

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EFEITOS DE TÚNEIS DRENANTES NO COMPORTAMENTO
DE TALUDES**

LAIS KODAMA CORREA DE MORAES

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM 294/2017

BRASÍLIA/DF: SETEMBRO/2017

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**EFEITOS DE TÚNEIS DRENANTES NO COMPORTAMENTO
DE TALUDES**

LAIS KODAMA CORREA DE MORAES

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.**

APROVADA POR:

André Pacheco de Assis, PhD (ORIENTADOR, UnB)

Manoel Porfírio Cordão Neto, DSc (EXAMINADOR INTERNO, UnB)

Karla Cristina Araújo Pimentel Maia, DSc (EXAMINADOR EXTERNO, UFMG)

DATA: BRASÍLIA/DF, 27 DE SETEMBRO DE 2017.

FICHA CATALOGRÁFICA

MORAES, LAIS KODAMA CORREA

Efeitos de Túneis Drenantes no Comportamento de Taludes. [Distrito Federal] 2017
xvi,136 p. (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2017)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Túneis e galerias de drenagem 2. Estabilidade de taludes

3. Métodos Numéricos 4. Fluxo

I. ENC/FT/UNB II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MORAES, L.K.C. (2017). Efeitos de Túneis Drenantes no Comportamento de Taludes. Dissertação de Mestrado, Publicação G-DM-294/2017, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lais Kodama Correa de Moraes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Efeitos de túneis drenantes no comportamento de taludes.

GRAU / ANO: Mestre / 2017

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Lais Kodama Correa de Moraes

SQN 315, Bloco E, apartamento 105.

CEP: 70774-050, Asa Norte, Brasília, DF - Brasil.

lkcmoraes@gmail.com

*Aos meus pais José Luiz e Yukico
e aos meus irmãos Juliano e Isabel.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelas bênçãos que me proporciona diariamente.

Ao meu pai por ser o meu braço direito e o maior incentivador para que eu atinja meus objetivos.

À minha mãe por apoiar as minhas decisões e por ser uma inspiração para que eu sonhe sempre mais longe.

Aos meus irmãos pela parceria diária e por acreditarem no meu trabalho.

Ao Caio, meu leal companheiro, agradeço pelo apoio em tudo o que faço e pela compreensão nos momentos em que estive ausente. Obrigada por me encorajar a fazer aquilo que amo.

Ao Professor André Pacheco de Assis pela honra de tê-lo como orientador e por entusiasmar a mim e a tantos alunos a sermos maiores. O admiro como pessoa, pela seriedade do trabalho que executa e pelo carisma que transmite. Me sinto privilegiada por conhecê-lo, pela confiança que depositou em mim e por poder aprender com sua experiência.

Às grandes amigas Isabela, Júlia, Lara e Mariana por me inspirarem como mulheres, pelo suporte que me oferecem e pela confiança no meu trabalho. Obrigada pela maravilhosa amizade que construímos.

Aos amigos da geotecnia pelos incríveis momentos de trabalho, nos quais aprendi muito, e também pelos momentos de descanso que passamos juntos.

Aos professores do programa de Pós-Graduação em Geotecnia por compartilharem seus conhecimentos comigo.

À Professora Karla Cristina Araújo Pimentel Maia pela participação na banca e sugestões pertinentes que melhoraram este trabalho.

Ao Professor Manoel Porfírio Cordão Neto pela participação na banca, sugestões e contribuições para esta pesquisa.

À Universidade de Brasília, onde cursei a Graduação em Engenharia Civil e o Mestrado em Geotecnia.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

EFEITOS DE TÚNEIS DRENANTES NO COMPORTAMENTO DE TALUDES

RESUMO

Um talude potencialmente instável próximo a vias, barragens ou áreas urbanas pode levar a consequências indesejáveis de ordem econômica e sobre vidas humanas. Assim, existe uma demanda por soluções que evitem as ocorrências dessa natureza e tragam respostas na direção de uma convivência segura com a instabilidade. Uma solução para uma situação de instabilidade de um talude cortado por uma via seria a mudança do seu traçado para um trecho em túnel, mas esta opção nem sempre é possível. O nível d'água em um maciço atua como causa principal de deslizamentos de grandes volumes. Nesses casos, uma forma eficiente de estabilização é a drenagem profunda. Mas, para taludes altos ou massas deslizantes profundas, a aplicação de drenos horizontais nem sempre alcança resultados satisfatórios. Estudos mostram que a implantação de túneis de drenagem pode cessar completamente o movimento de uma grande massa de solo já rompida. A aplicação de túneis como solução exige um estudo cauteloso para compreender a interação entre a estrutura subterrânea e o talude. Um túnel de drenagem pode ser um elemento extremamente benéfico para a estabilidade do talude, já que atua no alívio das poropressões no maciço. Porém, a depender de sua localização e dimensionamento, o mesmo pode gerar forças de percolação desfavoráveis, causar movimentos indesejados do maciço e levá-lo à ruptura. Sabendo que a interação entre taludes e túneis de drenagem é um aspecto pouco explorado no estado-da-prática da engenharia nacional, neste trabalho esta interação é avaliada por meio de casos históricos e de simulações numéricas paramétricas que têm por finalidade chegar a um melhor entendimento sobre como um túnel de drenagem pode alterar o comportamento de um talude. As simulações foram feitas com o uso de elementos finitos no programa RS²@ 9.0 da RocScience. Foram estudadas posições variadas de túneis de drenagem com drenos radiais em diferentes quantidades e comprimentos, aplicando estas estruturas em taludes com diferentes materiais, incluindo uma junta de argila. Foi atestada a eficiência destas estruturas drenantes a partir da análise do estudo da poropressão no maciço, do fator de segurança, do rebaixamento do lençol freático e do fluxo nos drenos radiais e paredes do túnel.

