejeito, quando comparadas a instalação de GBR-P e a adoção de dreno interno, as vazões unitárias foram menores para a instalação de GBR-P somente a partir de certa elevação da crista devido a condutividade hidráulica adotada para os diferentes materiais.

As poropressões nas fundações das seções de todas as barragens (terra e rejeito) com GBR-P se comportaram de forma semelhante aquelas das seções com dreno interno. No corpo das barragens houve um leve acréscimo gerado pela eliminação do dreno vertical (substituído pela GBR-P), mas sem que se refletisse no comportamento geral.

As simulações de fluxo mostraram a eficiência da GBR-P, reduzindo os gradientes em regiões críticas, o que leva a queda de vazão unitária observada na maioria dos casos.

Quanto a deformações, os resultados obtidos através da simulação numérica mostraram que a instalação da GBR-P é viável para as geometrias e materiais apresentados, sem que rupturas ocorram por tração.

Os modelos físicos mostraram que o comportamento de fluxo esperado quando da instalação de GBR-P se verifica.

Os modelos físicos também mostraram que o controle de fluxo ocorreu satisfatoriamente para instalação da GBR-P na face de montante ou no núcleo, sendo que para instalação da GBR-P na face de montante, ocorreu maior vazão unitária, conforme esperado.

A calibração realizada através da comparação entre os resultados das simulações numéricas das seções dos modelos físicos com os resultados dos próprios modelos físicos indicaram aderência, validando as simulações.

#### 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, pode ser realizada a avaliação da eficiência das diferentes medidas propostas para redução da elevada vazão unitária na barragem de terra para reservação de água com arranjo de instalação 1.

A elevada vazão unitária advém da posição do dreno horizontal, conforme apresentado anteriormente. As medidas apresentadas nesta dissertação, ou novas medidas que poderão ser propostas, se avaliadas através de simulações numéricas e modelos físicos, poderão ser comparadas aos resultados contidos nesta dissertação.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE FILHO, L. H. **Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaios de Piezocone**. 2004. 215 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.

ALMEIDA, M. M. **Estudo tensão deformação de barragem de terra e enrocamento**. 2010. 139 f. Dissertação (Mestrado em geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D1004-13: Standard test method for tear resistance (graves tear) of plastic film and sheeting**. West Conshohocken, ASTM International, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D3080 – 04: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. West Conshohocken, ASTM International, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4437-08: Standard practice for non-destructive testing (NDT) for determining the integrity of seams used in joining flexible polymeric sheet geomembranes**. West Conshohocken, ASTM International, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D4833: Standard test method for index puncture resistance of geomembranes and related products**. West Conshohocken, ASTM International, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D5321: Standard test method for determining the coeficiente of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear test**. West Conshohocken, ASTM International, 2006.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D5397-07: Standard test method for evaluation of stress crack resistance of polyolefin geomembranes using notched constant tensile load test**. West Conshohocken, ASTM International, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6392-12: Standard test method for determining the integrity of nonreinforced geomembrane seams produced using termo-fusion methods**. West Conshohocken, ASTM International, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6747-15: Standard guide for selection of techniques for eletrical leak location of leaks in geomembranes**. West Conshohocken, ASTM International, 2015.

ANEEL – Agência nacional de energia elétrica. **Atlas de energia elétrica no Brasil**. 3ª edição. Brasília: Ministério de Minas e Energia, 2008.

ANM – Agência nacional de mineração. **Relatório anual de segurança de barragens de mineração**. Brasília: Ministério de Minas e Energia, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16840: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16843: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13028: Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13292: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante**. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181: Solo - Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 10318-1: Geossintéticos – Termos e definições**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 12957-1: Geossintéticos — Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 12957-2: Geossintéticos — Determinação das características de atrito – Parte 2: Ensaio de plano inclinado**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 1421: Rubber – or plastics – coated fabrics – Determination of tensile strength and elongation at break**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 37: Borrachas vulcanizadas ou termoplásticas – Determinação das propriedades de tensão – deformação e tração**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 527-1: Plastics – Determination of tensile properties – Part 1: General principles**. Rio de Janeiro, 2019.

BATHE, K.J. **Finite Element Procedures**. New Jersey: Prentice Hall, Pearson Education Inc, 2006.

BEEN, K. AND JEFFERIES, M.G. A State Parameter for Sands. **Géotechnique**, v. 35, p. 99-112, 1985.

BHERING C. **Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro**. 2006. 191 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BOSCARDIN, M.; SELIG, E.; LIN, R.; YANG, G. Hyperbolic parameters for compacted soils. **Journal of geotechnical engineering**, v. 116, n. 1, p. 88–104, 1990.

BRAGA, A. L. C. **Simulação Numérica Acoplada, Via MEF, da Construção de um Depósito de Rejeito de Minério de Ferro**. 2016. 84 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

CASAGRANDE, L.; MCLIVER, B.N. Design and construction of tailing dams. In: MILLIGAN, B. V. (Ed). **Stability in open mining**. New York: 1971.

CAVALCANTE A.L.B; HERNANDEZ A.P; ASIS A.P. Extensão da Relação ângulo de Atrito-Tensão-Densidade de Bolton (1986) a Rejeitos Granulares de Minério de Ferro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 2003, Porto Alegre, 2003. **Anais...** Porto Alegre: ABGE, 2003.

CODUTO, D. P. **Foundation Design, Principles and practices**. New Jersey: Prentice Hall, 1994.

COLMANETTI, J. P. **Estudos Sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização de Face de Montante de Barragens de Enrocamento**. 2006. 303 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

COMISSÃO PARLAMENTAR DE INQUÉRITO – ROMPIMENTO DA BARRAGEM DE BRUMADINHO (CPIBruma). Relatório CPIBruma. Brasília: 2019.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 093/94: Solos - determinação da densidade real**. 1994.

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. New York: McGraw Hill, 1977.

DUNCAN, J. M., et. al. **Strength, stress-strain, and bulk modulus parameters for finite element analyses of stress and movements in soil masses**. Report No. UCB/GT/80-01, University of California, College of Engineering, Berkeley, California, 1980.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of the soil mechanics and foundations division**, v. 96, n. 5, p. 1629-1653, 1970.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), 2003.

EPE – Empresa de pesquisa energética. **Balço energético nacional 2019. Ano base: 2018**. Brasília: Ministério de Minas e Energia, 2019.

EPE – Empresa de pesquisa energética. **Plano Nacional de Energia 2030**. Brasília: Ministério de Minas e Energia, 2007.

ESPOSITO, T.; CALDEIRA L. Contribuições para a Gestão de Segurança de Barragens de Rejeitados. Contribuições Recentes para o Projecto, a Construção, a Exploração e a Reabilitação. In: XII CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 2010, Guimarães. **Anais...** Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2010. p. 1895-1904.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN ISO 12957-1: Geosynthetics – Determination of friction characteristics: part 1 – Direct shear test**. Brussels, European Committee for Standardization, 2005.

FAHEY M; NEWSON T.A; FUJIYASU Y. Engineering with Tailings. In: 4th International Congress of Environmental Geotechnics, 2002, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ISSMGE, 2002.

FENG, S. J.; CHENG, D. Shear Strength Between Soil/Geomembrane and Geotextile/Geomembrane Interfaces. In: Tunneling and Underground Construction - Geo-Shanghai, 2014, Shanghai. **Anais...** Shanghai: ASCE, 2014.

FERREIRA, J. A. Z. A importância do controle e da garantia de qualidade de construção em obras de aterro sanitário. **Revista Limpeza Pública**, São Paulo, n. 87, p. 26-41, 2014.

FUNDAÇÃO RENOVA. **Relatório anual de atividades. Ano 2019 - janeiro 2020**. Belo Horizonte, 2020.

GAIOTO, N. **Introdução ao projeto de barragens de terra e enrocamento**. São Carlos: EDUSP, 2003.

GEO-SLOPE. **Heat and mass transfer modeling with GeoStudio – User's guide**. Calgary: GEOSLOPE International Ltd., 2017.

GEO-SLOPE. **Slope/W for slope analysis – User's guide**. Calgary: GEOSLOPE International Ltd., 2017.

GEO-SLOPE. **Stress-Strain modeling with GeoStudio – User's guide**. Calgary: GEOSLOPE International Ltd., 2017.

GIRARD, H.; FISHER, S.; ALONSO, E. Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes - examples and measurements. **Geotextiles and geomembranes**, v. 9, p. 129-143, 1990.

GIROUD, J. P.; BONAPARTE, R. Leakage through liners constructed with geomembranes – Partes I e II. **Geotextiles and Geomembranes**, Amsterdã, v. 8(1) e 8(2), p. 27-67 e 71-111, 1989.

GIROUD, J.P. Geomembrane-Lined Dams. In: EUROPE, PROCEEDINGS OF THE GEOTECHNICAL FABRICS CONFERENCE 85, 1985, Cincinnati. **Anais...** Cincinnati, June 1985, 1985, p. 66-69.

GUMIERI A.G; BUENO B.S; MINETTE D.C.L.E. Estudo do Adensamento de Rejeitos de Mineração. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998.

HACK, H. R. G. K. Weathering, Erosion, and Susceptibility to Weathering. In: MILTON, K. (Ed); HE, M. (Ed); SOUZA, L. R. (Ed). **Soft Rock Mechanics and Engineering**. Switzerland: Springer, 2020.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press, 1986. 3ª ed.

HERNANDEZ, H. M. O. **Ensaio de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) para a caracterização de rejeitos utilizados em barragens de aterro hidráulico**. 2007. 186 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

IBRAM – INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO. **Mineração em números, 2º trimestre de 2020**. Belo Horizonte: IBRAM, 2020.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Geomembrane sealing systems for dams**. *Bulletin* 135, Paris, 2010.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Tailings dam safety. Guidelines. *Bulletin* 74, Paris, 1989.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Upstream facing interface with foundation and abutments**. *Bulletin* 39, Paris, 1981.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Use of thin membranes on fill dams**. *Bulletin* 38, Paris, 1981.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Watertight geomembranes for dams. *Bulletin* 78, Paris, 1991.

IGSBR. **GM 01/0**: Instalação de geomembranas termoplásticas em obras geotécnicas e de saneamento ambiental. São Paulo: IGS, 2003.

JEONG, K.; SHIBUYA, S.; KAWABATA, T.; SAWADA, Y.; NAKAZAWA, H. Seismic performance and numerical simulation of earth-fill dam with geosynthetic clay liner in shaking table test. **Geotextiles and geomembranes**, v. 48, p. 190-197, 2020.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. 4. Ed. Upper Saddle River: Prentice Hall Inc., 1998.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics. SI version**. New York: John Wiley & Sons. 1969.

MARKOU, I. N.; EVANGELOU, E. D. Shear Resistance Characteristics of Soil–Geomembrane Interfaces. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 29, n 4. 2018.

MARTHA, L. F. Notas de aula do curso – Método dos elementos finitos. Material didático ou institucional. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 1994.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. 2ª. ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.

MATHEUS, E.; PALMEIRA E.M.; AGNELLI, J.A.M. Degradação de Alguns Geossintéticos por Radiação Ultravioleta e Variação de Temperatura. Nota Técnica. **Solos e Rochas**, v. 27, n. 2, p. 177-188, 2004.

MONTEIRO, C. B.; ARAÚJO, G. L. S.; PALMEIRA, E. M.; NETO, M. P. C. Soil-geosynthetic interface strength on smooth and texturized geomembranes under different test conditions. In: 18th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 2013, Paris. **Anais...** Paris: French Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013. p. 3053–3056.

MORGENSTERN, N. R.; VICK, S. G.; VIOTTI, C. B.; WATTS B. D. **Relatório sobre as Causas Imediatas da Ruptura da Barragem de Fundão**. 2016. Relatório técnico.

MOTTA, H. P. **Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica**. 2008. 152 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro (RJ), 2008.

MOTTA, H. P. G. **Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica**. 2008. 152 p. Dissertação (Mestrado em geotecnia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/Programa de Engenharia Civil. Rio de Janeiro (RJ), 2008.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2018.

PEREIRA, P. R. **Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra: estudo de caso da UHE São Simão**. 2014. 135 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

PIEROZAN, R. C. **Aplicação de Geomembranas em Tapetes Impermeáveis a Montante de Barragens de Terra**. 2014. 183 f. Dissertação (Mestrado em geotecnia) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. Curitiba (PR), 2014.

PINA, H. **Métodos Numéricos**. 1<sup>a</sup>. ed. Lisboa: Editora McGraw-Hill, 1995

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3<sup>a</sup>. ed. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2006.

PRESOTTI, E. S. **Influência do Teor de Ferro nos Parâmetros de resistência de um Rejeito de Minério de Ferro**. 2002. 174 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

REIS, J. H. C. D. **Modelo de Atrito Estático em Interfaces de Contato Entre Concreto e Areia**. 2006. 188 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

REZENDE, V. A. **Estudo do comportamento de barragem de rejeito arenoso alteada por montante**. 2013. 181 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

RIBEIRO, L. F. M. **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos**. 2000. 331 f. Tese (Doutorado em geotecnia) – Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2000.

RIGO, J. M.; CAZZUFFI, D. A. Test standards and their classification. Geomembranes – Identification and Performance Testing. In: ROLLIN, A; RIGO, J. M. (Eds.) **RILEM – Report of Technical Committee 103-MGH. Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes**, 1991.

SCUERO, A.; VASCHETTI, G. Rehabilitation of Dams with Waterlight Geomembranes, in the Dry and Underwater. In: MEGUID, M.; GULER, E.; GIROUD, J.P. (Eds). **Advances in Geosynthetics Engineering**, 2019.

SHARMA, H. D.; LEWIS, S. P. **Waste containment system, waste stabilization and landfills: Design and evaluation**. New York: John Wiley & Sons, 1994.

SLADEN, J. A., D'HOLLANDER, R. D., KRAHN, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 22, p. 564-578, 1985.

SOARES, L.; BOSKOV, M. E. G. Barragem de Rejeitos. In: LUZ, A. B. (ed.); FRANÇA, S. C. A. (ed.); BRAGA, P. F. A. (ed.). **Tratamento de Minérios**. 6<sup>a</sup> ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCTIC, 2018. Pág. 845-906.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. **Géotechnique**, v. 17, n. 1, p. 11-26, 1967.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-1902**. Slope Stability. Washington, 2003.

VALE S/A. Balanço da reparação: Dezembro de 2019. 2019.

VICK, S. G. **Planning, Design and Analysis of Tailing Dams**. New York: John Wiley & Sons, 1983.

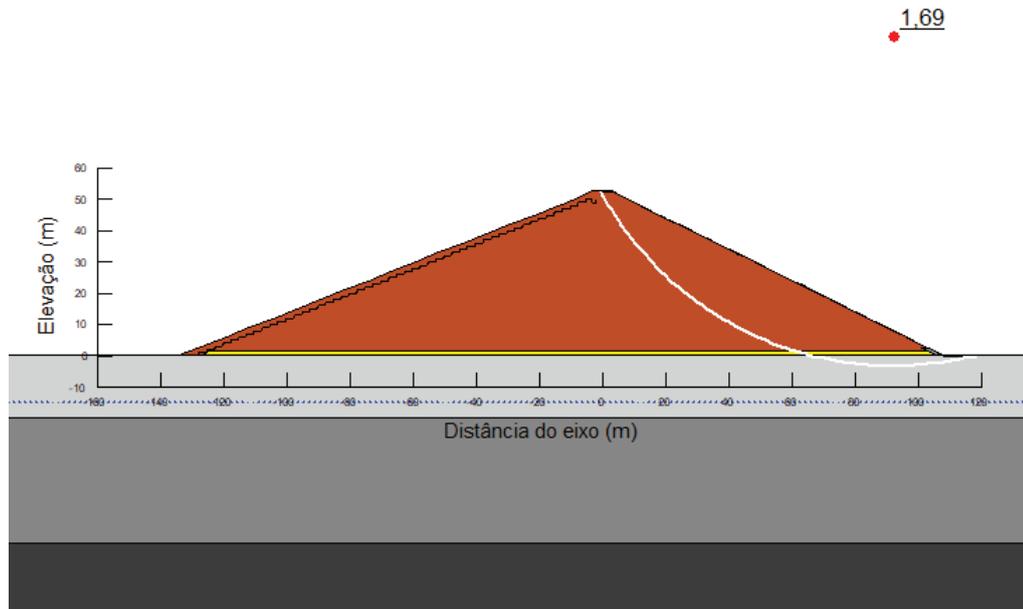
VILAR, O.M.; BUENO, B. S.; BENVENUTO, C. Aplicações em barreiras impermeabilizantes. In: VERTEMATTI, J.C. (Orgs.) **Manual brasileiro de geossintéticos**. 2ª. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

Warman Hero Equipamentos – Catálogo Warman – Hidrociclones Revestidos com Elastômeros – 1998 – São Paulo.

YALIN, M. S. **Theory of Hydraulic Models**. Londres: Macmillan, 1971.