EFFECTS OF DRAINAGE TUNNELS ON SLOPE'S BEHAVIOUR

ABSTRACT

A potentially unstable slope near roads, dams or urban areas can have undesirable economic consequences and lead to loss of lives. Thus, there is a demand for solutions that aim to avoid occurrences of this nature and seek definitive answers that allow a safe coexistence with instability. A possible solution would be to change the surface road to a tunnel section, but sometimes this option is impossible. The water level in a slope is the main cause of large-volume landslides. In these cases, an efficient solution to stabilize the slope is deep drainage. However, for high slopes or very deep sliding masses, the application of horizontal drains could not achieve satisfactory results. Studies show that the application of drainage tunnels can completely stop the movement of a large landslide (Terzaghi, 1960). The application of tunnels as a solution requires detailed study to understand the interaction between the underground structure and slopes. A drainage tunnel can be an extremely beneficial element for the stability of the slope, since it acts in the relief of the poropressures. However, depending on its location and dimensioning, it can generate unfavourable percolation forces, cause excessive ground movements and lead to collapse. Since the interaction between slopes and drainage tunnels is an underexplored aspect in the state-of-practice of Brazilian Engineering, this thesis presents its evaluation by means of historical cases and parametric numerical simulations that aim at a better understanding of how a drainage tunnel can affect a slope behaviour. The numerical simulations were done by means of finite elements method in the RS²® 9.0 software of RocScience. Different positions of drainage tunnels with radial drains were studied in different quantities and lengths, applying these structures to slopes with different materials, including a joint of clay. The efficiency of these drainage structures was verified from the analysis of the study of poropressures in the ground, the safety factor, the lowering of the water table and the flow in the radial drains and tunnel walls.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	MOTIVAÇÃO	3
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	METODOLOGIA	3
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	5
2	INTERAÇÃO ENTRE TÚNEIS E TALUDES	7
2.1	TÚNEIS E GALERIAS DE DRENAGEM	10
2.2	CASOS HISTÓRICOS DE INTERAÇÃO ENTRE TÚNEIS E TALUDES	11
2.2.1	CASOS DE TÚNEIS COMO ALTERAÇÃO DE TRAÇADO DE UMA VIA	11
2.2.2	CASOS DE TÚNEIS COMO SOLUÇÃO EM DRENAGEM PROFUNDA.....	17
2.2.3	CASO DE TÚNEL QUE AGRAVOU A INSTABILIDADE DE UM TALUDE: TÚNEL RODOVIÁRIO SIGMA 2 DO PROJETO <i>EGNATIA ODOS</i> , GRÉCIA.....	25
3	EFEITOS DE TÚNEIS E DA PERMEABILIDADE DE SEUS REVESTIMENTOS NA PERCOLAÇÃO DE ÁGUA E NA ESTABILIDADE DE TALUDES COMPOSTOS DE UM MATERIAL	28
3.1	MODELAGEM NUMÉRICA	30
3.2	AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA PERMEABILIDADE DO REVESTIMENTO DO TÚNEL NA PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NO MACIÇO – TALUDE T3.1	31
3.2.1	GEOMETRIA DO MODELO	31
3.2.2	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO 32	
3.2.3	REVESTIMENTOS E DRENOS RADIAIS	35
3.2.4	RESULTADOS DO TALUDE T3.1	35
3.3	A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA POSIÇÃO DO TÚNEL E DOS DRENOS RADIAIS NA PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NO MACIÇO - TALUDE T3.2.....	44
3.3.1	GEOMETRIA DO MODELO	44
3.3.2	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO 45	
3.3.3	POSIÇÕES DO TÚNEL DE DRENAGEM.....	47
3.3.4	DRENOS RADIAIS	48
3.3.5	RESULTADOS DO TALUDE T3.2	48

3.4 A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA POSIÇÃO DO TÚNEL E DOS DRENOS RADIAIS NA ESTABILIDADE DE TALUDES – TALUDE T3.3	55
3.4.1 GEOMETRIA DO MODELO E GEOMORFOLOGIA DO DESLIZAMENTO	55
3.4.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO 57	
3.4.3 DRENOS RADIAIS	57
3.4.4 POSIÇÕES DO TÚNEL DE DRENAGEM.....	58
3.4.5 RESULTADOS DO TALUDE T3.3	59
3.5 CONCLUSÕES DAS ANÁLISES DOS TALUDES T3.1, T3.2 E T3.3	64
4 EFEITOS DE TÚNEIS DE DRENAGEM NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE NATURAL INSPIRADO NO CASO DA RODOVIA DOS IMIGRANTES, VIADUTO VA-19, BRASIL.....	66
4.1 SIMPLIFICAÇÕES E ALTERAÇÕES NO MODELO	66
4.2 ESTUDO DE UM TALUDE COMPOSTO DE DOIS MATERIAIS - TALUDE T4.1 ..	70
4.2.1 GEOMETRIA DO MODELO	70
4.2.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	70
4.2.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO	71
4.2.4 DADOS DOS MATERIAIS	75
4.2.5 MODOS DE RUPTURA	75
4.2.6 POSIÇÕES DOS TÚNEIS E DRENOS RADIAIS.....	76
4.2.7 RESULTADOS DO TALUDE T4.1	78
4.3 ESTUDO DE UM TALUDE COMPOSTO DE TRÊS MATERIAIS - TALUDE T4.2..	84
4.3.1 GEOMETRIA DO MODELO	84
4.3.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	85
4.3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO	85
4.3.4 DADOS DOS MATERIAIS	88
4.3.5 MODOS DE RUPTURA	88
4.3.6 POSIÇÕES DOS TÚNEIS E DRENOS RADIAIS.....	89
4.3.7 RESULTADOS DO TALUDE T4.2	90
4.4 CONCLUSÕES DAS ANÁLISES DOS TALUDES T4.1 E T4.2.....	94
5 EFEITOS DE TÚNEIS DE DRENAGEM NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE ROCHOSO COM UMA JUNTA BIPLANAR INSPIRADO NO CASO DE VAJONT, ITÁLIA – TALUDE T5	95

5.1 GEOMETRIA DO MODELO	97
5.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	99
5.3 DADOS DOS MATERIAIS	104
5.4 SIMULAÇÃO DA RUPTURA DA JUNTA E INSTALAÇÃO DE TÚNEIS DE DRENAGEM	106
6 CONCLUSÕES.....	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
A. CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO	124
A.1. CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO.....	124
A.2. APLICANDO AS CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO.....	127
B. RESULTADOS DO CAPÍTULO 3.....	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Parâmetros do material que compõe os taludes do Capítulo 3	30
Tabela 3.2 - Casos analisados, variações de revestimento do túnel, número e comprimento de drenos (T3.1)	36
Tabela 3.3 – Significados das legendas dos casos estudados.....	37
Tabela 3.4 - Vazões calculadas nos sistemas drenantes (T3.1).....	43
Tabela 3.5 - Resultados de fator de segurança (T3.3)	60
Tabela 4.1 - Parâmetros do solo residual e da rocha biotita gnaisse muito alterada	75
Tabela 4.2 - Resultados de fator de segurança para todos os casos estudados (T4.1)	78
Tabela 4.3 - Parâmetros do solo residual, da rocha biotita gnaisse muito alterada e do solo de alteração	88
Tabela 4.4 - Resultados de fator de segurança para todos os casos estudados (T4.2)	90
Tabela 5.1 - Parâmetros da rocha calcária intacta e da rocha fraturada estratificada	106
Tabela B.1 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1A (T3.2).....	133
Tabela B.2 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1B (T3.2)	133
Tabela B.3 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1C (T3.2)	134
Tabela B.4 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1D (T3.2).....	134
Tabela B.5 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2A (T3.2).....	135
Tabela B.6 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2B (T3.2)	135
Tabela B.7 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2C (T3.2)	136
Tabela B.8 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2D (T3.2).....	136