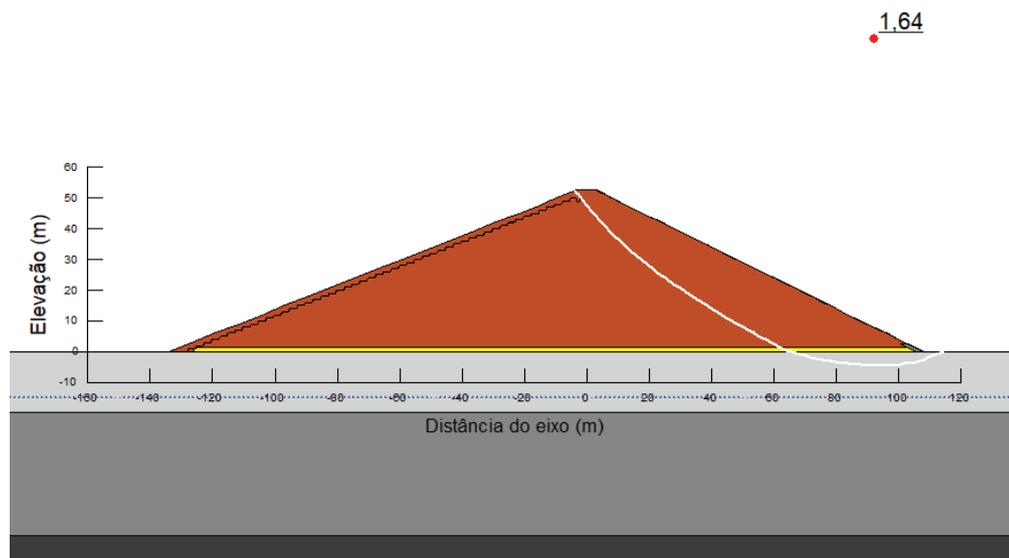
## APÊNDICE 1 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 – SUPERFÍCIE CIRCULAR



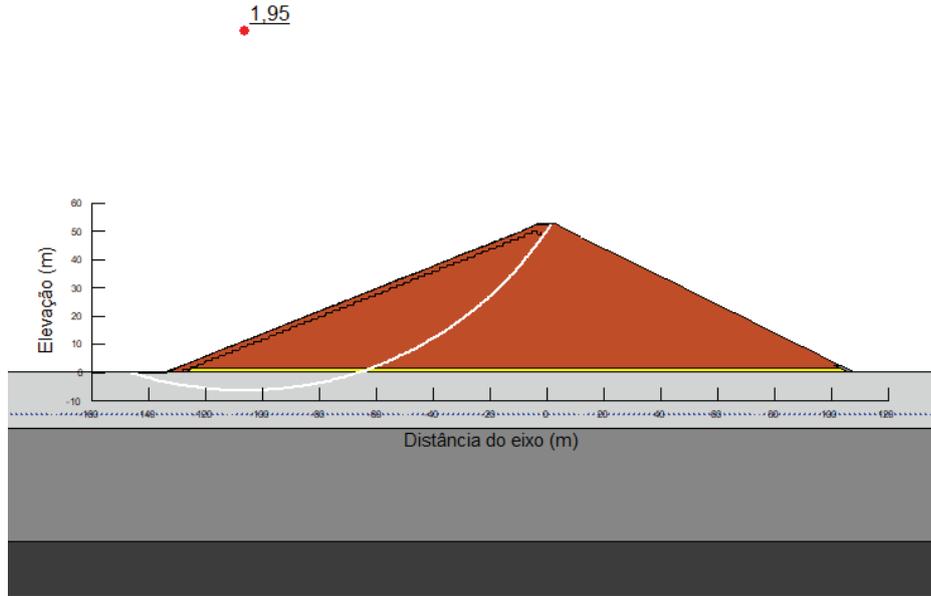
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 – SUPERFÍCIE POLIGONAL



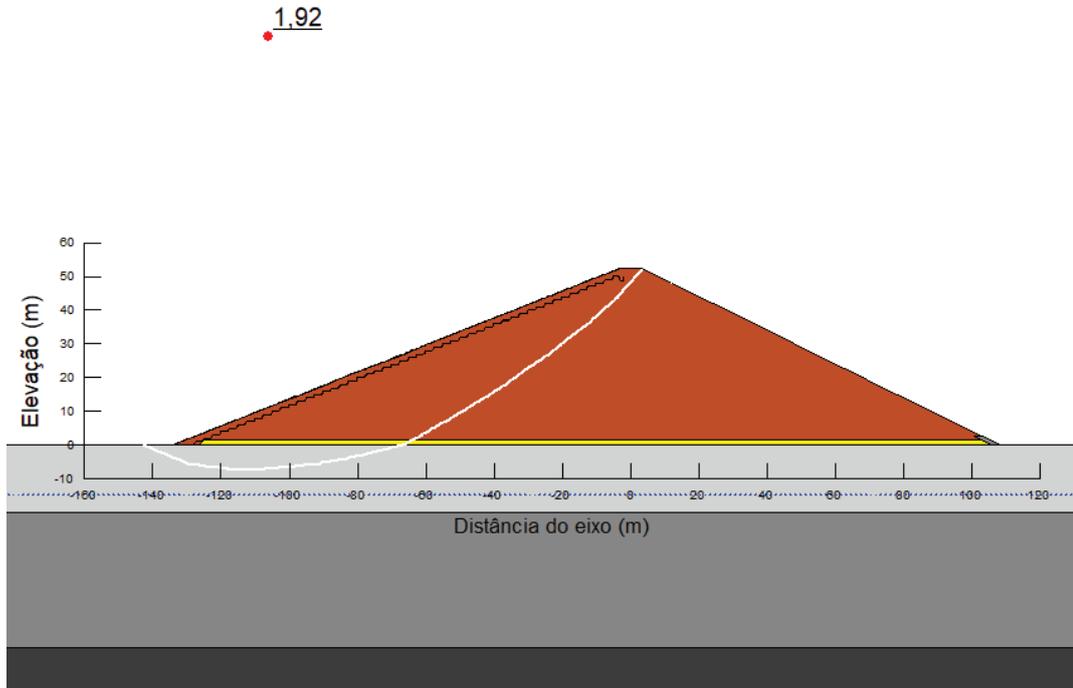
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



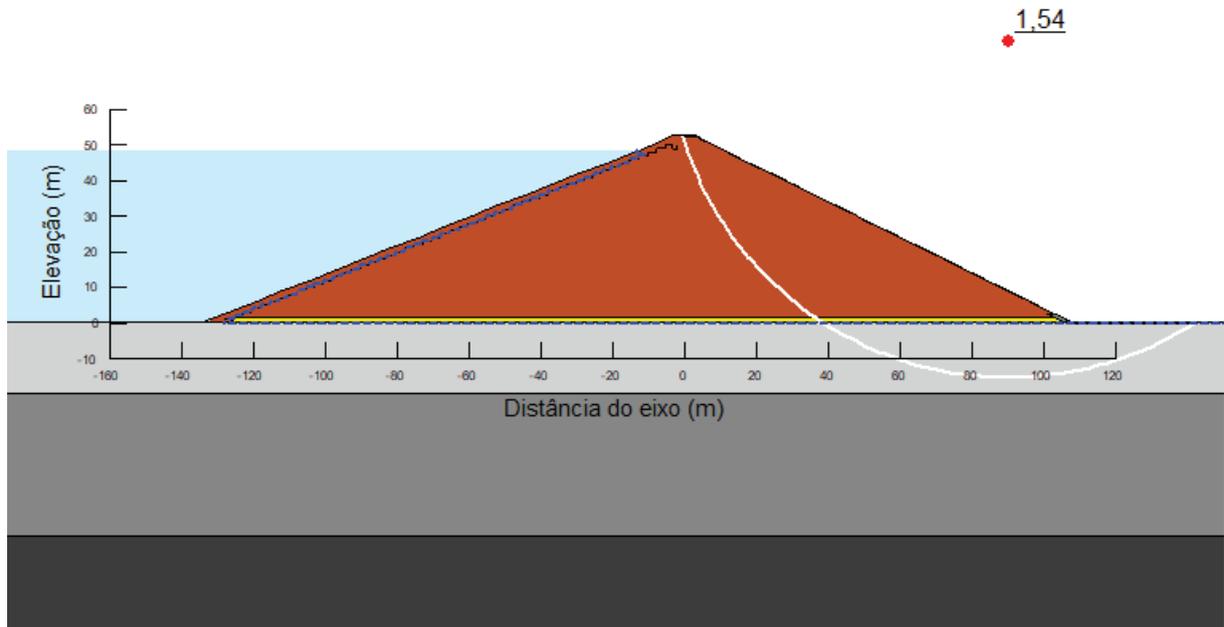
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



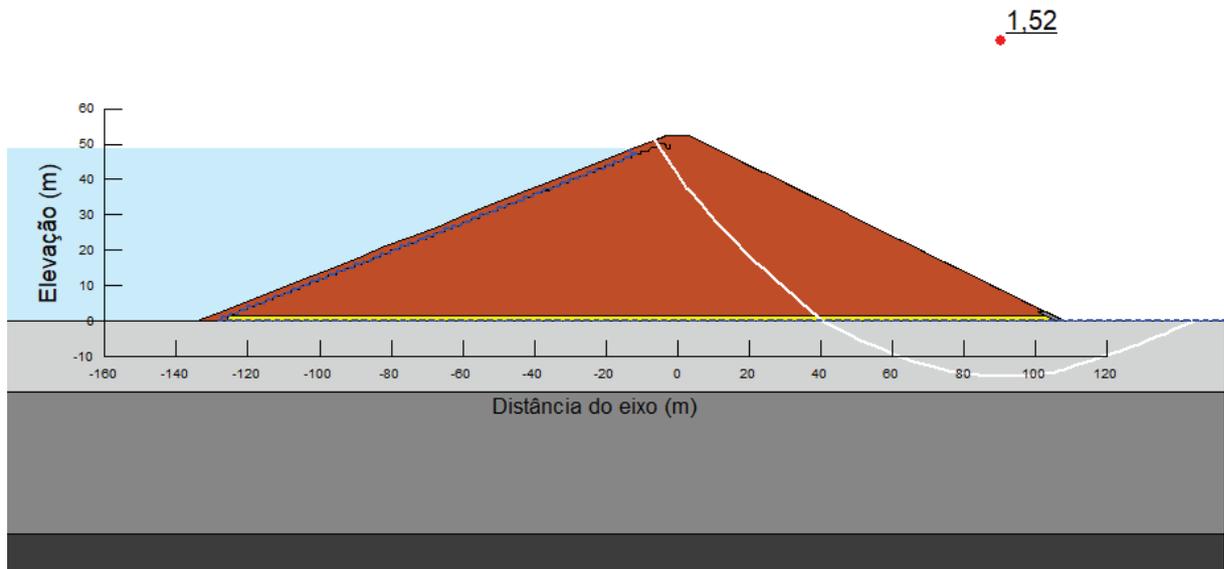
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



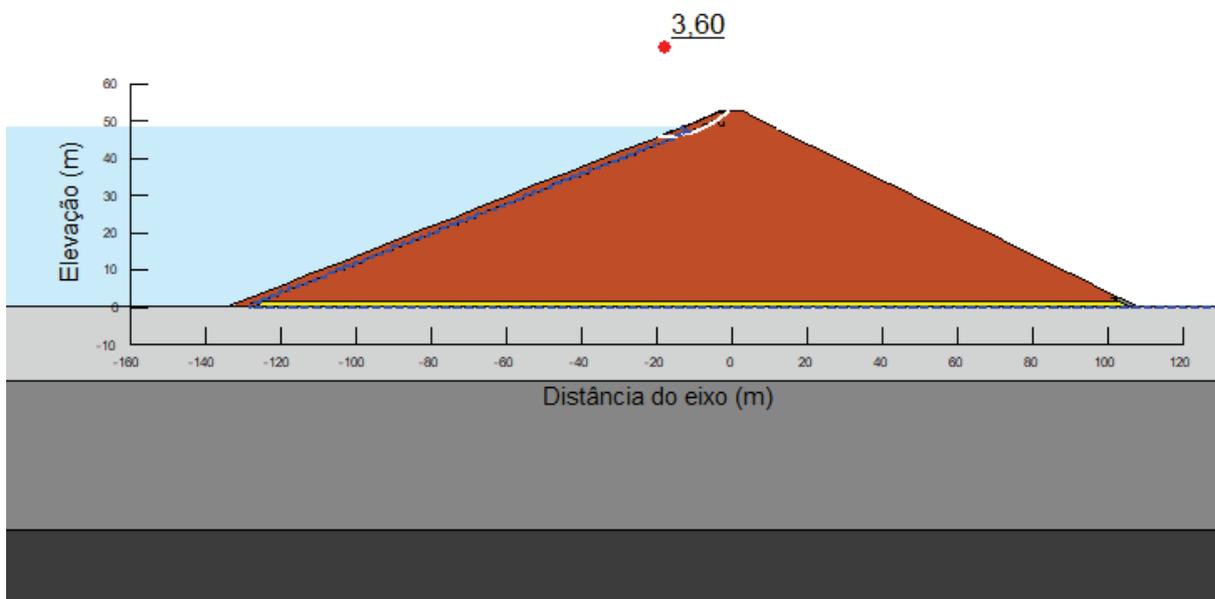
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



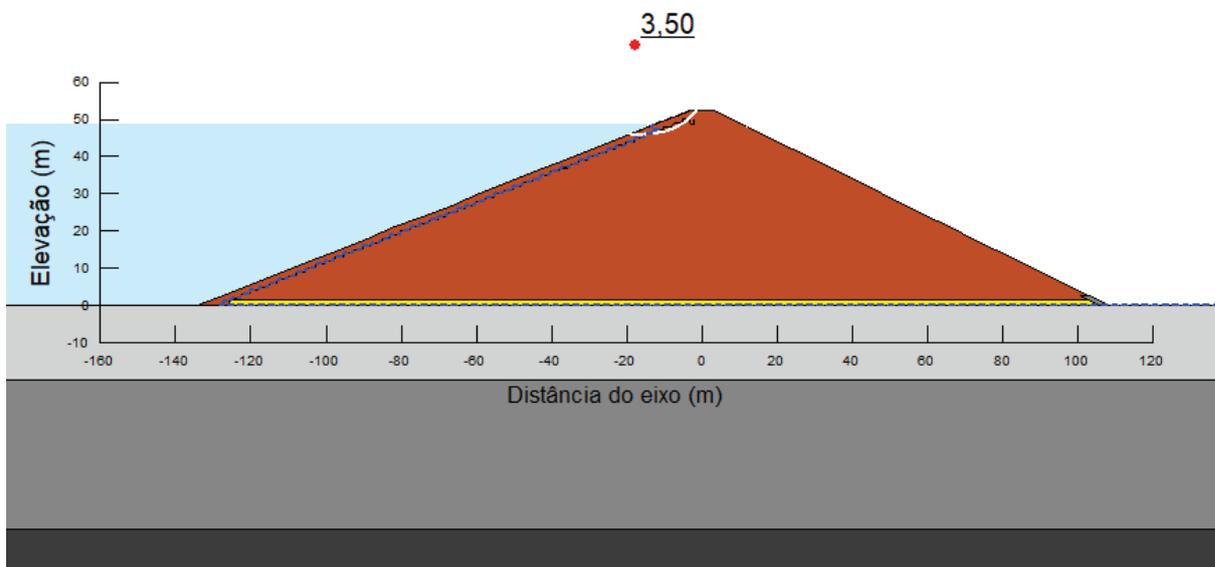
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



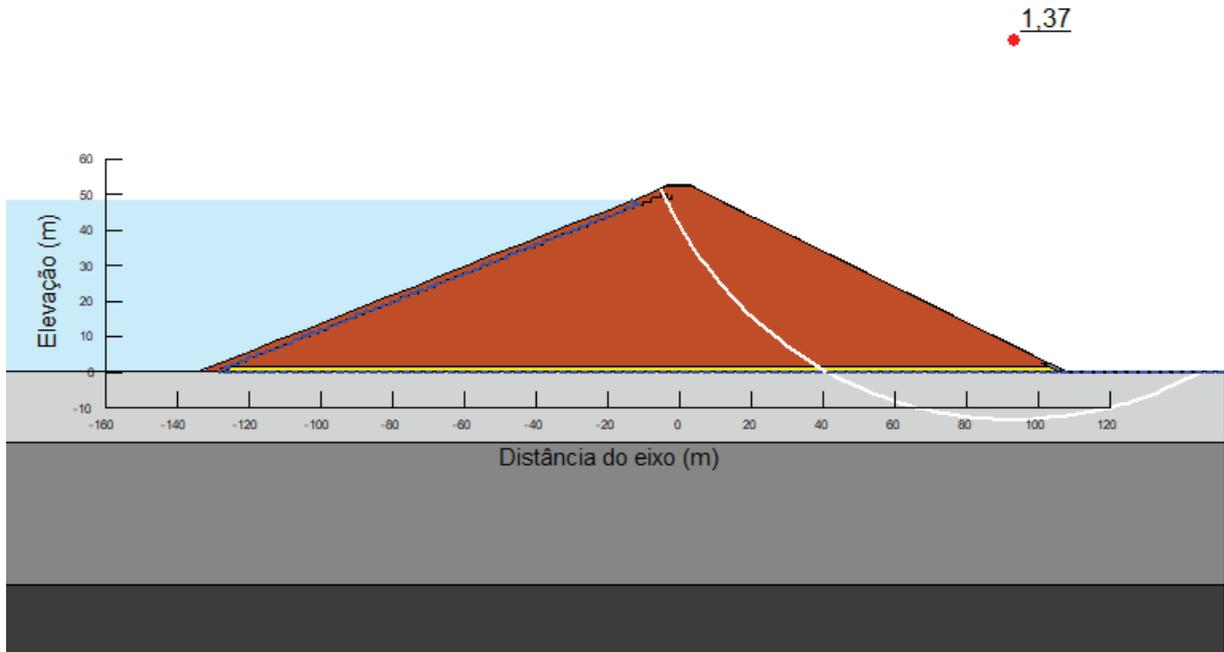
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



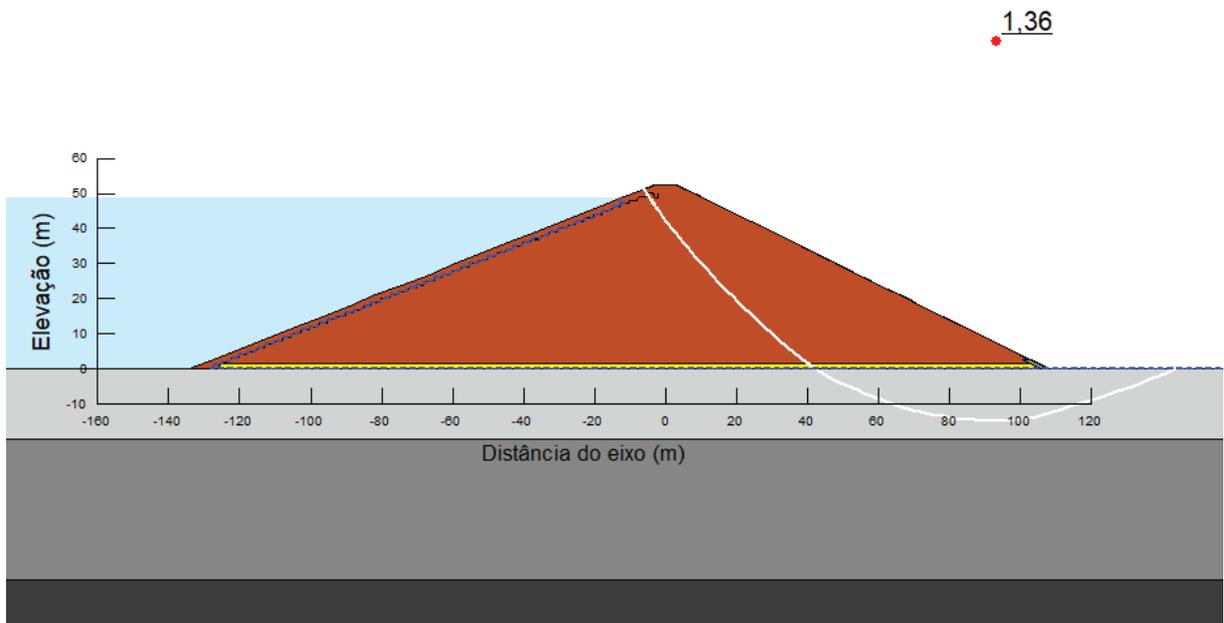
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



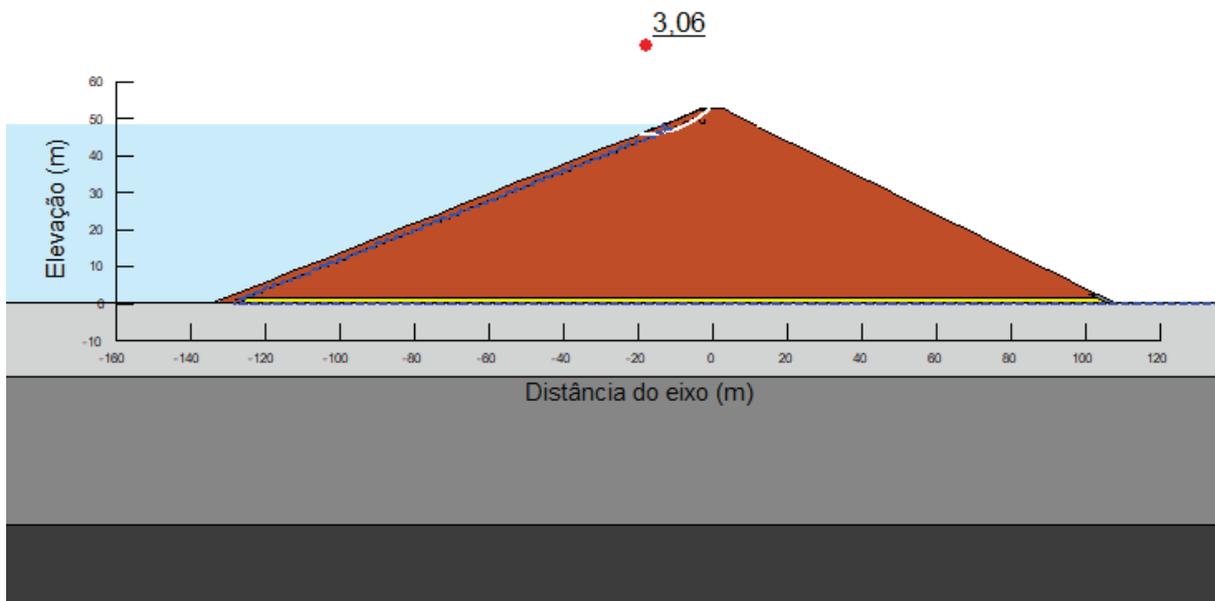
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



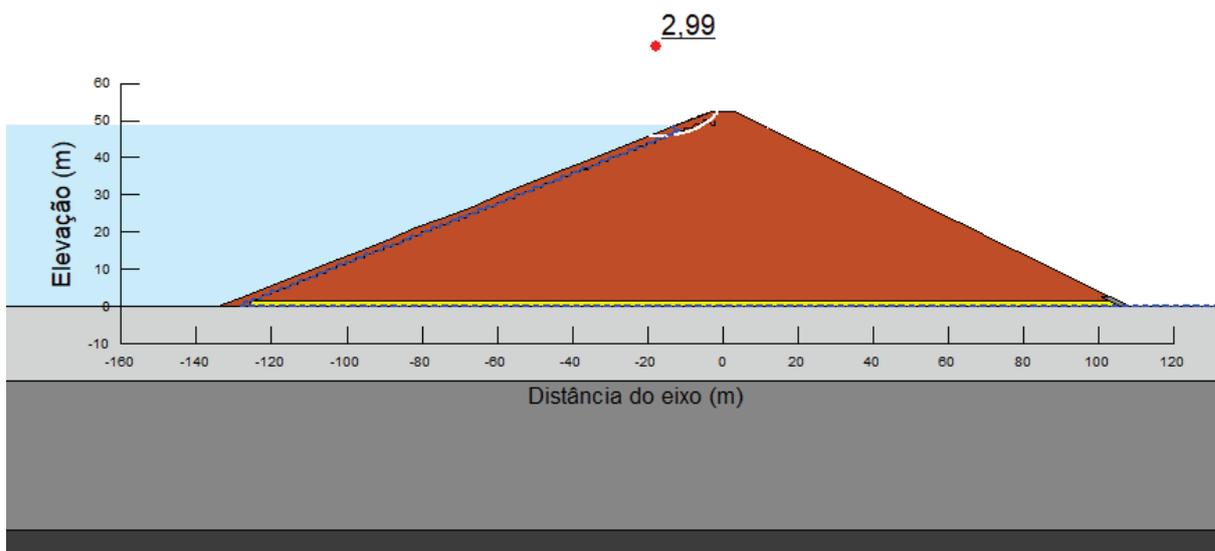
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRÁ COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



FONTE: O autor (2022)

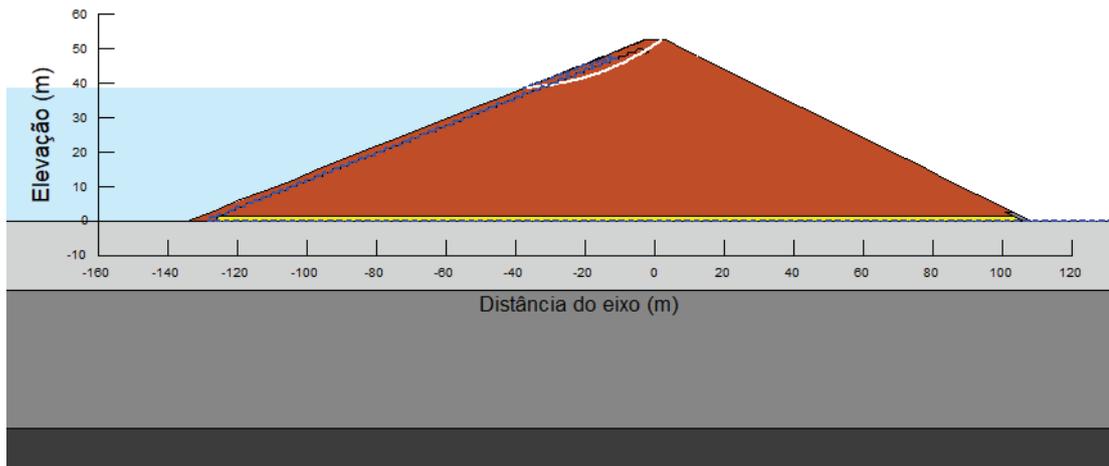
SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRÁ COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE CIRCULAR

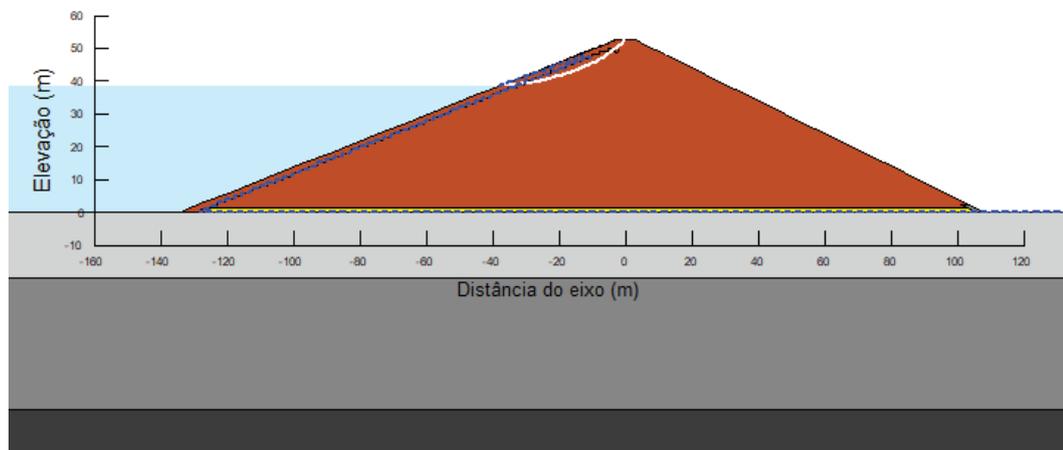
2.24



FONTE: O autor (2022)

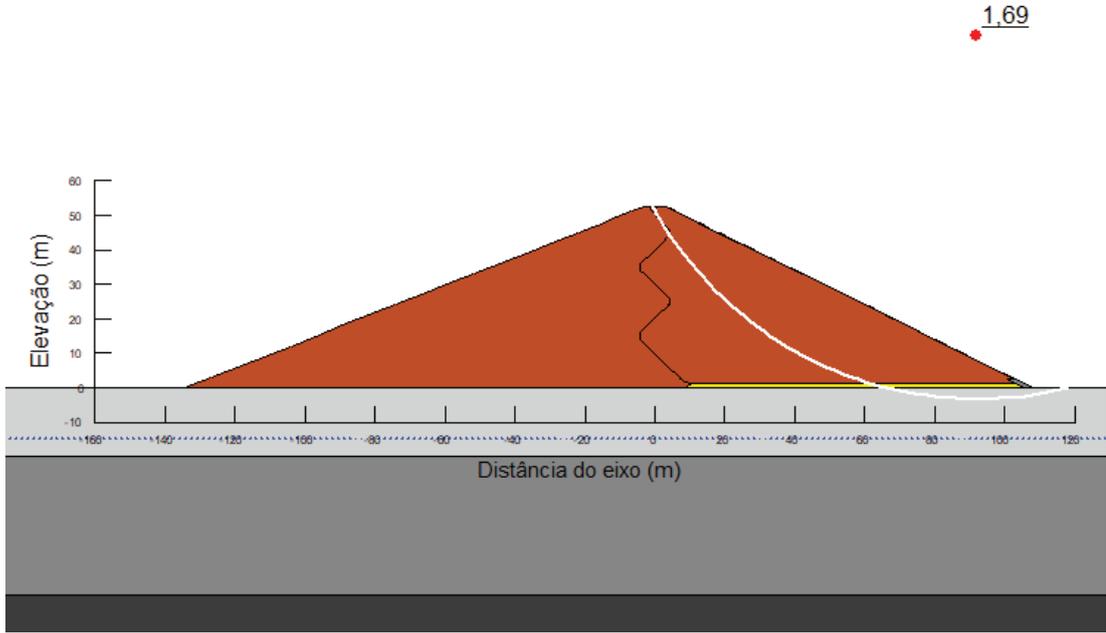
SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 1 - SUPERFÍCIE POLIGONAL

2.23



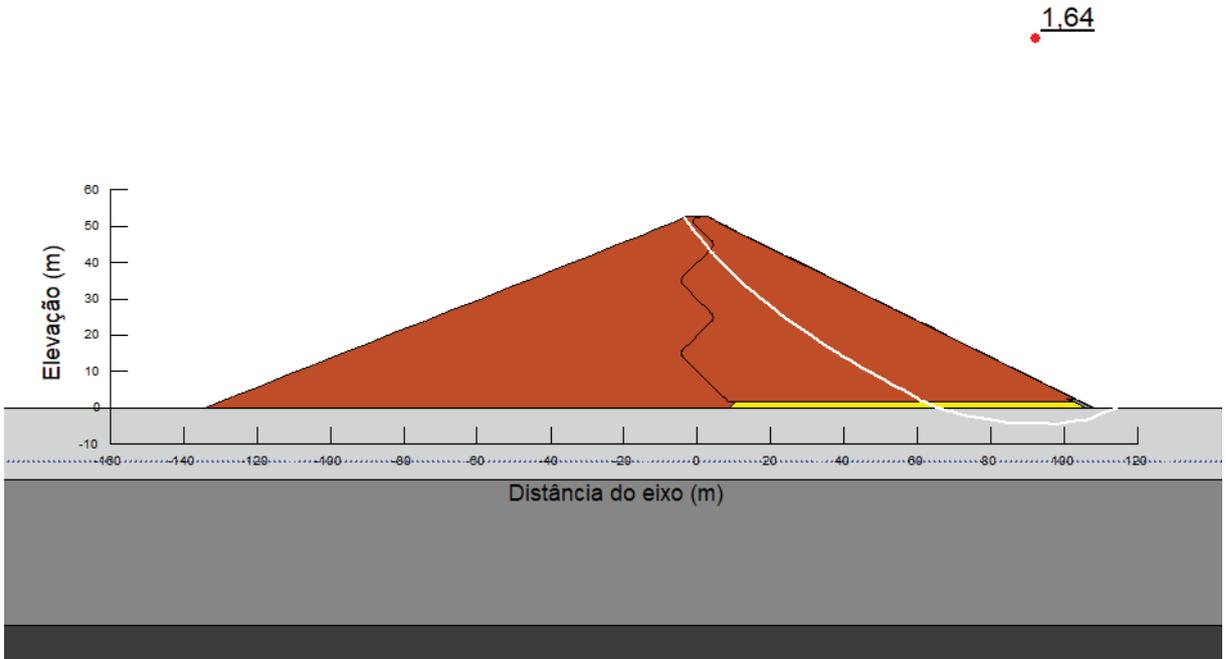
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



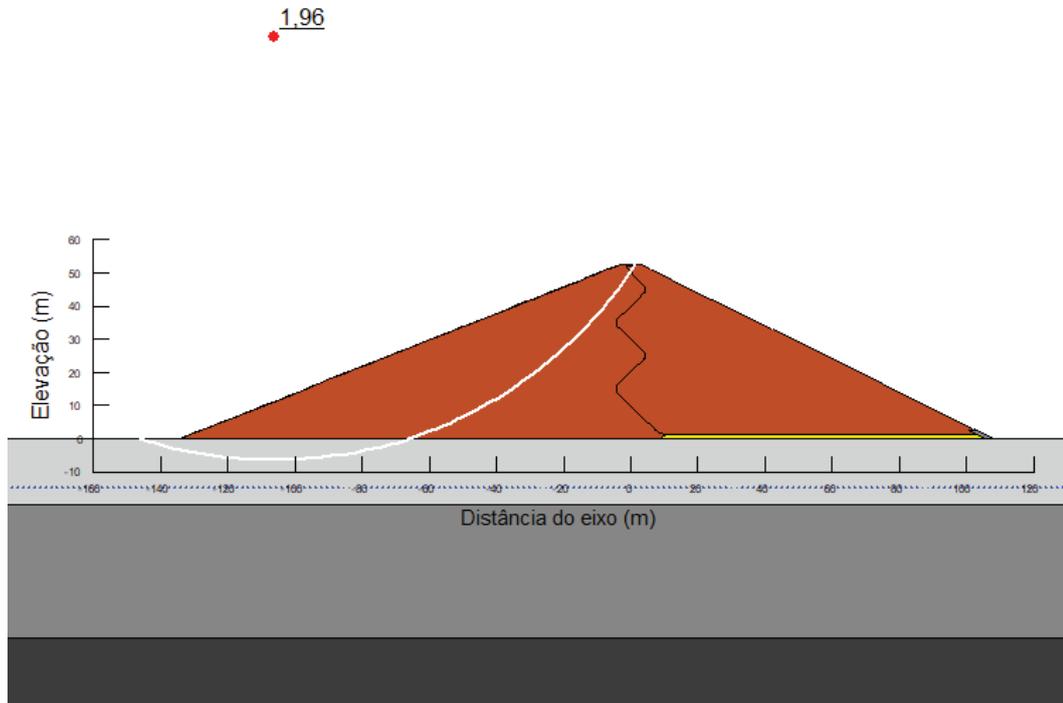
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



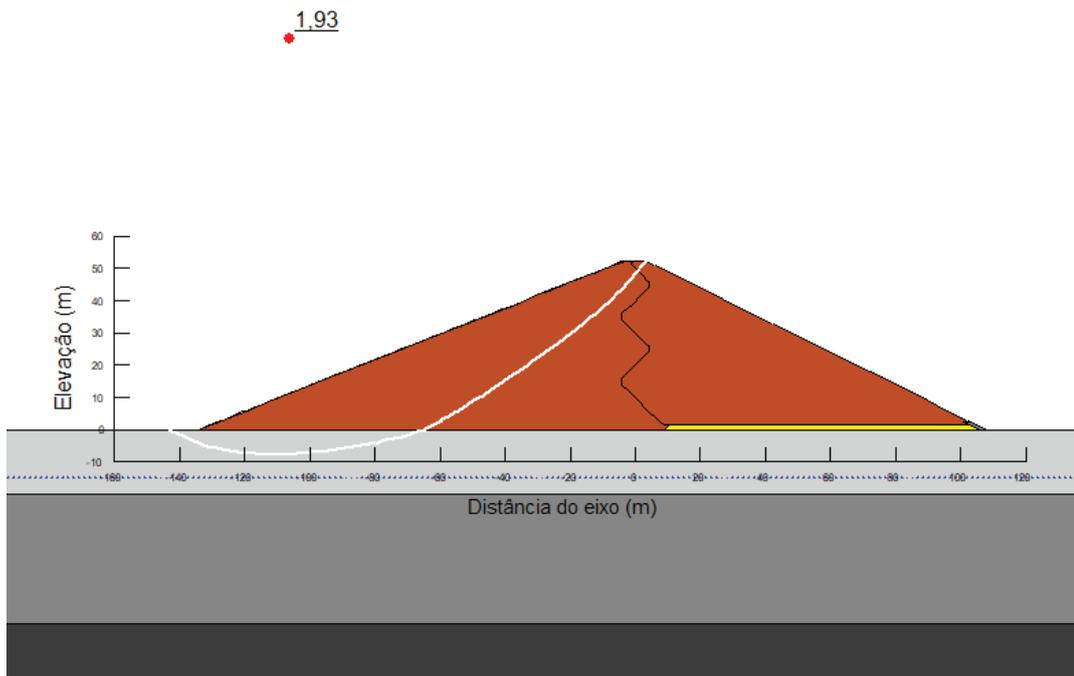
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



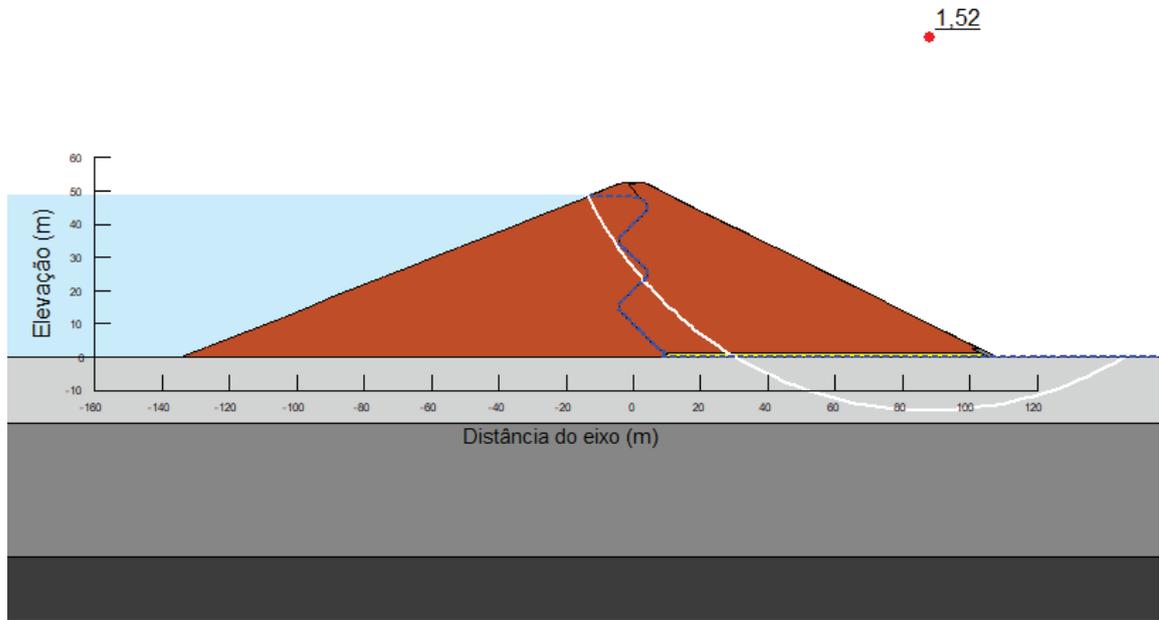
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