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Esquema de técnicas para abordar uma instabilidade de taludes	4
Figura 2.1 - Exemplos de soluções em drenagem para estabilização de taludes (modificado de Wyllie e Mah, 2004).....	8
Figura 2.2 – Relação entre a posição do nível d’água e os deslocamentos horizontais medidos na superfície do talude (modificado de Terzaghi, 1960).....	9
Figura 2.3 – Foto da região de <i>Devil’s Slide</i> (modificado de Wagner, 2016).....	12
Figura 2.4 – Foto dos emboques e mapa geral do túnel <i>by-pass</i> em <i>Devil’s Slide</i> (modificado de Wagner, 2016)	13
Figura 2.5 – Situação da região da ruptura - Túnel <i>Chambon</i> (modificado de Deffayet, 2016)	14
Figura 2.6 – Esquema da ruptura do talude e do túnel – Túnel <i>Chambon</i> (modificado de Deffayet, 2016).....	14
Figura 2.7 – Esquema de alternativas de solução - Túnel <i>Chambon</i> (modificado de Deffayet, 2016).....	15
Figura 2.8 – Vista aérea de trecho da autopista Régis Bittencourt (Arteris, 2015).....	16
Figura 2.9 – Emboque do túnel 4 do projeto de duplicação da autopista Régis Bittencourt em abril de 2017, em construção (Fonte: próprio autor).....	16
Figura 2.10 - Imagem de satélite do município de Fredonia, Colombia (Fonte: Google Earth)	17
Figura 2.11 - Interior de uma das galerias de drenagem instaladas no Monte Combia	18
Figura 2.12 - Seção transversal e perfil geológico da área do túnel de drenagem no Projeto <i>Egnatia Odos</i> (modificado de Fikiris <i>et al.</i> , 1999).....	19
Figura 2.13 – Seção transversal dos túneis de drenagem implementada na Rodovia dos Imigrantes (A. H. Teixeira Consultoria e Projetos em Bastos, 2006)	21
Figura 2.14 – Planta geral das galerias de drenagem e curvas de nível – Rodovia dos Imigrantes (Figueiredo Ferraz, 2001).....	22
Figura 2.15 – Detalhe da planta geral das galerias de drenagem e curvas de nível - Rodovia dos Imigrantes (Vecttor Projetos em Bastos 2006)	23
Figura 2.16 – Posição do túnel, drenos radiais e seção transversal do túnel de drenagem do caso de Campo Vallemaggia (Eberhardt <i>et al.</i> , 2006).....	25
Figura 2.17 – Perfil geológico onde foram construídos dois túneis rodoviários do Projeto <i>Egnatia Odos</i> (modificado de Grasso, 2016b)	25
Figura 2.18 – Plastificação do maciço ao longo da escavação de túneis rodoviários indicado pelo programa FLAC - Projeto <i>Egnatia Odos</i> (modificado de Grasso, 2016b).....	27
Figura 3.1 - Geometria do talude e posição do túnel (T3.1)	32
Figura 3.2 - Malha de elementos finitos aplicada ao talude com túnel com cinco drenos radiais de 10 m (T3.1).....	33
Figura 3.3 - Detalhe da malha de elementos finitos aplicada ao revestimento do túnel (T3.1).....	33
Figura 3.4 - Condições de contorno de fluxo (T3.1).....	34
Figura 3.5 - Condição inicial do nível d’água (T3.1).....	34
Figura 3.6 - Disposição dos ângulos associados às poropressões nos contornos do túnel.....	38
Figura 3.7 - Contornos de poropressão de raio 2 m para os casos B, C, D, E e F (T3.1)	38
Figura 3.8 - Contornos de poropressão de raio 4 m para os casos B, C, D, E e F (T3.1)	39
Figura 3.9 - Contornos de poropressão de raio 12 m para os casos B, C, D, E e F (T3.1)	40
Figura 3.10 - Contornos de poropressão de raio 2 m para os casos B, G, H, I e J (T3.1).....	40
Figura 3.11 - Contornos de poropressão de raio 4 m para os casos B, G, H, I e J (T3.1).....	41
Figura 3.12 - Contornos de poropressão de raio 12 m para os casos B, G, H, I e J (T3.1).....	41

Figura 3.13 – (a) Níveis d’água para os casos A, B, C, D, E, F (b) Níveis d’água para os casos A, B, G, H, I e J (T3.1).....	42
Figura 3.14 – Geometria (T3.2)	44
Figura 3.15 - Malha de elementos finitos aplicada ao talude com túnel com cinco drenos de 20 m (T3.2).....	45
Figura 3.16 – Condições de contorno de fluxo (T3.2)	46
Figura 3.17 - Nível d’água inicial (T3.2)	46
Figura 3.18 - Posições dos túneis de drenagem (T3.2)	47
Figura 3.19 - Disposição dos drenos radiais (T3.2)	48
Figura 3.20 - Contornos de poropressão no raio 2 m em todas as posições de túnel sem drenos (T3.2).....	49
Figura 3.21 - Contornos de poropressão no raio 4 m em todas as posições de túnel sem drenos (T3.2).....	50
Figura 3.22 - Contornos de poropressão no raio 12 m em todas as posições de túnel sem drenos (T3.2)	50
Figura 3.23 - Contornos de poropressão no raio 2 m para todos os casos da posição 2A (T3.2)	51
Figura 3.24 - Contornos de poropressão no raio 4 m para todos os casos da posição 2A (T3.2)	51
Figura 3.25 - Contornos de poropressão no raio 12 m para todos os casos da posição 2A (T3.2).....	52
Figura 3.26 - Níveis d’água atingidos por túneis sem drenos radiais nas posições 1A, 1B, 1C e 1D (T3.2).....	53
Figura 3.27 - Níveis d’água atingidos por túneis sem drenos radiais nas posições 2A, 2B, 2C e 2D (T3.2).....	54
Figura 3.28 - Níveis d’água atingidos pelo túnel na posição 2A com diversas configurações de drenos radiais (T3.2)	54
Figura 3.29 - Níveis d’água atingidos pelo túnel na posição 2A com diversas configurações de drenos radiais de 50 m (T3.2).....	55
Figura 3.30 - Geometria (T3.3)	56
Figura 3.31 - Cunha de ruptura global do talude de 500 m de altura na condição inicial. Representação das deformações cisalhantes máximas e dos vetores de deslocamento (T3.3)	57
Figura 3.32 – Malha de elementos finitos e condições de contorno de fluxo (T3.3).....	58
Figura 3.33 - Disposição dos drenos radiais (T3.3)	58
Figura 3.34 - Posições dos túneis de drenagem (T3.3)	59
Figura 3.35 – Posições dos túneis de drenagem em relação à zona de cisalhamento (T3.3) ...	61
Figura 3.36 - Poropressão abaixo da superfície de ruptura em todos os casos sem drenos (T3.3).....	63
Figura 3.37 - Poropressão abaixo da superfície de ruptura para túnel na posição 2A (T3.3) ..	63
Figura 4.1 – Rodovia dos Imigrantes viaduto VA-19 Seção 2 (Vecter Projetos, citado por Bastos, 2008).....	68
Figura 4.2 – Foto interna do túnel de drenagem, podendo ser observados o formato da seção transversal do túnel e a água drenada por meio de drenos radiais (Figueiredo Ferraz, 2009) .	69
Figura 4.3 - Foto interna do túnel de drenagem mostrando detalhe dos drenos radiais (Figueiredo Ferraz, 2009).....	69
Figura 4.4 – Geometria (T4.1)	70
Figura 4.5 - Condições de contorno de restrição de movimento (T4.1).....	71
Figura 4.6 - Condições de contorno de fluxo iniciais e posições dos piezômetros (T4.1).....	73
Figura 4.7 - Condições de contorno de fluxo com túnel escavado (T4.1)	74
Figura 4.8 - Ruptura em cunha circular (T4.1)	76

Figura 4.9 - Ruptura ao longo da interface entre solo residual e rocha (T4.1)	76
Figura 4.10 - Posições dos túneis de drenagem (a) sem drenos radiais e (b) com um dreno radial nos túneis em rocha biotita gnaisse (T4.1).....	77
Figura 4.11 - Poropressão na interface entre solo residual e rocha - túneis sem drenos (T4.1)	80
Figura 4.12 - Níveis d'água para todas as posições de túneis sem drenos (T4.1).....	81
Figura 4.13 - Poropressão na interface entre solo residual e rocha - túneis com um dreno (T4.1).....	82
Figura 4.14 - Níveis d'água para as posições de túneis contendo um dreno radial (T4.1)	82
Figura 4.15 - Níveis d'água inicial e para as posições de túneis A, B, D e D com dreno (T4.1)	83
Figura 4.16 - Poropressão na interface entre solo residual e rocha - túnel nas posições B e D (T4.1).....	83
Figura 4.17 - Geometria (T4.2)	84
Figura 4.18 - Condições de contorno de restrição de movimento (T4.2).....	85
Figura 4.19 - Condições de contorno de fluxo iniciais (T4.2)	86
Figura 4.20 - Condições de contorno de fluxo com túnel de drenagem (T4.2)	87
Figura 4.21 - Posições dos túneis de drenagem (a) sem drenos radiais e (b) com um dreno radial nos túneis em rocha biotita gnaisse (T4.2).....	89
Figura 4.22 - Poropressão na interface entre solo de alteração e rocha - Túneis sem drenos (T4.2).....	92
Figura 4.23 - Níveis d'água para todas as posições de túneis sem drenos (T4.2).....	92
Figura 4.24 - Níveis d'água para as posições de túneis contendo um dreno (T4.2).....	93
Figura 4.25 - Poropressão na interface entre solo de alteração e rocha - Túneis com um dreno (T4.2).....	93
Figura 5.1 - Gráfico de tempo <i>versus</i> precipitação, nível do reservatório, deslocamentos e nível d'água em um piezômetro (modificado de Müller em 1964, citado por Müller-Salzburg, 1986).....	96
Figura 5.2 - Seção de norte (Monte Salta) a sul (Monte Toc) mostrando a sinclinal, o vale de Vajont e a posição do deslizamento (modificado de Semenza and Ghirotti, 2000).....	97
Figura 5.3 - Seção representativa do deslizamento (modificado de Hendron & Patton, 1985).....	98
Figura 5.4 - Seção 5, geometria inicial simplificada (modificado de Alonso & Pinyol, 2010).....	98
Figura 5.5 – Geometria do modelo simplificado (T5)	99
Figura 5.6 - Condições de contorno de movimento e carga de água do reservatório quando este está na cota de 710 m (T5)	101
Figura 5.7 - Condições de contorno de fluxo para a análise de fluxo permanente (exemplo do caso de reservatório na cota 710 m) (T5)	102
Figura 5.8 - Condições de contorno de fluxo para a análise de fluxo transiente e função que descreve a elevação da cota do reservatório ao longo do tempo (T5).....	103
Figura 5.9 - Conversão dos parâmetros de Hoek-Brown para Mohr-Coulomb, extraídos do RocData para a rocha fraturada estratificada (T5)	104
Figura 5.10 - Deformações cisalhantes máximas e setas de deslocamento total indicando ruptura do talude no estado inicial com nível d'água na cota de 580 m (representado pela linha rosa) (T5).....	107
Figura 5.11 - Deslocamentos totais indicando ruptura do talude no estado inicial com nível d'água na cota de 580 m (representado pela linha rosa) (T5)	107
Figura 5.12 - FS x Nível d'água do reservatório. Análises não acopladas em regime estacionário e transiente considerando efeitos de sucção (T5)	108
Figura 5.13 – Pontos próximos à junta em que foram calculadas as poropressões (T5)	109

Figura 5.14 - Poropressão na porção inferior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente considerando a sucção (T5)	110
Figura 5.15 - Poropressão na porção superior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente considerando a sucção (T5)	110
Figura 5.16 - FS x Nível D'água do reservatório. Análises não acopladas em regime estacionário e transiente desconsiderando efeitos de sucção (T5)	112
Figura 5.17 - Poropressão na porção inferior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente desconsiderando a sucção (T5).....	113
Figura 5.18 - Poropressão na porção superior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente desconsiderando a sucção (T5).....	113
Figura 5.19 - FS x Pressão adicional no interior da junta. Análise no regime transiente para reservatório na cota 710 m (T5)	114
Figura 5.20 – Posições de instalação dos túneis de drenagem no talude hipotético com nível d'água ilustrado na cota de 580 m referente ao estado inicial do reservatório (T5)	115
Figura 5.21 - FS x Cota do nível d'água do reservatório. Análises em regime transiente com carga adicional no interior da junta e desconsiderando os efeitos da sucção. Avaliação da inserção do sistema de drenagem profunda (T5)	117
Figura 5.22 – Poropressão na porção inferior da junta para avaliação dos efeitos dos túneis, desconsiderando os efeitos da sucção (T5)	117
Figura A.1 – Caixa de edição das condições de contorno de fluxo no RS ²	127
Figura B.1 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1A (T3.2)	128
Figura B.2 - Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1B (T3.2).	129
Figura B.3 - Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1C (T3.2).	129
Figura B.4 - Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1D (T3.2).	130
Figura B.5 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2A (T3.2)	130
Figura B.6 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2B (T3.2)	131
Figura B.7 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2C (T3.2)	131
Figura B.8 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2D (T3.2)	132