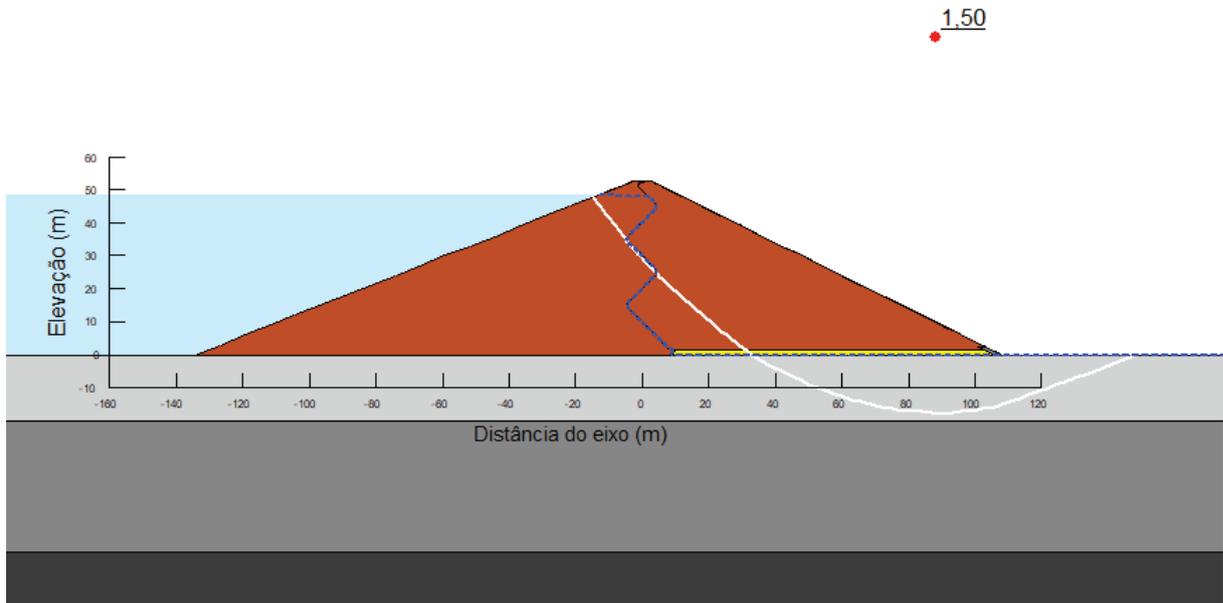
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



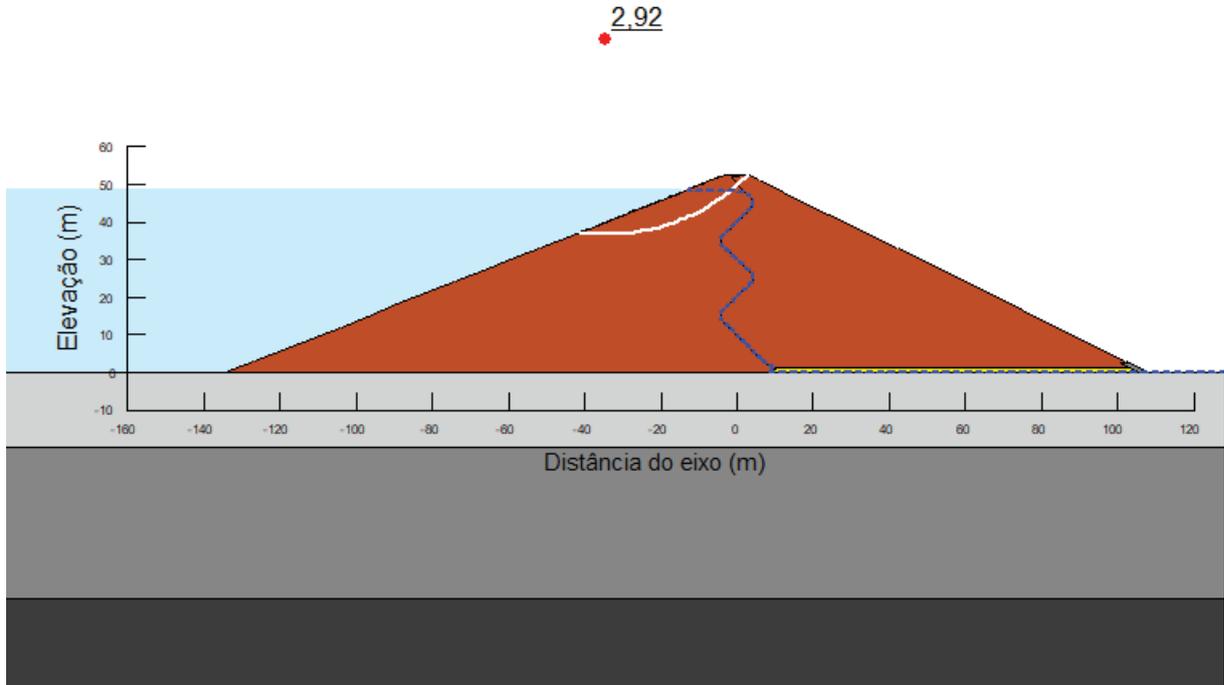
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



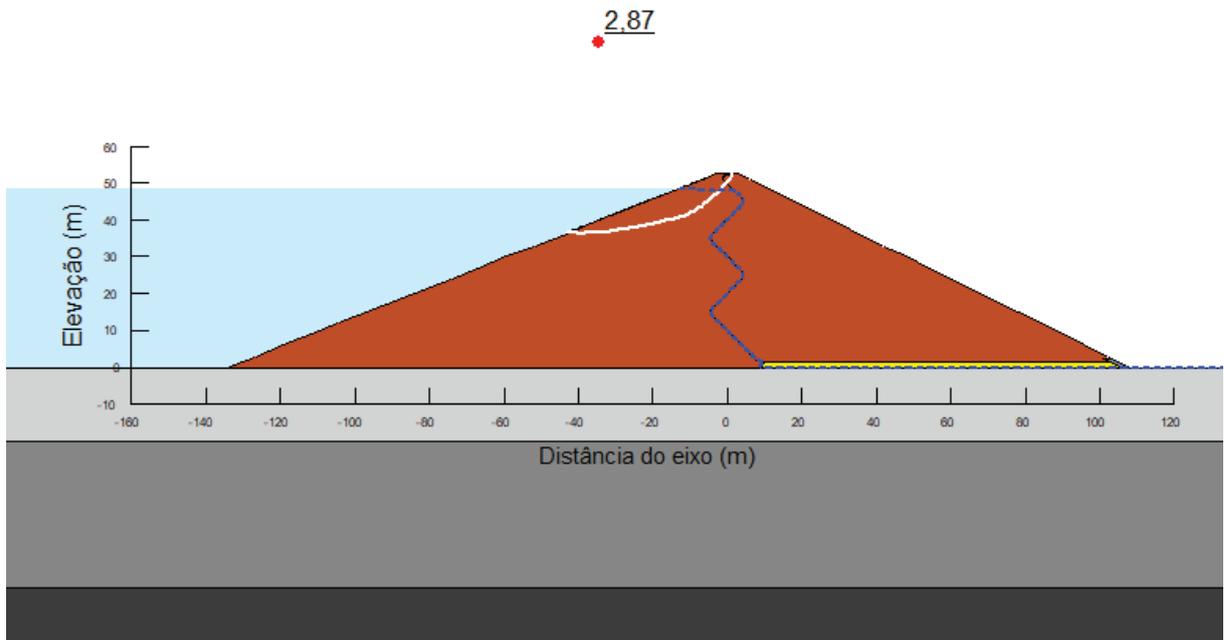
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



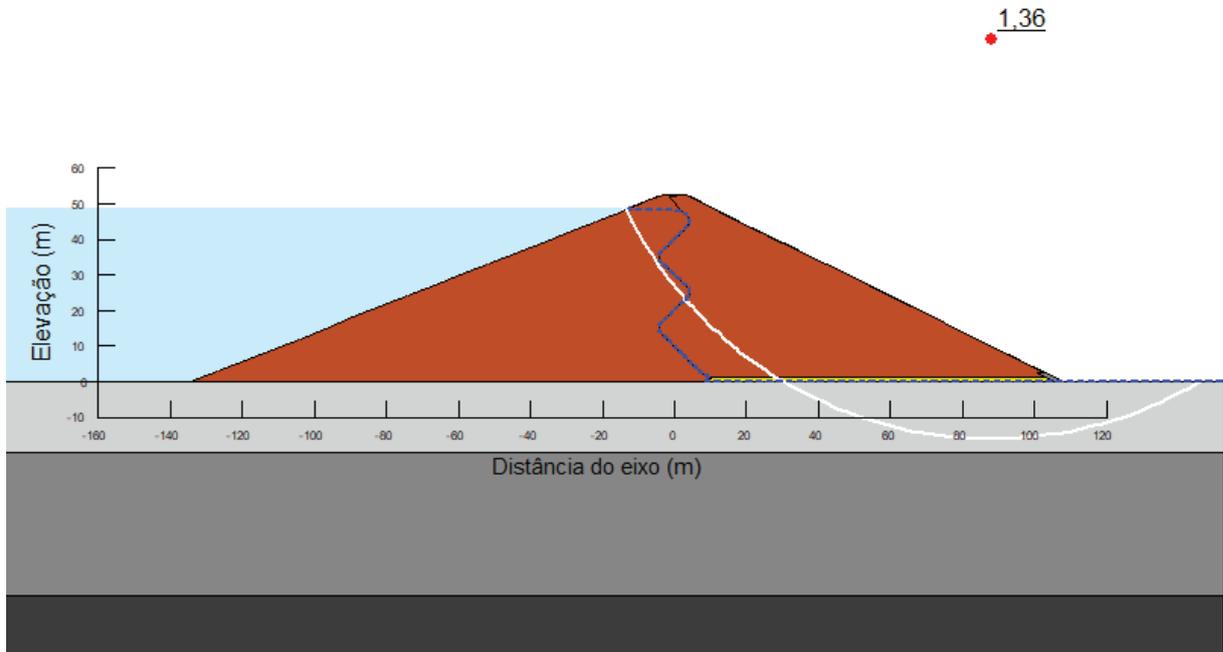
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



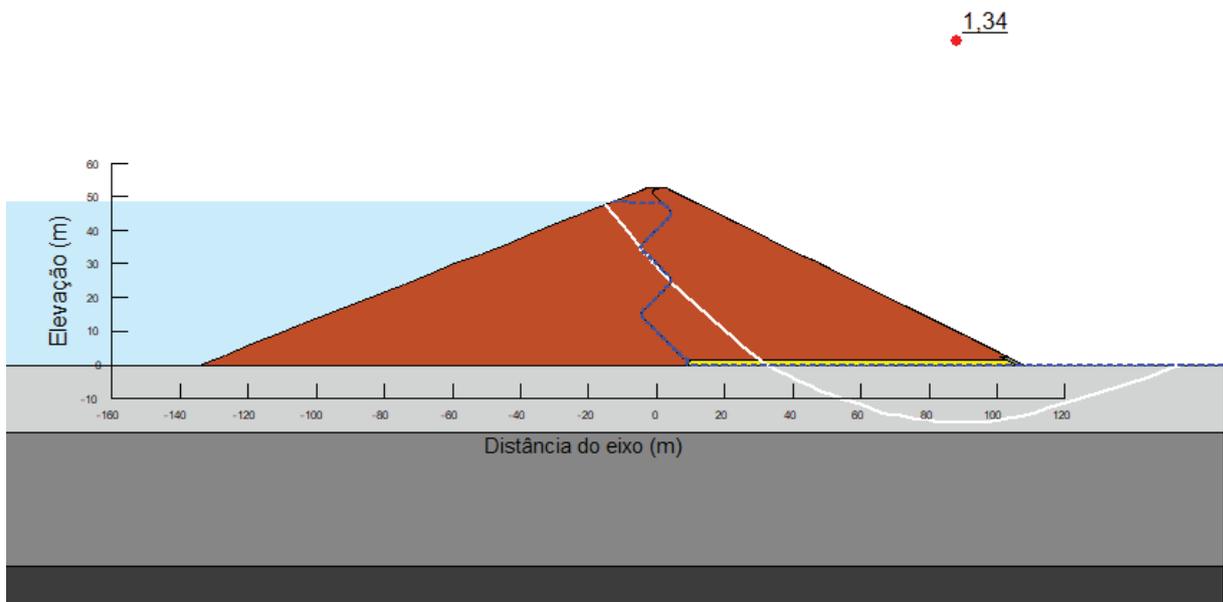
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



FONTE: O autor (2022)

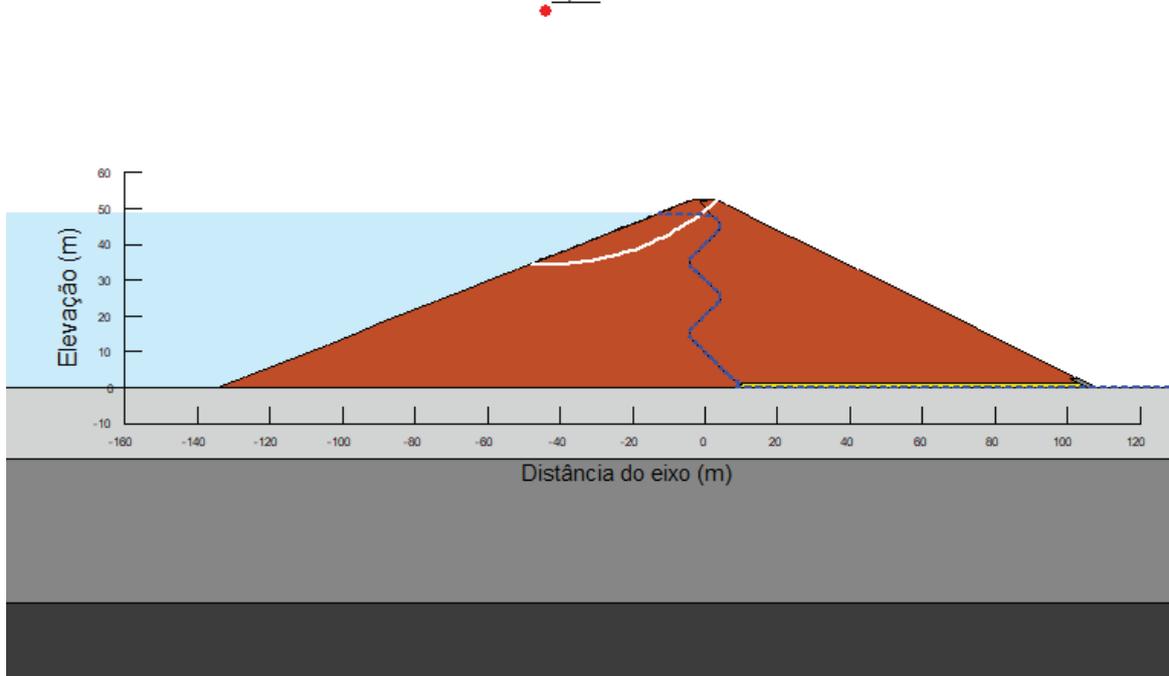
SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR

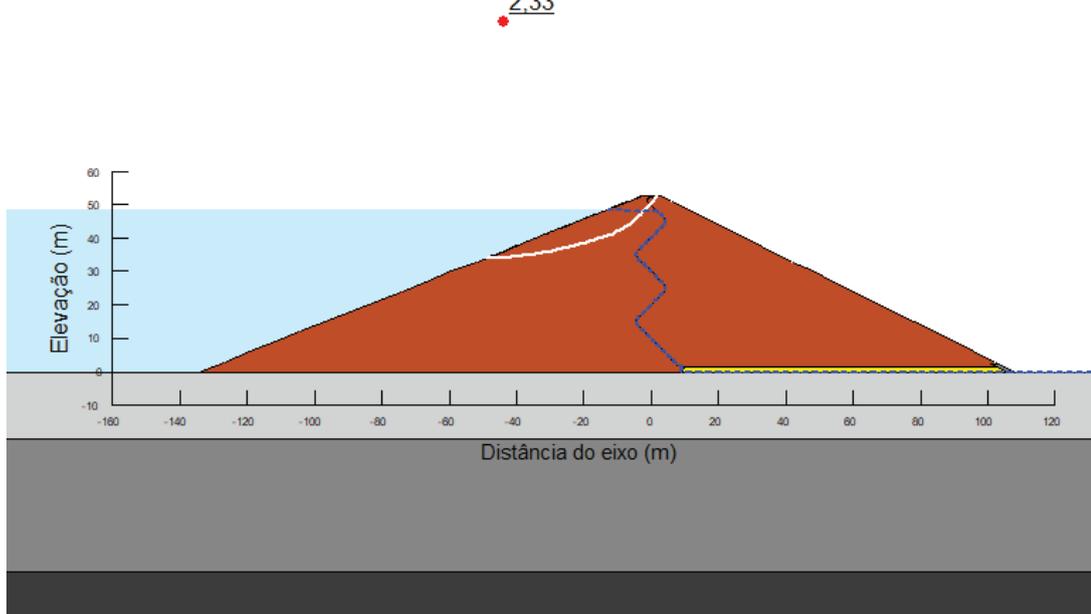
2.37



FONTE: O autor (2022)

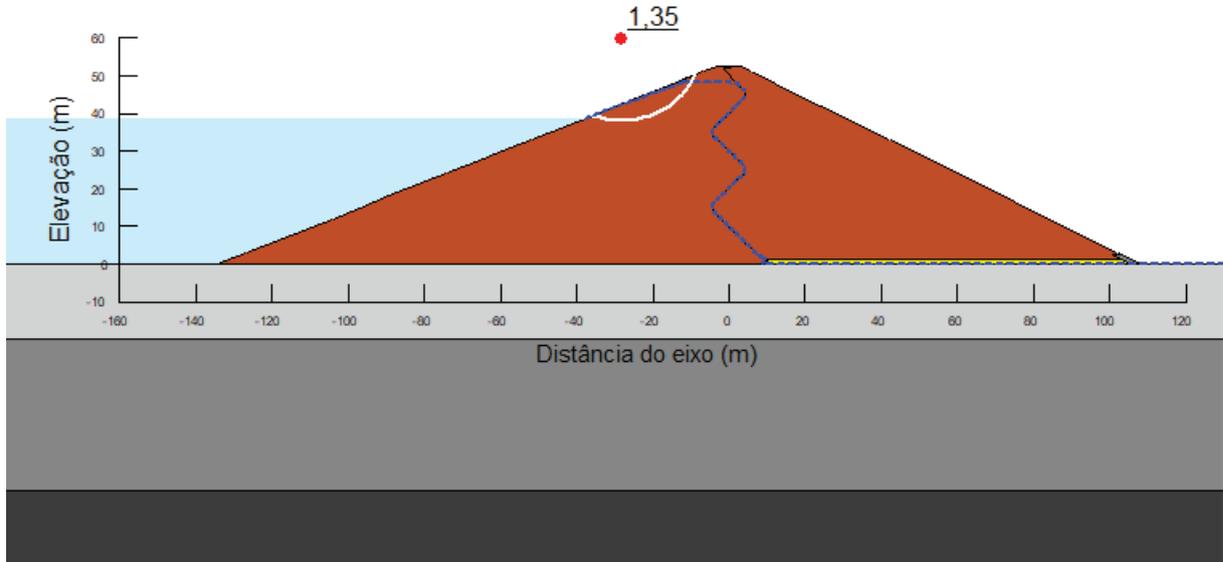
SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL