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

c'	Coesão efetiva do critério de ruptura de Mohr-Coulomb
D_i	Fator de perturbação do maciço rochoso devido ao impacto da detonação durante a escavação
E	Módulo de Young
FS	Fator de Segurança
$FS_{\text{TRANSIENTE}}$	Fator de Segurança considerando regime de fluxo transiente
$FS_{\text{ESTACIONÁRIO}}$	Fator de Segurança considerando regime de fluxo estacionário
G	Módulo Cisalhante
GSI	<i>Geological Strength Index</i> (Índice de Resistência Geológica)
h	Abertura ou espessura da junta
k	Coefficiente de Permeabilidade
k_n	Rigidez Normal
k_s	Rigidez Cisalhante
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método do Equilíbrio Limite
m_i	Parâmetro de resistência da rocha intacta de Hoek
NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i>
SSR	<i>Shear Strength Reduction</i>
u	Poropressão
ν	Coefficiente de Poisson
σ	Tensões totais
σ'	Tensões efetivas
τ	Resistência ao cisalhamento do critério de ruptura de Mohr-Coulomb
φ'	Ângulo de atrito efetivo do critério de ruptura de Mohr-Coulomb

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos de taludes podem atingir áreas de ocupação urbana, reservatórios de barragens, minas e vias de transporte, podendo acarretar graves consequências econômicas; danos a vidas humanas, além de severos impactos ambientais. Uma grande ruptura de talude sobre uma rodovia, por exemplo, além da possibilidade de atingir pessoas e interromper o tráfego, pode gerar elevados custos de restauração da via, podendo inviabilizar o seu reparo. Em outro cenário, uma ruptura que atinja o leito de um reservatório de barragem pode gerar bloqueio do canal e galgamento, podendo acarretar ruptura da barragem e alagamento das regiões a jusante.

Os deslizamentos de encostas próximos a regiões de vulnerabilidade podem ser abordados de duas maneiras: mitigando as consequências de rupturas ou reduzindo a probabilidade de que os deslizamentos ocorram. A mitigação das consequências não atua na estabilização da encosta, mas utiliza artifícios para que, ocorrendo a ruptura, esta não atinja regiões vulneráveis. Já a redução da probabilidade de ruptura de uma encosta é feita aplicando soluções que busquem a estabilização da encosta.

Por exemplo, para redução das consequências de um deslizamento que atinja uma rodovia, podem ser aplicadas estruturas como abrigos e barreiras de impacto, mas caso estas não sejam suficientes, pode ser feita alteração do traçado da rodovia para um trecho em túnel *by-pass* que evite a zona instável (Grasso, 2016a). Neste caso, o túnel inibe os efeitos da ruptura sobre a rodovia, mas não evita que o deslizamento ocorra. Neste contexto, serão apresentados casos históricos de alteração do traçado da via como forma ilustrativa da aplicação deste tipo de solução para trajetos que sofram com instabilidade de encostas.

Para redução da probabilidade de ruptura de um talude, geralmente são aplicadas soluções estabilizadoras, como estruturas de contenção e de drenagem. Segundo Grasso (2016a), entre os deslizamentos de taludes por ele estudados, boa parte deles sofreu com os efeitos da água no maciço, pois, basicamente, ao saturar um maciço a água atua de três formas: aumenta o peso específico do material, gerando sobrecarga; degrada as propriedades do material ao longo do tempo, processo chamado de *aging* e reduz as tensões efetivas conforme aumentam as poropressões no maciço.

Considerando importantes os efeitos da água no comportamento de taludes, para buscar a estabilização das encostas, as soluções comumente utilizadas para drenar a água e evitar que esta sature o maciço são os drenos horizontais profundos e a impermeabilização da crista do

talude. Contudo, para taludes de grande altura com rupturas profundas e de grande volume, as soluções citadas podem não ser suficientes, surgindo a necessidade da aplicação de técnicas de estabilização mais robustas, como túneis de drenagem.

Os túneis e galerias de drenagem atuam como drenos profundos com elevada capacidade de captação de água em um maciço de grande volume. A aplicação de túneis drenantes como solução estabilizadora de grandes encostas acontece quando as soluções convencionais não são capazes de mitigar os riscos de rupturas.

Então, da ocorrência de túneis em taludes, além de servir como via de transporte, os túneis podem influenciar deslizamentos e suas consequências. Os túneis *by-pass* são exemplos de soluções para redução das consequências de rupturas sobre estruturas viárias, enquanto os túneis de drenagem atuam como soluções estabilizadoras em taludes. Porém, existem casos históricos de túneis viários que agravaram rupturas de encostas em razão da plastificação do maciço e dos deslocamentos induzidos.

Além disso, túneis viários podem ser capazes de captar água do maciço para o seu interior, a depender do revestimento e suporte instalado, atuando como túneis drenantes de forma secundária. Assim, investigações e simulações numéricas são importantes ferramentas para identificação de possíveis superfícies de ruptura do talude e estudo de posições seguras para túneis, levando em consideração as condições de percolação no maciço.

Assim, a aplicação de túneis em taludes sugere um estudo cauteloso para compreender a interação entre a estrutura subterrânea e o talude. Um túnel de drenagem pode ser benéfico para a estabilidade do talude, já que atua diretamente em uma típica causa de deslizamento, a presença de água no maciço. Contudo, a depender da localização do túnel, este pode favorecer um deslizamento. Então, é importante analisar detalhadamente as condições de estabilidade e de percolação de água do talude para conseguir mitigar os riscos e aplicar soluções que proporcionem convivência segura com a instabilidade.

O presente trabalho apresenta a aplicação de túneis em taludes a partir de casos históricos de túneis como elemento de desvio do traçado original de uma via que passe por regiões de instabilidade e, principalmente, casos de túneis usados como elemento estabilizador. A partir dos casos históricos, foram feitas simulações numéricas visando estudar os efeitos de túneis drenantes na estabilidade de taludes e na percolação de água nos mesmos.

1.1 MOTIVAÇÃO

A instabilidade de taludes pode ter como causa ou agravante a presença de água no maciço, dado que a poropressão afeta a resistência e a rigidez do material (Goodman *et al.*, 1968), gera sobrecarga e o fluxo pode gerar forças de percolação desfavoráveis. A partir do estudo de casos históricos, é possível perceber que a aplicação de túneis de drenagem como solução para taludes instáveis atinge bons resultados como prevenção de possíveis deslizamentos e mesmo de paralisação do movimento de grandes volumes de maciço em ruptura (Terzaghi, 1960; Bertola, 1997; Fikiris *et al.*, 1999; Wolle *et al.*, 2004; Deffayet, 2016; Grasso, 2016b; e Wagner, 2016). Contudo, a interação entre taludes e túneis de drenagem é um aspecto pouco explorado no estado-da-prática da engenharia nacional, demandando a complementação da compreensão dos efeitos de túneis e galerias de drenagem no fenômeno do deslizamento de taludes.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é estudar e entender os efeitos de túneis drenantes aplicados como solução para estabilização de taludes a partir de simulações numéricas e revisão de casos históricos.

Os objetivos específicos visam entender como o posicionamento, o revestimento e a configuração de drenos radiais de túneis drenantes afetam o comportamento de taludes, analisando a sua estabilidade, as poropressões no maciço, nível do lençol freático e vazão captada pelo sistema de drenagem.

1.3 METODOLOGIA

A partir da revisão de casos históricos, os casos de grandes rupturas geralmente apresentam a pressão de água como causa da instabilidade, seja em solo, rocha ou em deslizamentos ao longo da interface entre materiais. Desta forma, estabilizações usando drenagem profunda ganham destaque, pois atuam no alívio das poropressões.

No caso de deslizamentos rasos desencadeados por pressão de água, as soluções mais utilizadas na prática são os drenos horizontais profundos aliados à selagem da crista do talude e de eventuais trincas. Contudo, para deslizamentos mais profundos em taludes de maior altura nem sempre estas soluções são interessantes, dado o impacto ambiental causado, a capacidade de drenagem e as dificuldades construtivas e de manutenção. Assim, os túneis e galerias de drenagem são soluções de maior capacidade hidráulica, manutenção mais acessível pelo interior

do túnel, impactos ambientais praticamente limitados às regiões dos emboques, possibilidade de interceptar um grande número de descontinuidades e de implantação de drenos em locais profundos e especificamente críticos. A Fig. 1.1 apresenta um esquema das técnicas, em sua maioria sugeridas por GeoRio (2000) e Bastos (2006), para abordar uma instabilidade de taludes próxima a uma região vulnerável.

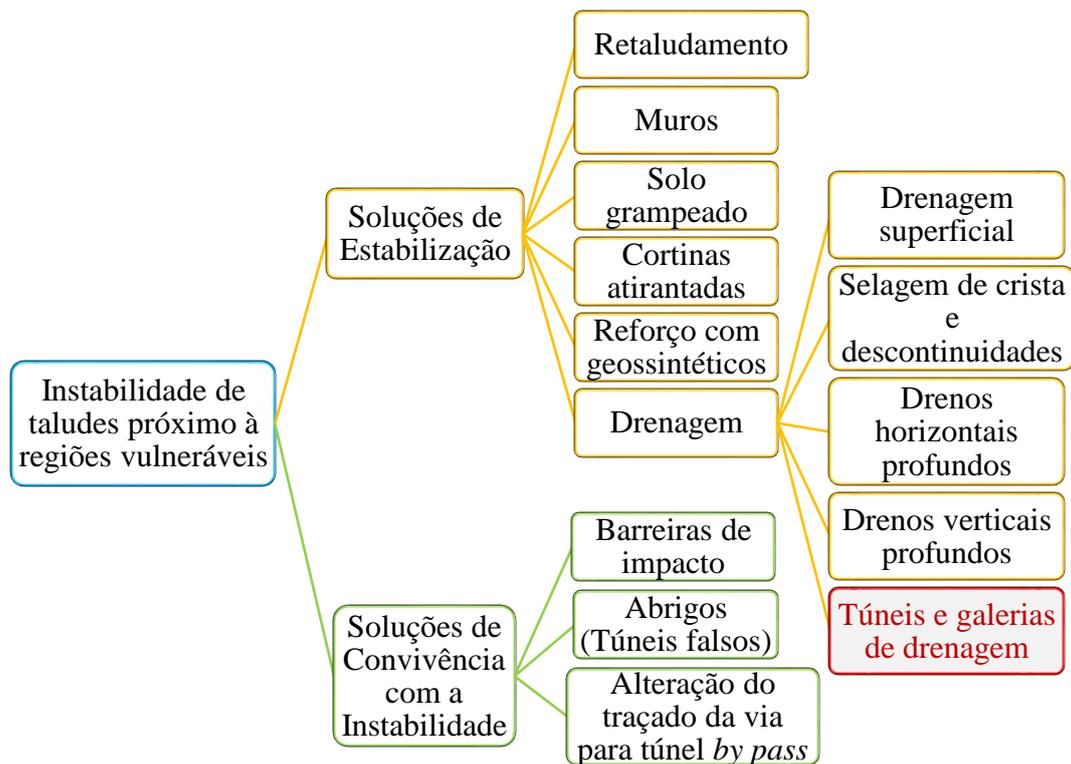


Figura 1.1 - Esquema de técnicas para abordar uma instabilidade de taludes

Para compreender os efeitos da aplicação de soluções em túneis para instabilidade de taludes, é necessário primeiramente buscar entender de que maneira este tipo de solução tem sido utilizada na prática a partir de uma revisão de casos históricos. Serão apresentados casos de túneis de drenagem empregados na estabilização de maciços, casos de túneis *by-pass* construídos para evitar o traçado original por algum motivo e um caso em que o túnel viário comprometeu a estabilidade de um talude.

Com os casos históricos, foram destacadas geomorfologias típicas dos deslizamentos, posicionamentos dos túneis, parâmetros dos materiais, geometria do talude, nível d'água, seção do túnel e elementos drenantes. A partir disso, foram realizadas simulações numéricas

paramétricas em taludes hipotéticos com o objetivo de entender como são dados os efeitos da implantação de túneis drenantes na percolação e estabilidade de taludes.

Nos estudos paramétricos, foram aplicados diferentes perfis geológicos onde a posição do túnel é variada de acordo com o perfil do talude e localização da superfície de ruptura. Em geral, casos históricos apresentam grandes deslizamentos na interface entre um maciço rochoso pouco intemperizado e um mais intemperizado ou no contato entre solo e rocha. Em sua maioria, túneis de drenagem são implementados abaixo da superfície de ruptura em um material mais competente, mas também foram simuladas diferentes profundidades e distâncias do pé do talude.

Foram avaliados os efeitos causados pela variação da permeabilidade de revestimentos na poropressão no maciço. Drenos radiais foram instalados ao longo do túnel, adentrando ou não a massa deslizante, dado que tendem a reduzir a distância de drenagem e o tempo de rebaixamento do lençol freático. Os drenos devem buscar a diminuição da poropressão em zonas onde esta pode ser prejudicial, como na interface entre solo e rocha e descontinuidades, então o estudo também conta com uma análise paramétrica da posição de drenos radiais em relação a uma interface e sua eficiência.

As simulações numéricas foram efetuadas em duas dimensões no programa de elementos finitos RS²® versão 9.0 da RocScience. O programa é apropriado para estudo de maciços compostos de rocha e solo, comportando elemento de junta entre materiais, estruturas de reforço, sistemas de drenagem e análise de fluxo e estabilidade acoplada e não acoplada.

O resultado esperado é a compreensão dos efeitos de um túnel de drenagem sobre um talude, como variação das poropressões e forças de percolação, indução da movimentação do maciço, alteração no nível freático e alteração do fator de segurança do maciço. Também pelos estudos de casos e análises paramétricas, serão verificadas posições do túnel em relação à superfície de deslizamento que possam ser mais eficientes quanto aos aspectos de estabilização.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para um bom entendimento do comportamento de taludes dada a instalação dos túneis de drenagem, o estudo paramétrico foi conduzido de forma a começar com problemas mais simples e adicionar gradualmente variações no maciço. Assim, a dissertação foi separada em seis capítulos: introdução, interação entre túneis e taludes, três capítulos de simulações numéricas e, por fim, as conclusões.