2.33



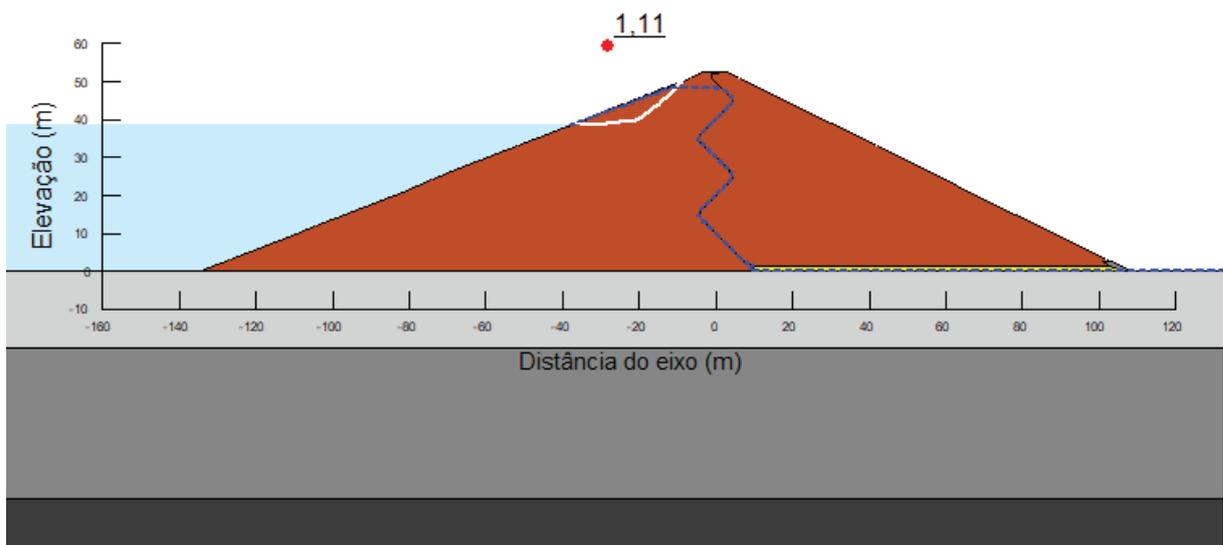
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



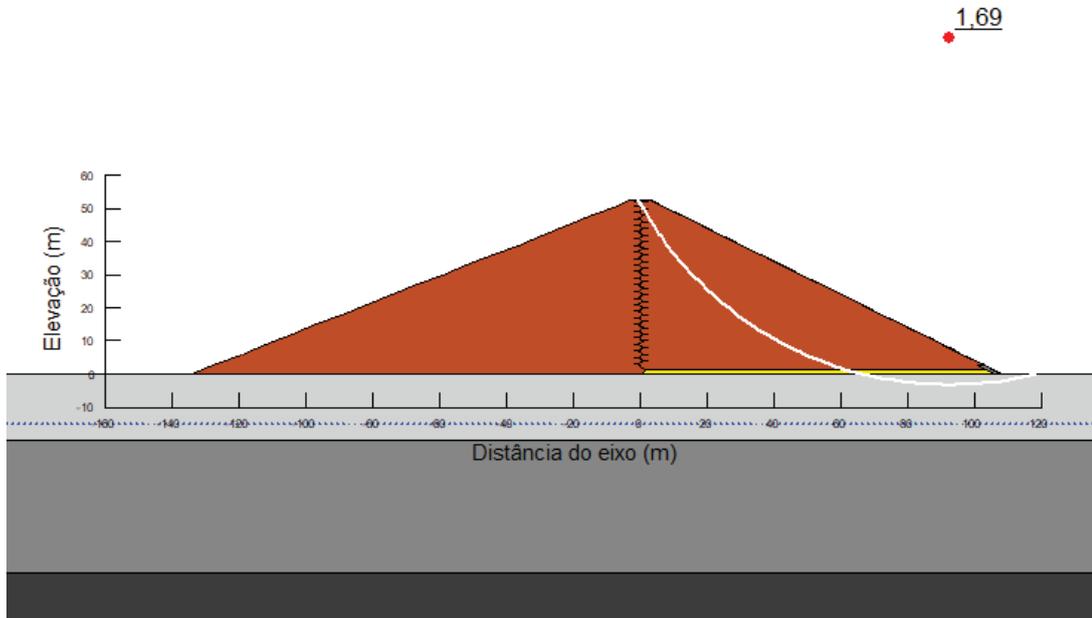
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 2 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



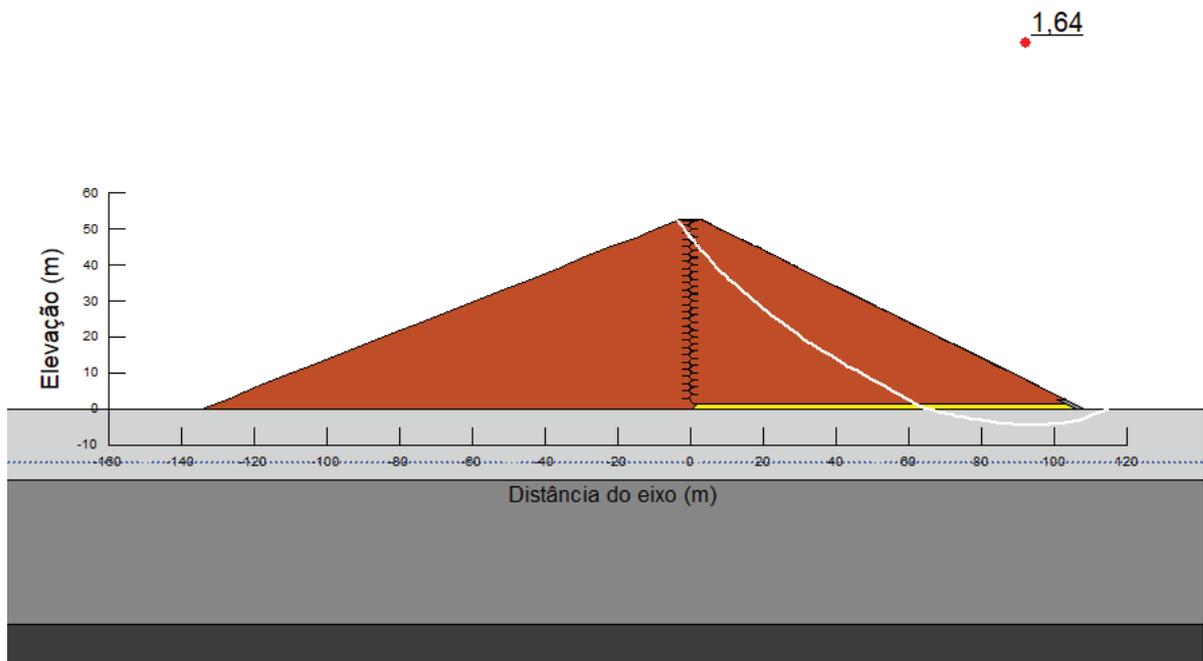
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



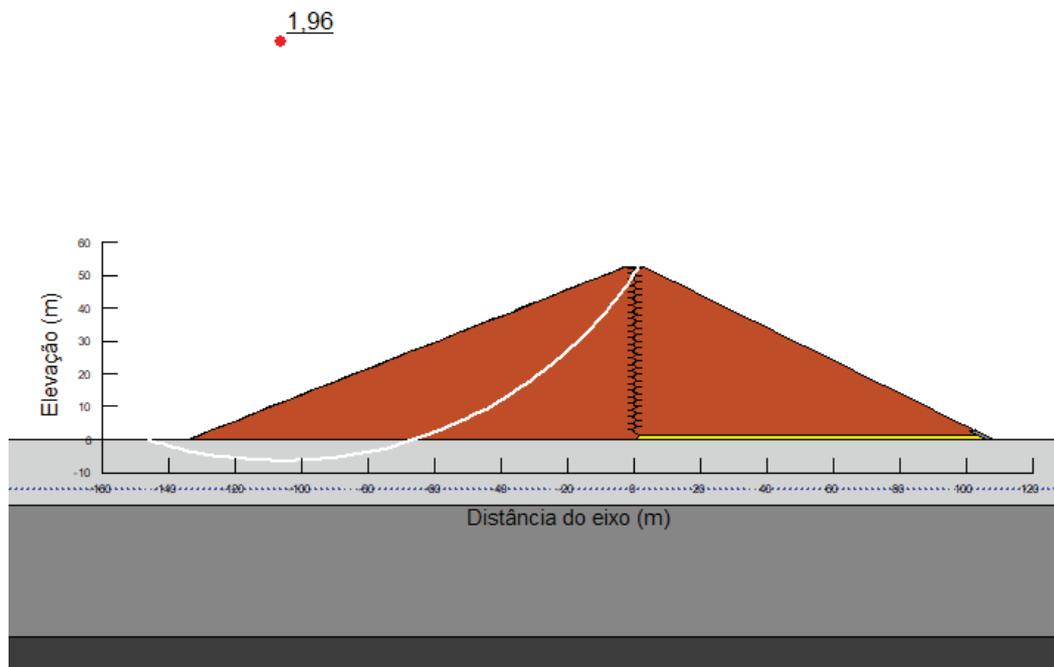
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



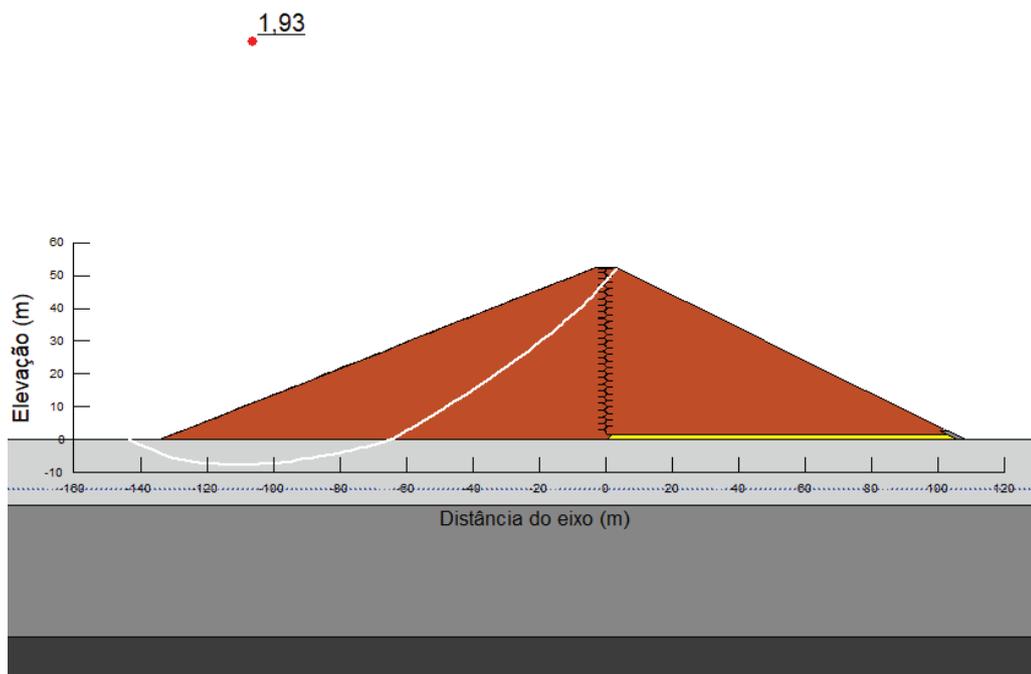
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



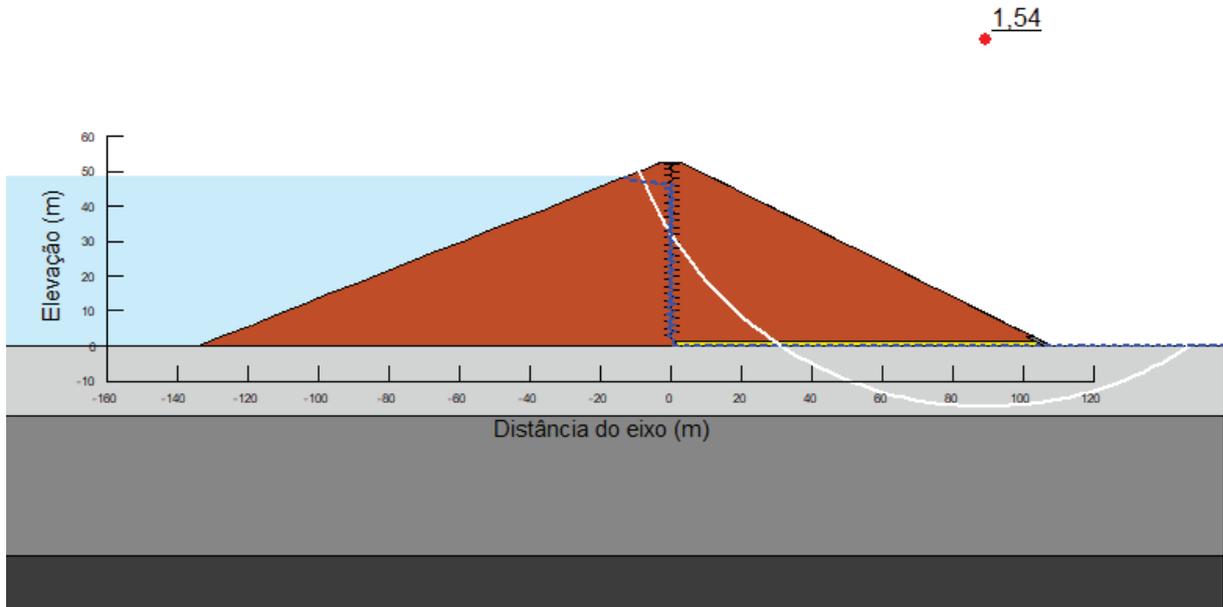
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE FINAL DE CONSTRUÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



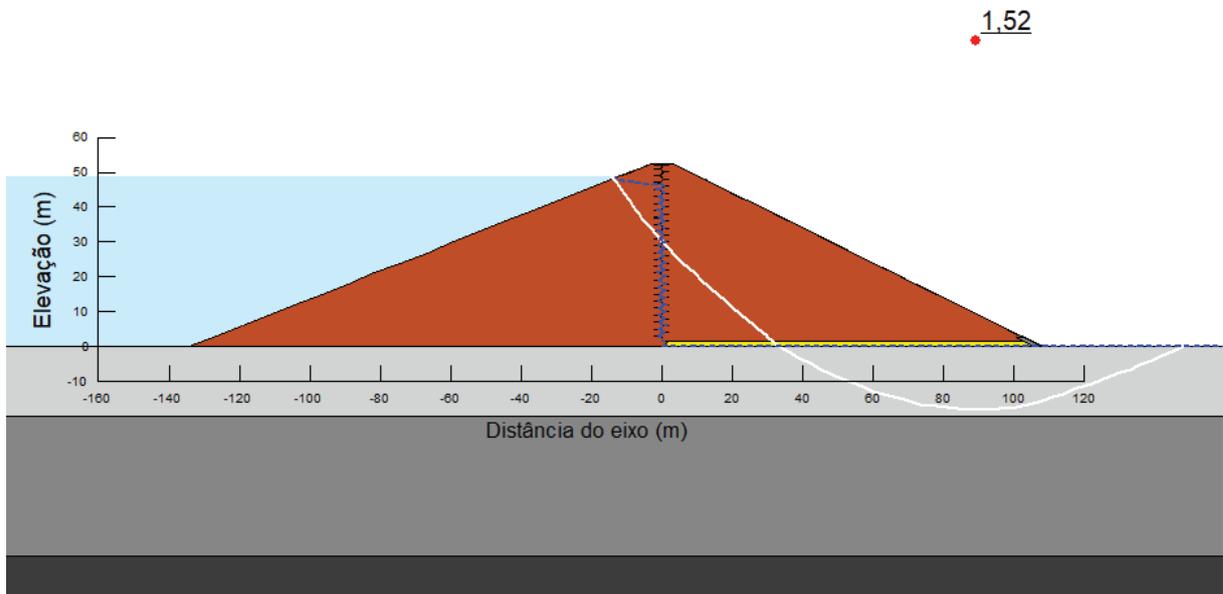
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



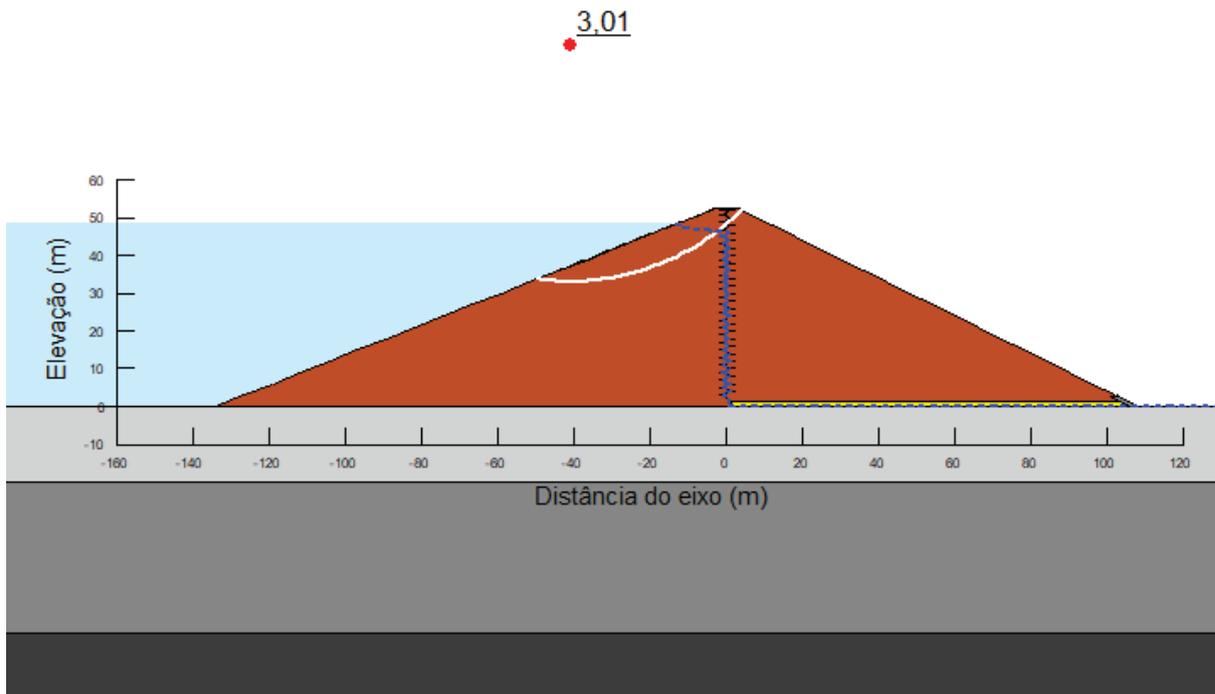
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