O Capítulo 1, introdução, apresenta uma contextualização do assunto tratado na dissertação e conta com a apresentação da motivação da pesquisa, dos objetivos buscados e da metodologia aplicada.

O Capítulo 2, interação entre túneis e taludes, aborda as fundamentações teóricas e casos históricos que auxiliam no entendimento das análises apresentadas posteriormente.

No Capítulo 3, a partir de simulações numéricas, foi estudada a influência de túneis drenantes na percolação e estabilização de taludes compostos de um material único e homogêneo.

No Capítulo 4, os efeitos dos túneis drenantes foram estudados em taludes compostos por dois e três materiais, sendo o último com a propriedade de permeabilidade invertida. Neste capítulo, os taludes foram inspirados no caso da Rodovia dos Imigrantes, onde houve estabilização da encosta próxima ao viaduto VA-19 com túneis de drenagem profunda.

No Capítulo 5, foram analisadas as consequências da aplicação de um sistema de túneis de drenagem para estabilização de um talude rochoso onde um grande volume de maciço desliza ao longo de uma junta de argila. A geometria deste modelo foi inspirada no caso da ruptura de Vajont, na Itália.

O Capítulo 6, conclusões, apresenta colocações finais e um breve resumo do que foi aprendido ao longo desta pesquisa, assim como sugestões para trabalhos futuros.

O Apêndice A contém a descrição e explicação de como aplicar as condições de contorno de fluxo nas análises usando o programa RS², o que pode auxiliar futuros usuários. O Apêndice B, apresenta os resultados complementares obtidos no Capítulo 3.

2 INTERAÇÃO ENTRE TÚNEIS E TALUDES

O estudo de estabilidade de taludes é primordial para prevenção de rupturas que causem perdas econômicas, ambientais, sociais e de vidas humanas. Deslizamentos de encostas podem afetar infraestruturas urbanas de forma severa, gerando paralisação de uma via de transporte, obstrução de um reservatório de barragem ou invasão de áreas urbanas.

Deslizamentos de taludes ocorrem devido à redução da resistência ao cisalhamento do material ou aumento das forças favoráveis à ruptura, ambos gerados por fatores como aumento das cargas aplicadas sobre o talude, aumento na poropressão, intemperismo e lixiviação. Para a maioria dos casos de ruptura de taludes, a água teve papel importante nos processos de redução da resistência e aumento da carga no talude, atuando de diferentes formas na instabilidade destas estruturas (Duncan & Wright, 2005).

Patton & Deere (1970) afirmam que a variação do nível d'água em resposta à uma precipitação varia para taludes em solo e em rocha, pois o maciço rochoso é menos permeável em geral. O aumento do nível d'água em maciços de solo pode ser dez vezes maior que o de maciços rochosos. Assim, a permeabilidade de um maciço é um fator importante na avaliação dos efeitos da água em suas condições de percolação e estabilidade.

Desta forma, a presença de água no maciço pode causar excesso significativo de poropressão, reduzindo as tensões efetivas e a resistência ao cisalhamento do material. Além disso, a presença de água aumenta o peso específico do maciço, atuando como sobrecarga, e degrada os parâmetros dos materiais ao longo do tempo. Estas alterações nos parâmetros do maciço podem induzir deslocamentos excessivos da encosta (Gedney & Weber Jr., 1978).

Para casos pontuais de deslizamentos de solo ou queda de pequenos blocos rochosos, são aplicadas barreiras de impacto ou abrigos. Em alguns casos, pode ser mais interessante alterar o traçado de uma via, fazendo-a passar por um túnel, evitando lidar com uma região instável. Contudo, a depender da magnitude da instabilidade, uma alteração de trajeto pode ser inviável e abrigos podem não ser eficazes, sendo necessárias soluções estabilizadoras.

Soluções estabilizadoras atuam no aumento das forças contrárias ao deslizamento ou da resistência ao cisalhamento do maciço, o que leva à estabilização ativa da encosta e à elevação do seu fator de segurança. Exemplos destas soluções são retaludamento, bermas de equilíbrio, muros, cortinas ancoradas, reforço com geossintéticos e drenagem (GeoRio, 2000). Soluções em drenagem agem diretamente no alívio da poropressão no maciço e da sobrecarga de água,

as principais causas do deslizamento de encostas, melhorando as condições de estabilidade do talude.

Como alternativas de drenagem existem os drenos horizontais profundos, selagem de crista e trinças, ponteiros drenantes, drenagem superficial e túneis de drenagem (Bastos, 2006). Algumas delas estão ilustradas na Fig. 2.1. Para os casos de deslizamentos profundos e de grande volume, são buscados os túneis de drenagem, por possuírem maior capacidade de drenagem, por manterem a face da encosta livre e por acarretarem manutenção por dentro do túnel. As demais soluções não seriam suficientes para estabilização ou seriam inviáveis de serem executadas, como é o caso dos drenos horizontais profundos, os quais demandariam um número elevado de drenos dispostos na face da encosta e manutenção mais complicada.