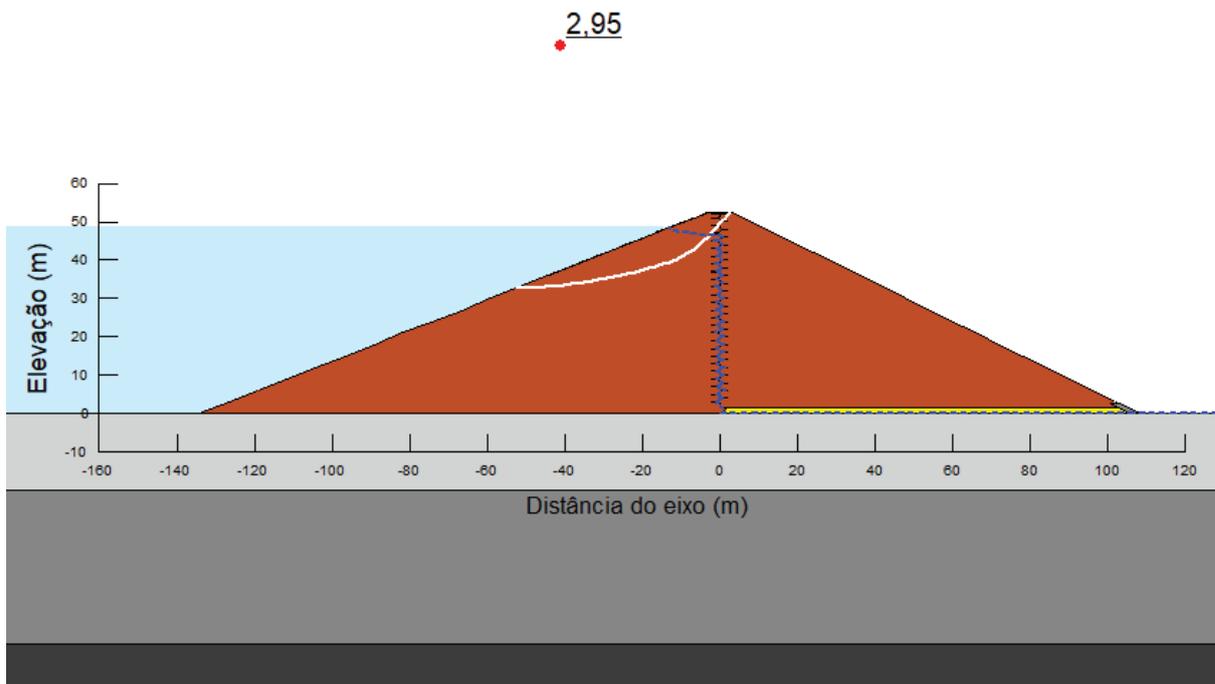
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



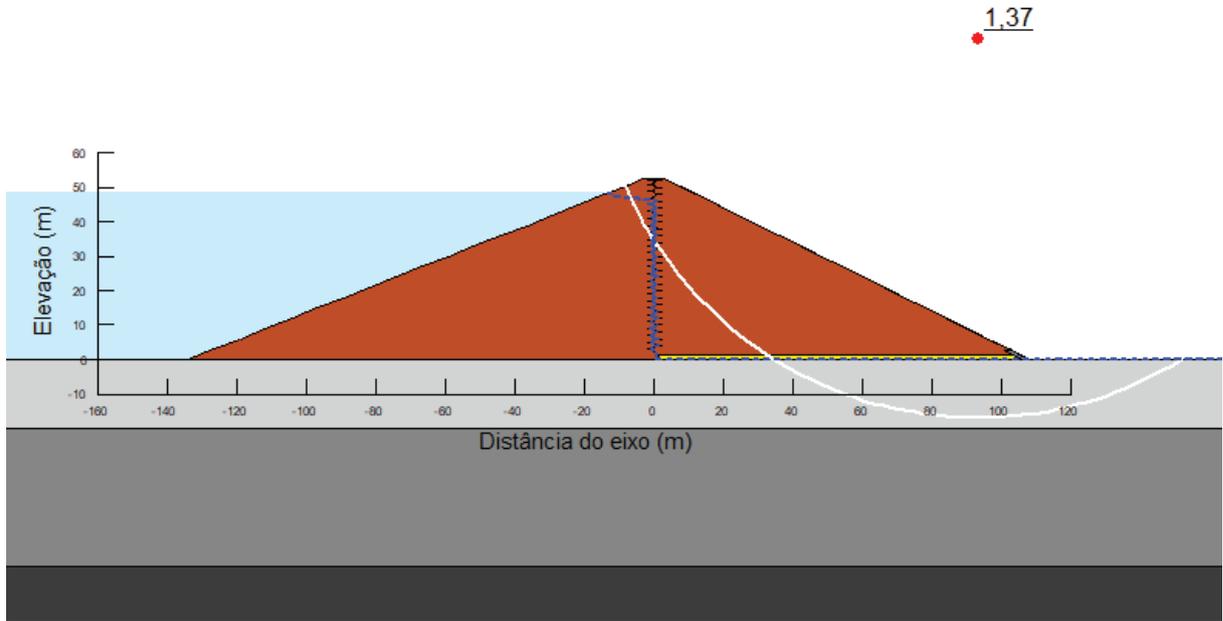
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



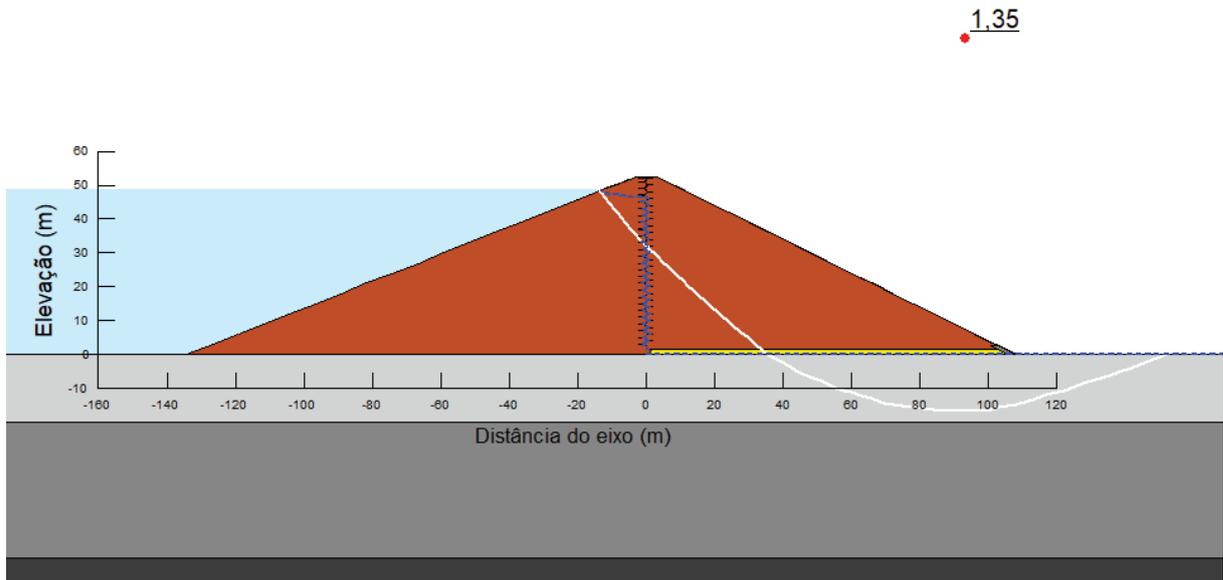
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



FONTE: O autor (2022)

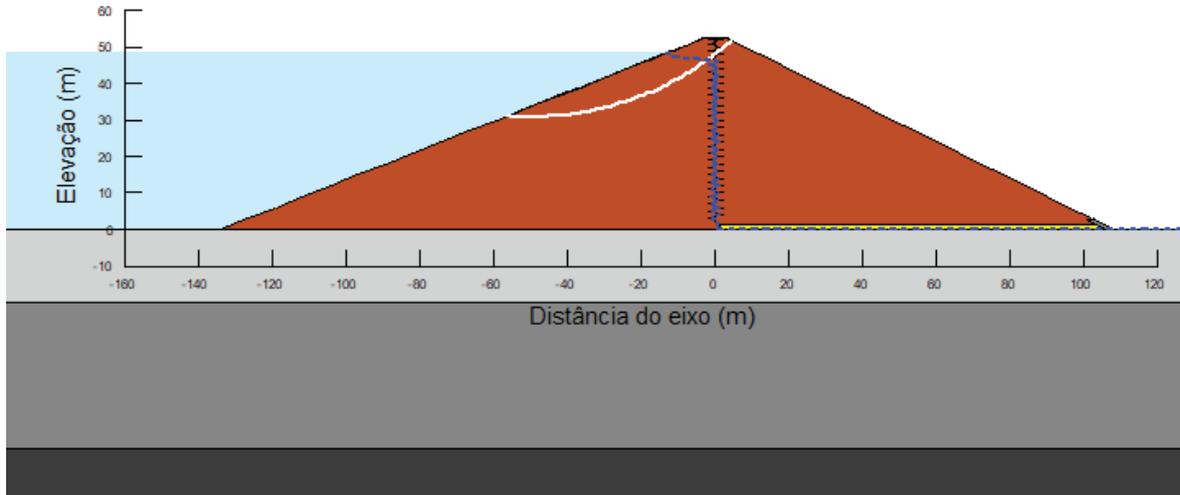
SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR

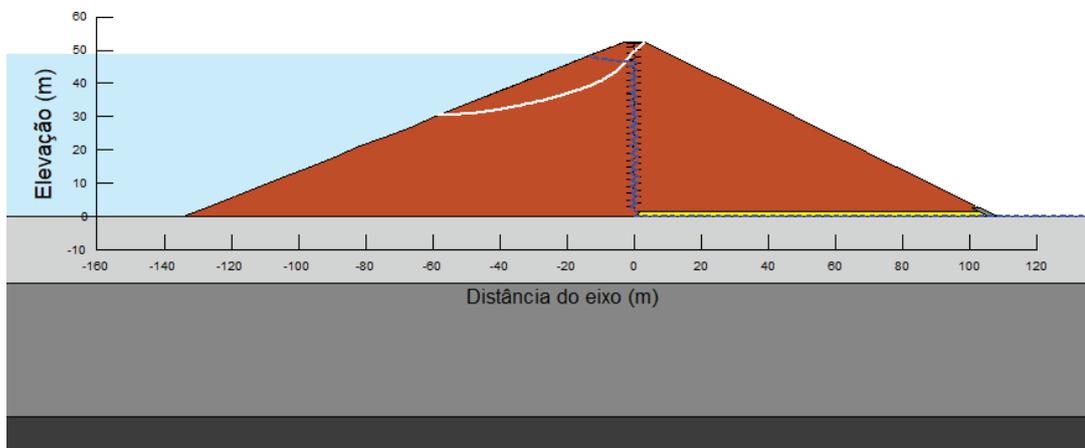
2.42



FONTE: O autor (2022)

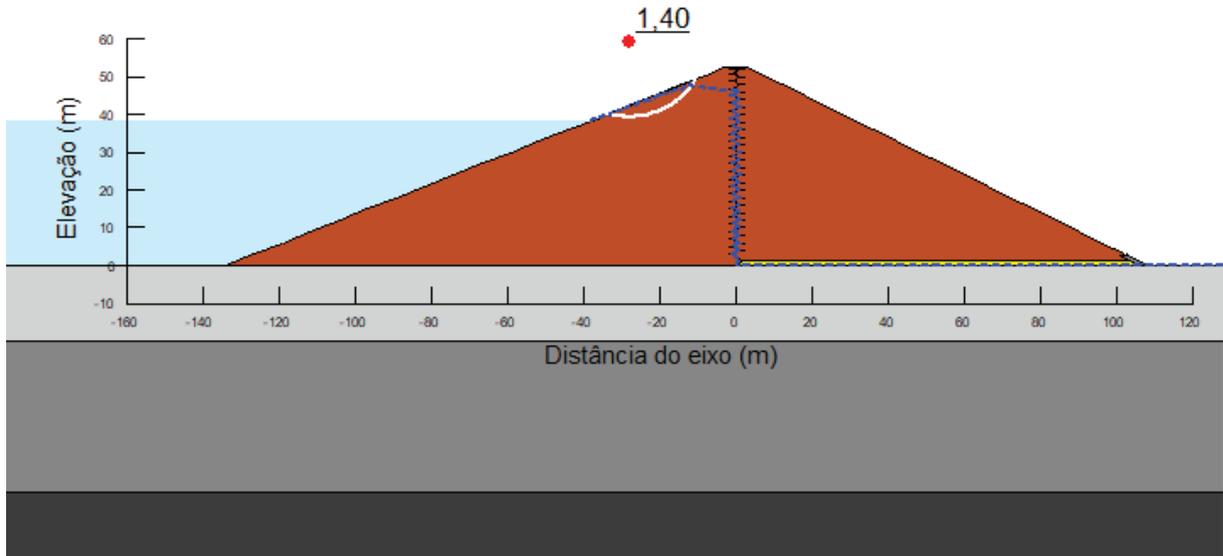
SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL

2.38



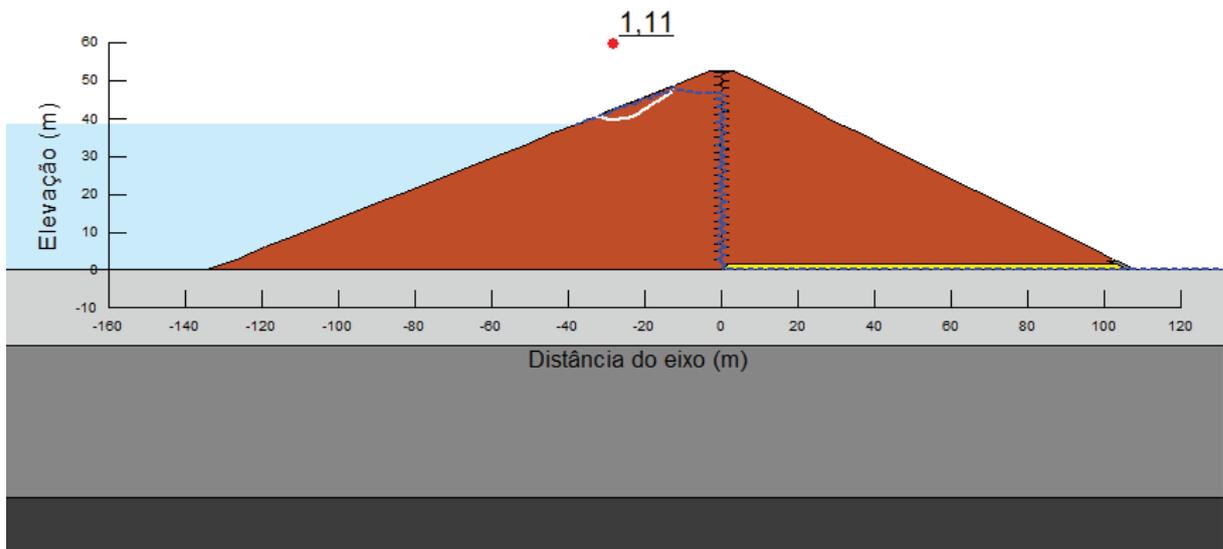
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE CIRCULAR



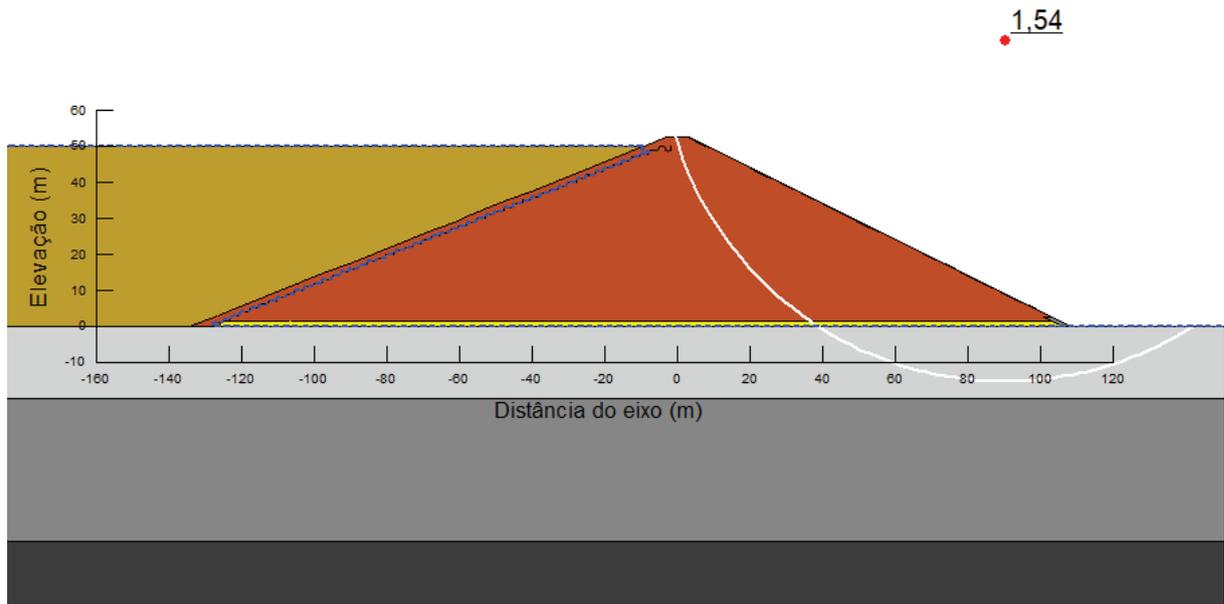
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE TERRA COM ARRANJO 3 - SUPERFÍCIE POLIGONAL



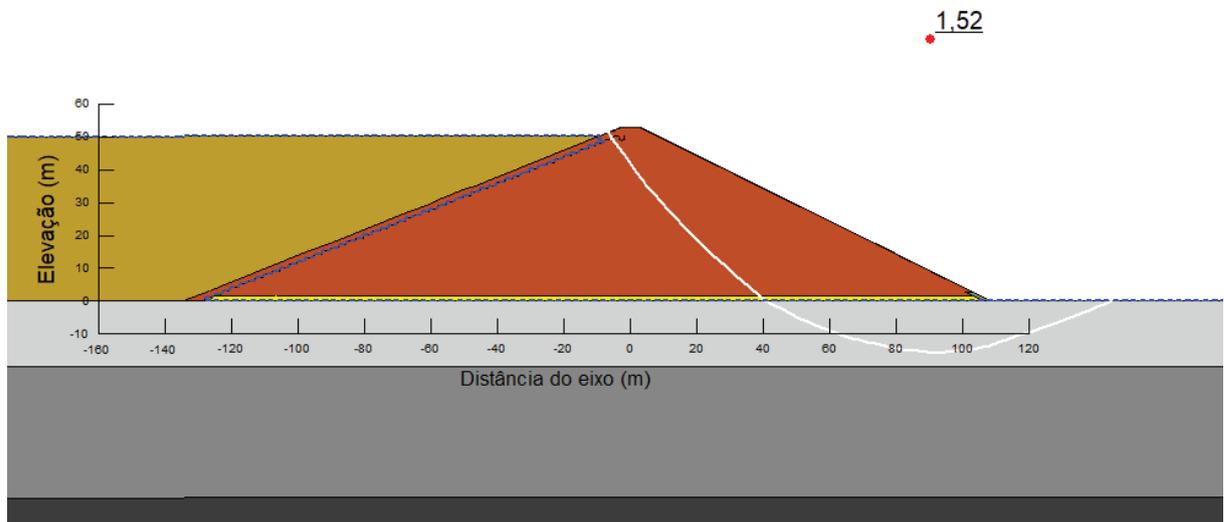
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE CIRCULAR



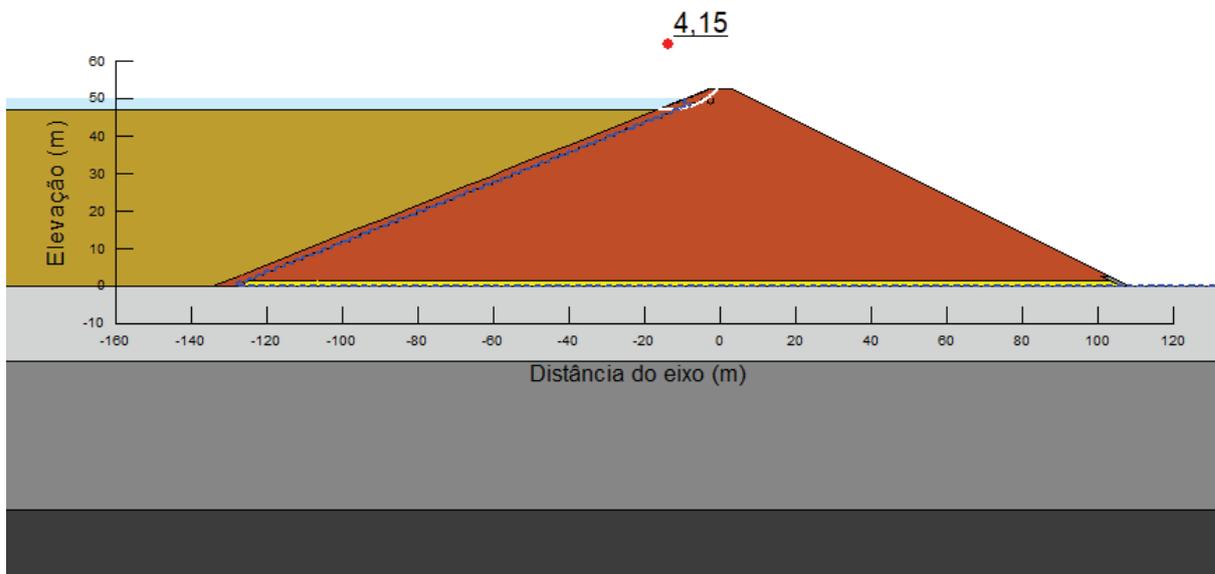
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE POLIGONAL



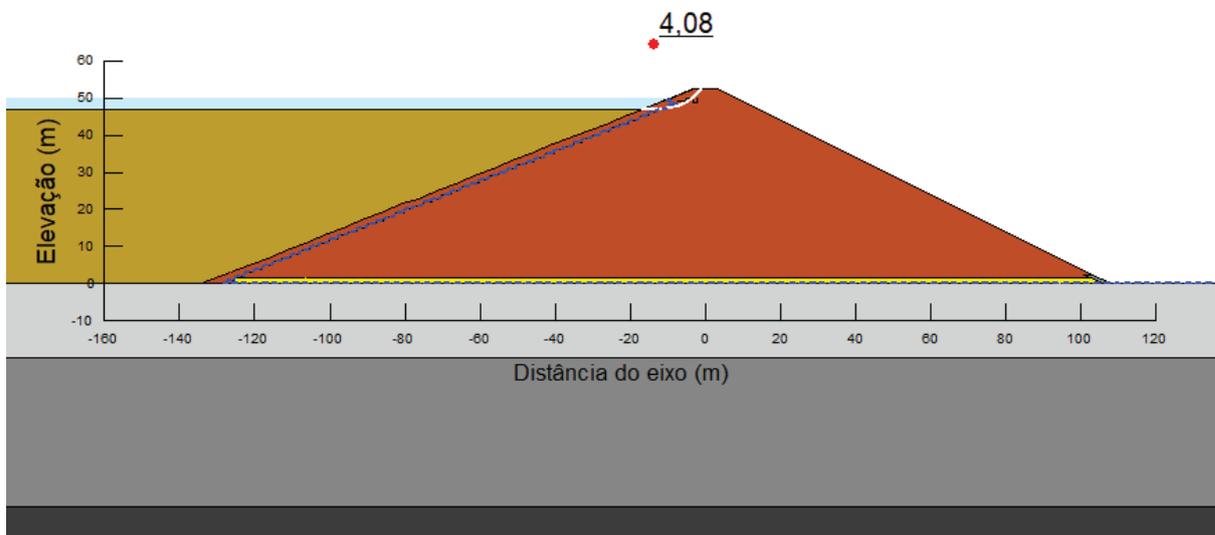
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE CIRCULAR



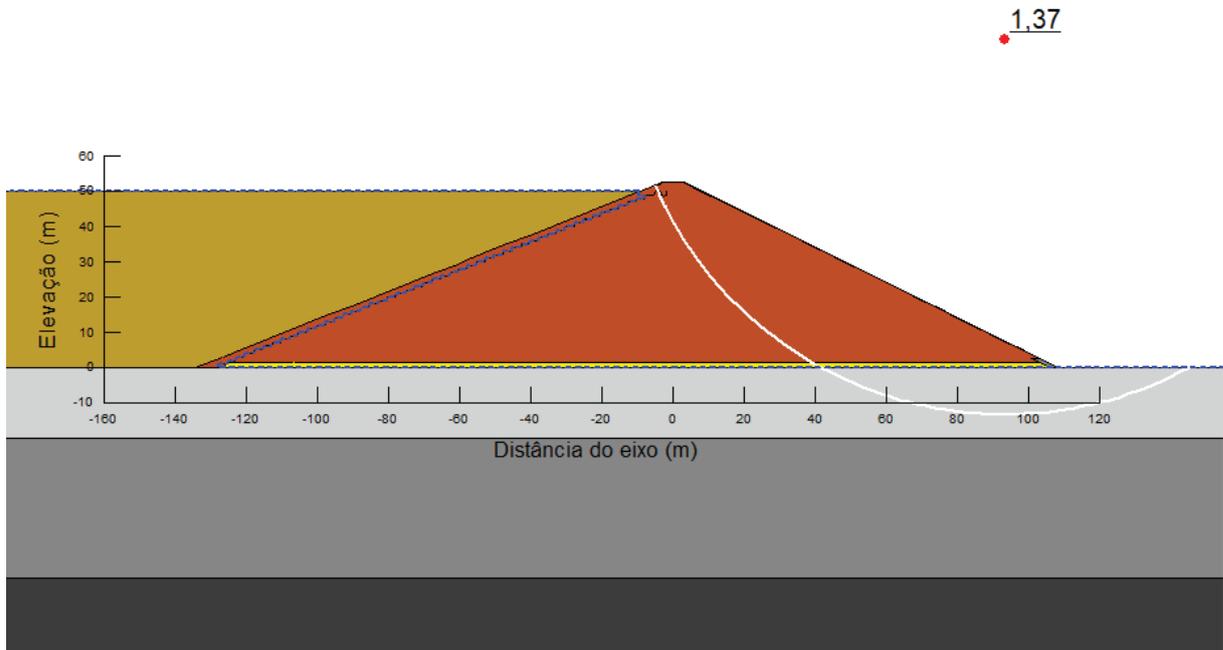
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE POLIGONAL



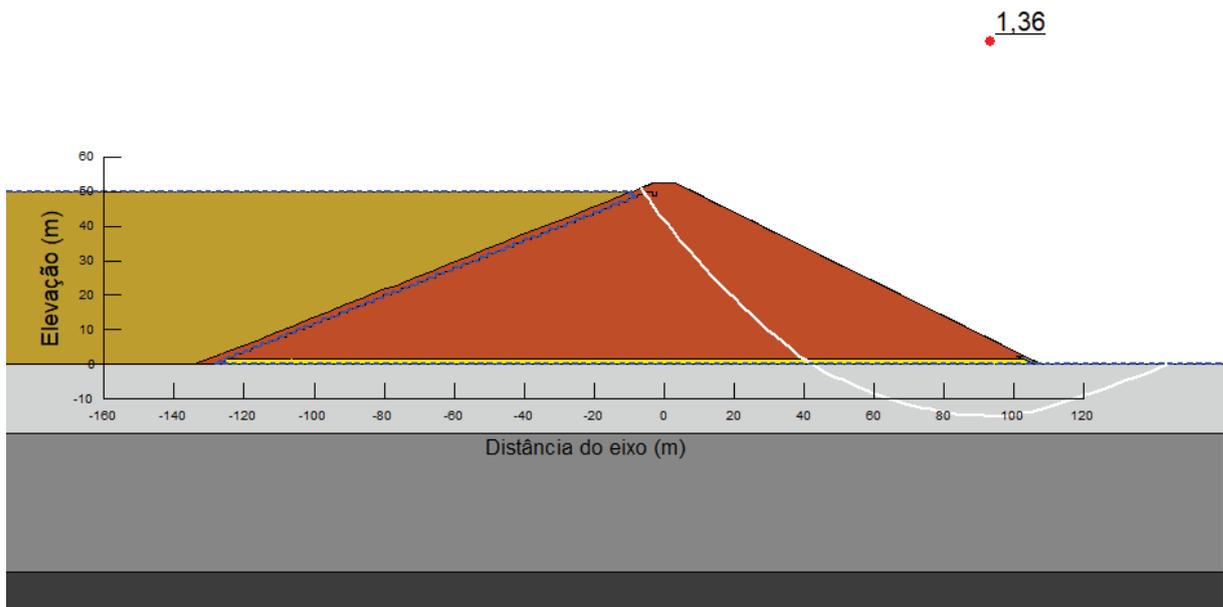
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE  
JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE -  
SUPERFÍCIE CIRCULAR



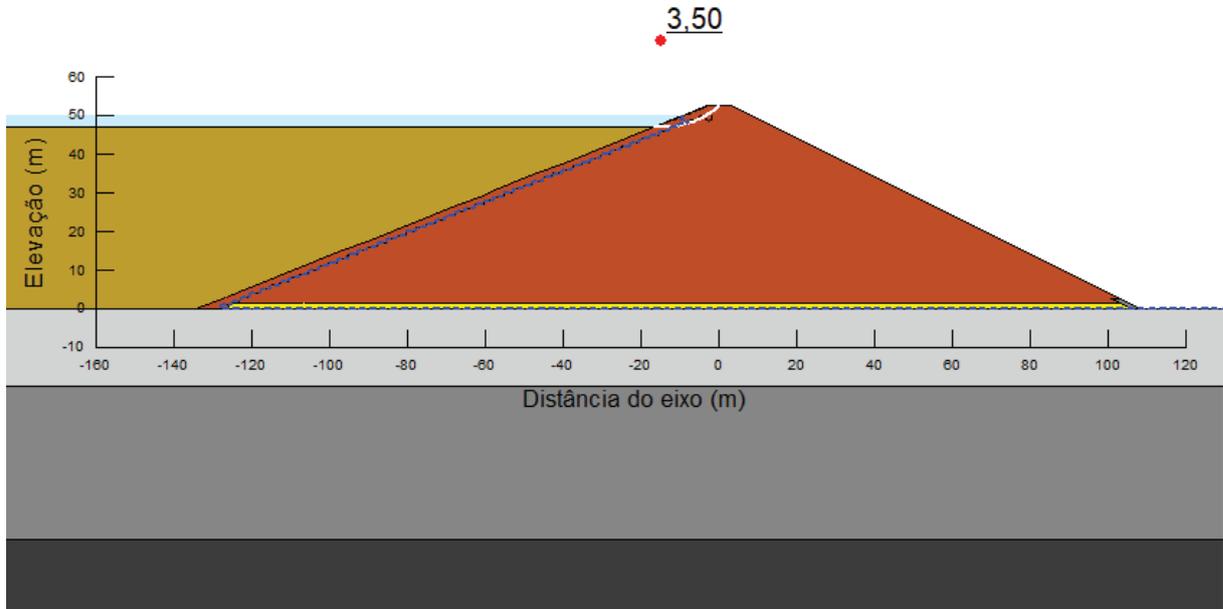
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE  
JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE -  
SUPERFÍCIE POLIGONAL



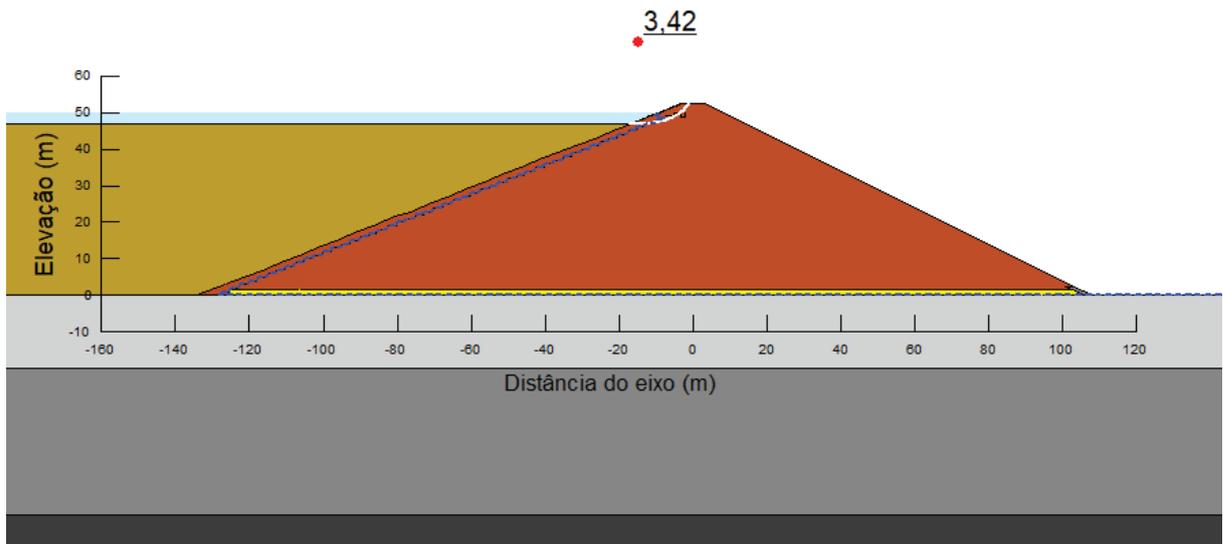
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE CIRCULAR



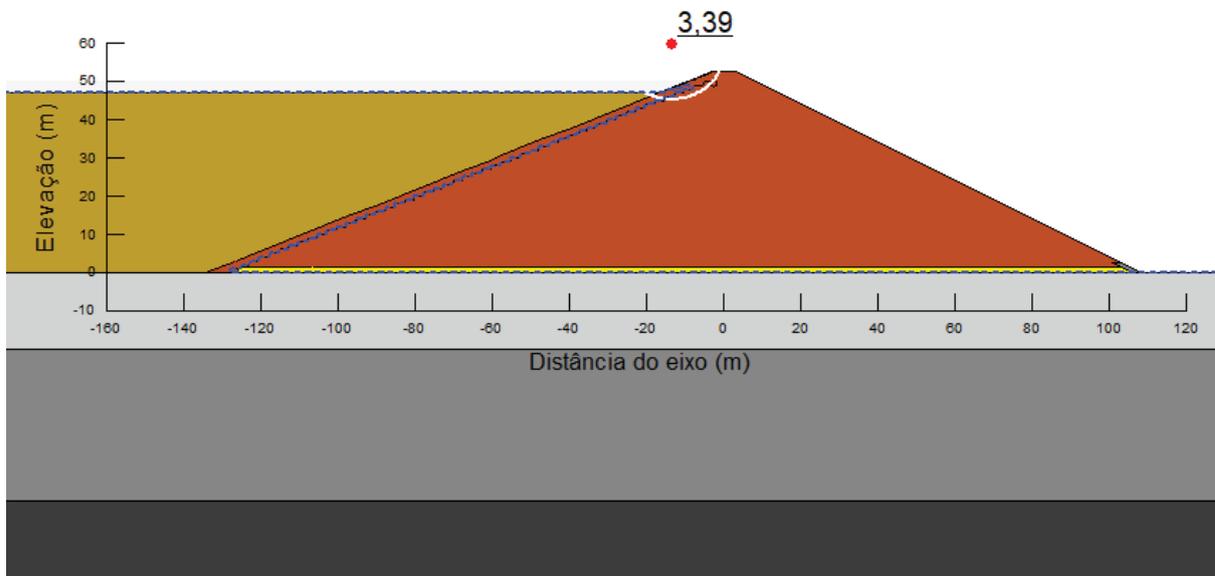
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE POLIGONAL



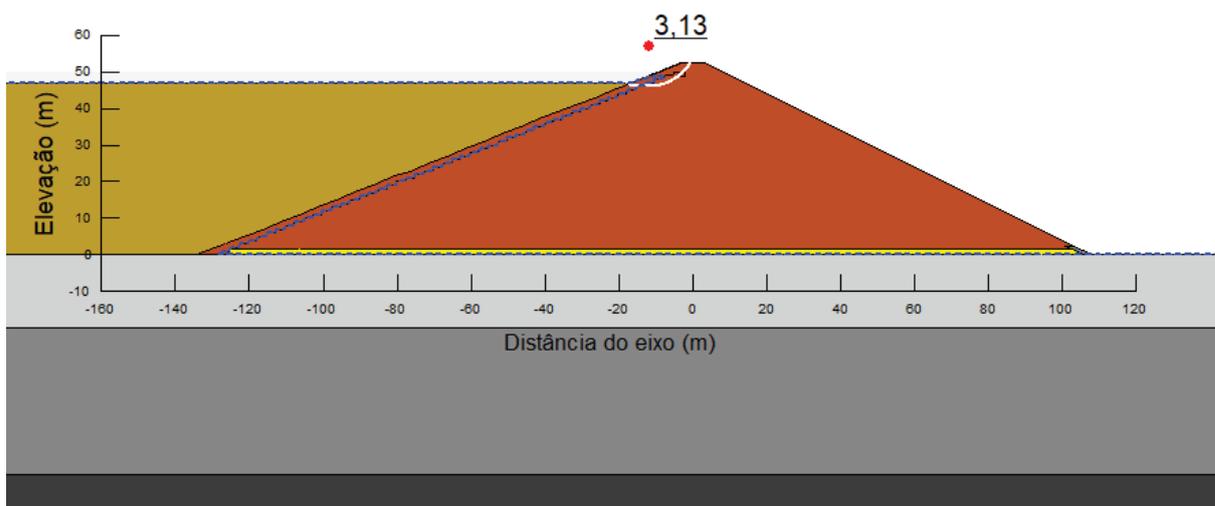
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE CIRCULAR



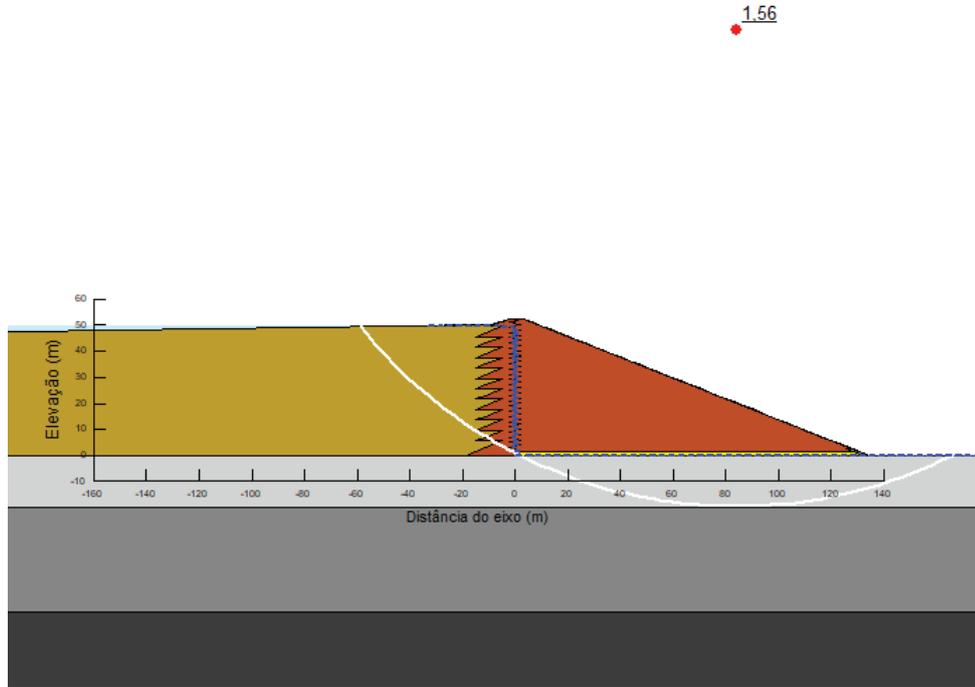
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE REBAIXAMENTO RÁPIDO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA PARA JUSANTE - SUPERFÍCIE POLIGONAL



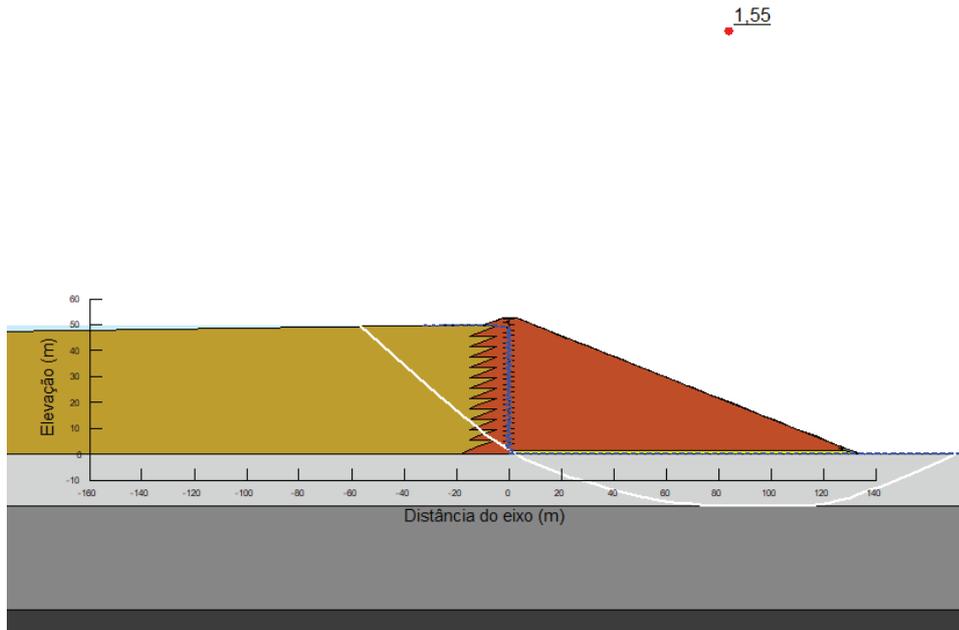
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE CIRCULAR



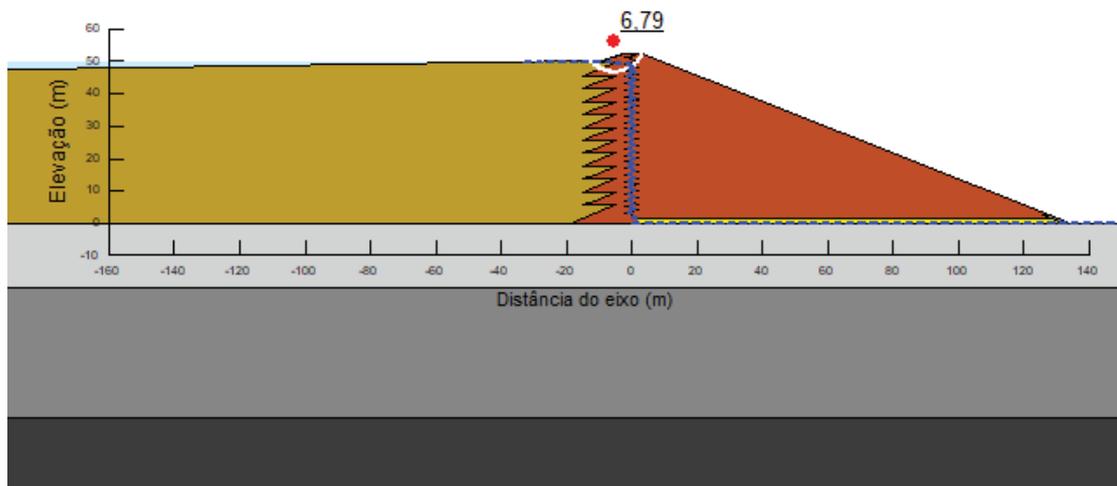
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE POLIGONAL



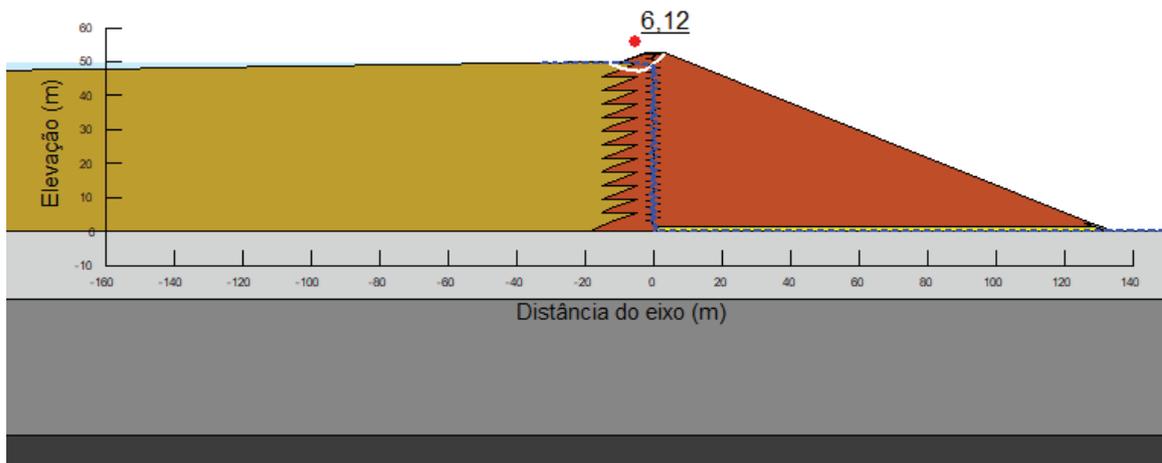
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE CIRCULAR



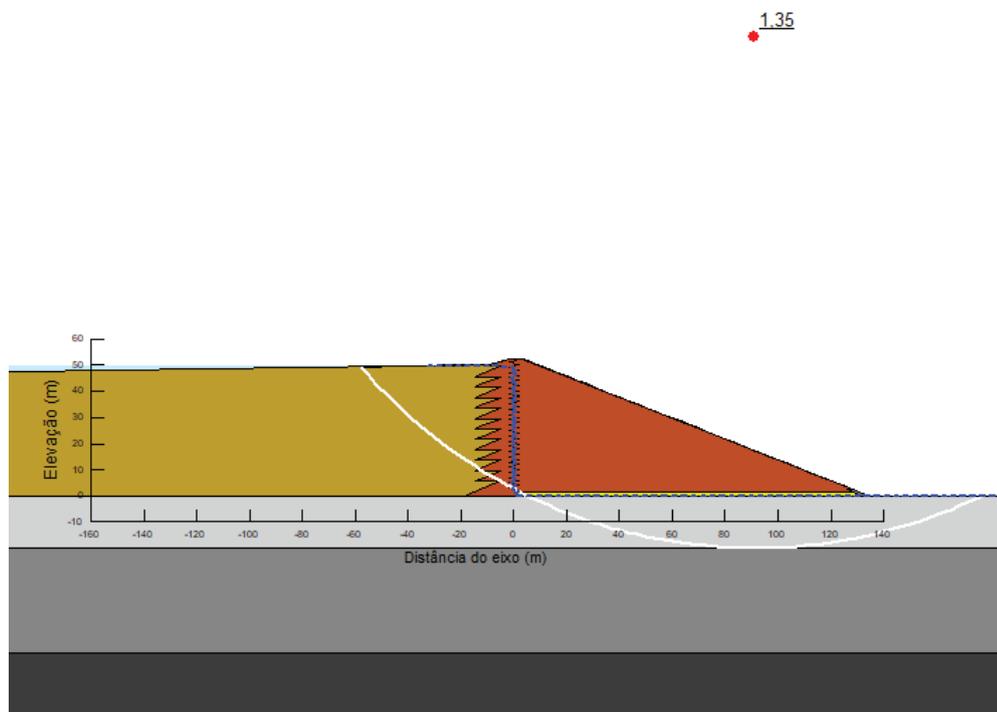
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE POLIGONAL



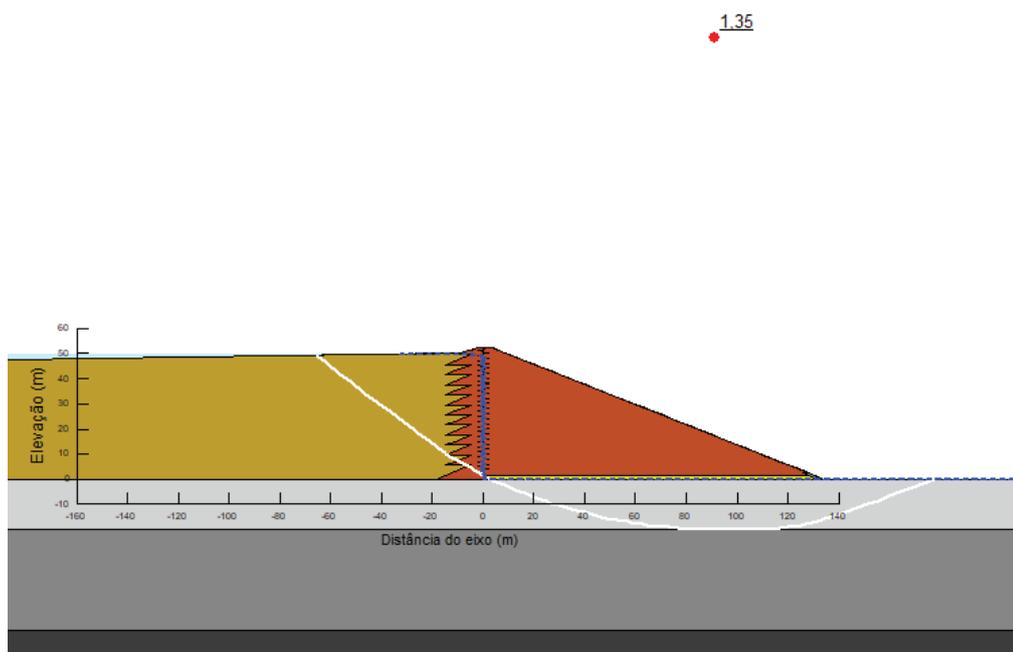
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE CIRCULAR



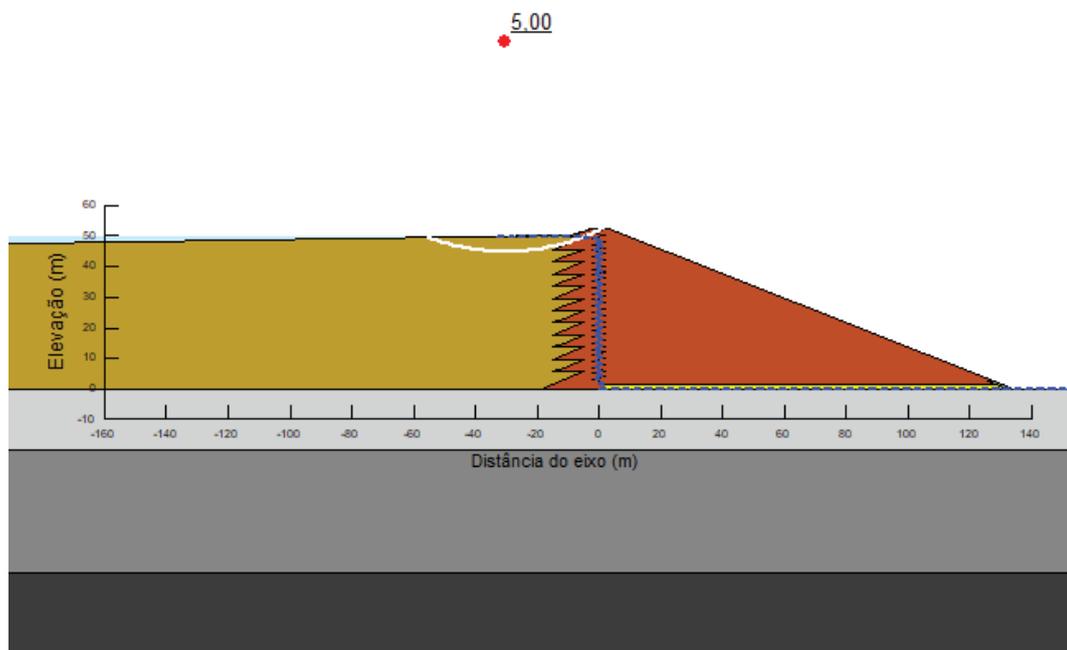
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE JUSANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE POLIGONAL



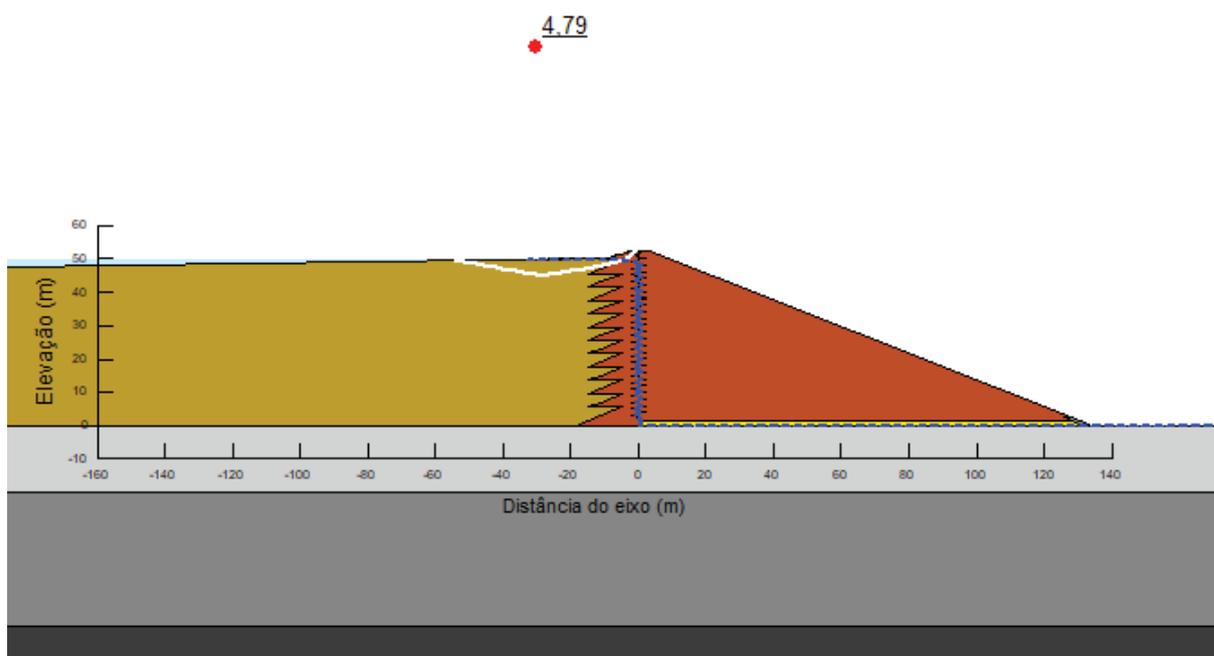
FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE CIRCULAR



FONTE: O autor (2022)

SUPERFÍCIE DE MENOR FS PARA O CASO DE OPERAÇÃO COM SISMO DO TALUDE DE MONTANTE PARA A SEÇÃO DE BARRAGEM DE REJEITO ALTEADA EM LINHA DE CENTRO - SUPERFÍCIE POLIGONAL



FONTE: O autor (2022)