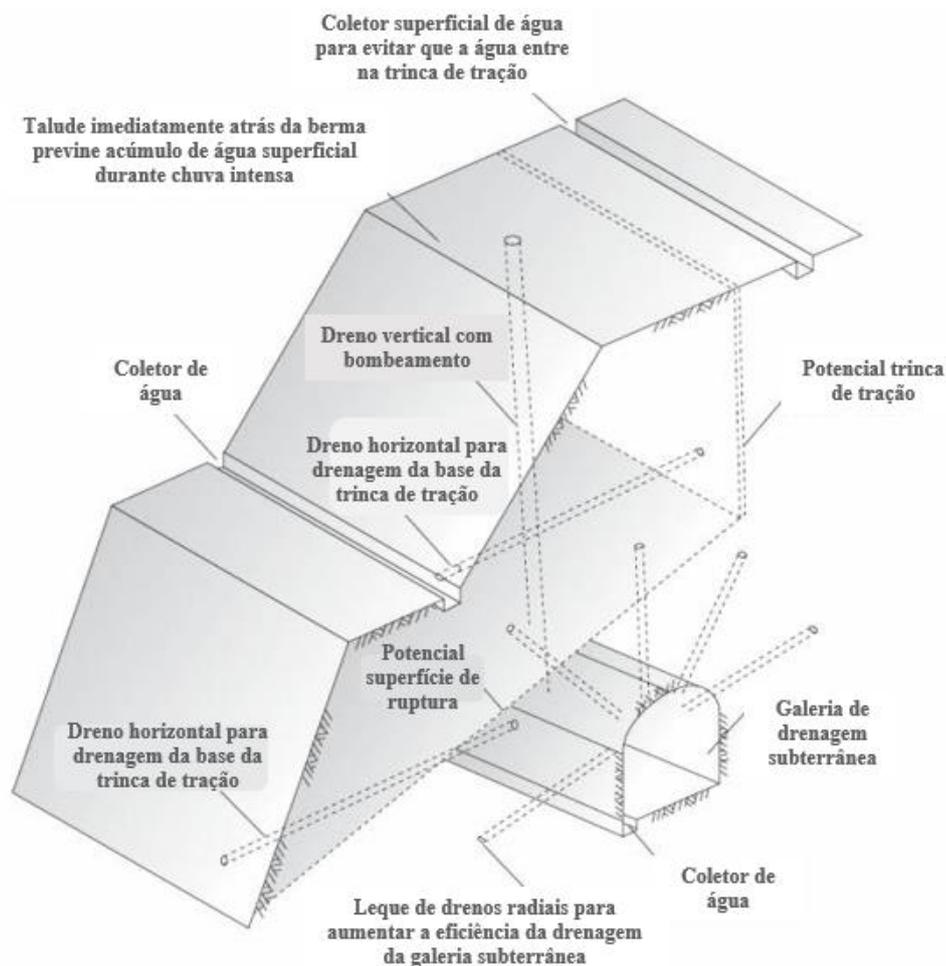


Figura 2.1 - Exemplos de soluções em drenagem para estabilização de taludes (modificado de Wyllie e Mah, 2004)

Terzaghi (1960) afirma que a maioria das rupturas de talude ocorre devido a um aumento da poropressão nos arredores da ruptura. O autor mostra um estudo de caso em que a aplicação de túneis de drenagem conseguiu, atuando diretamente na causa da ruptura, cessar completamente o movimento de uma grande massa de solo já rompida (Fig. 2.2).

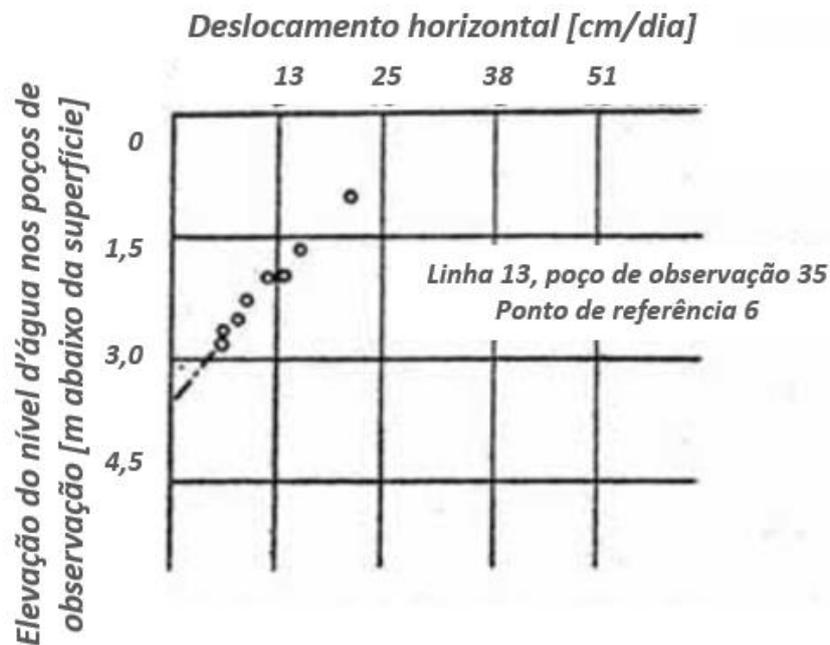


Figura 2.2 – Relação entre a posição do nível d'água e os deslocamentos horizontais medidos na superfície do talude (modificado de Terzaghi, 1960)

Por meio de outro estudo de caso, Grasso (2016a) aponta a relevância da utilização de métodos numéricos para entender a evolução de um fenômeno de instabilidade, assim como validar soluções de estabilização para implantações futuras. O autor apresenta um projeto localizado em Sochi, Rússia, onde três túneis paralelos (rodoviário, ferroviário e de serviço) seriam futuramente construídos em região de instabilidade com nível d'água ao nível do terreno.

No estudo, são realizadas simulações numéricas usando elementos finitos e diferenças finitas combinando diferentes níveis d'água e soluções de estabilização: um túnel de drenagem, *shafts* de drenagem e paredes diafragma. Os resultados mostram que as paredes diafragma atuam diminuindo os esforços impostos aos túneis viários, contudo, esta diminuição só é significativamente satisfatória quando ocorre rebaixamento do nível d'água. Isso mostra a importância da aplicação de drenagem profunda no aumento da estabilidade do talude.

Além disso, a metodologia de projeto aplicada na Rússia para projetar os túneis inseridos no maciço instável foi eficaz no sentido de buscar entender de forma mais completa possível o desenvolvimento da instabilidade no maciço, previamente à aplicação de soluções estabilizadoras (Grasso, 2016b). Desta forma, são reduzidas as possibilidades de ocorrência de eventos imprevistos de ruptura do maciço e são calculados os efeitos esperados das soluções de estabilização para servirem como parâmetros para as medições de instrumentação da obra de fato.

O método de implementação de túneis apresentada por Grasso (2016b) e a solução em túneis de drenagem para estabilização de encostas apresentada por Terzaghi (1960) mostram a importância do estudo do efeito de túneis na percolação e estabilidade de taludes, para melhorar aspectos de projeto e construção de túneis.

2.1 TÚNEIS E GALERIAS DE DRENAGEM

Os túneis e galerias de drenagem compõem a solução mais eficiente quando é buscada redução da poropressão em superfícies de ruptura profundas ou em maciços instáveis de grande volume (Peila, 2016a). Também podem ser aplicados para desvio de córregos superficiais que possam eventualmente erodir a base de uma possível superfície de ruptura.

Segundo Peila (2016a), a eficiência do sistema de drenagem depende não somente do rebaixamento do nível d'água, mas, principalmente, da redução das poropressões na superfície de ruptura. A redução das poropressões acarreta o aumento das tensões efetivas e, conseqüentemente, aumenta a resistência ao cisalhamento do material.

O sistema de drenagem começa a atuar imediatamente após a sua construção, reduzindo gradualmente as poropressões até que seja atingido o regime permanente. Neste aspecto, os drenos radiais são importantes agentes que alteram não só a distribuição de poropressões no maciço, mas também o tempo de rebaixamento do lençol freático (Farulla, 2004).

A escolha da posição de instalação dos túneis de drenagem em relação à superfície de ruptura é essencial para garantir a eficiência da solução estabilizadora. Os túneis de drenagem podem ser escavados abaixo da superfície de ruptura, geralmente em maciço rochoso competente, de forma que a drenagem aconteça pelas próprias paredes do túnel. Caso seja necessário, estas estruturas podem ter sua capacidade de drenagem acrescida com aplicação de drenos radiais escavados de dentro do túnel, sem intervir na superfície da encosta. Por serem estruturas subterrâneas, com exceção dos emboques, o impacto ambiental gerado é pequeno,

favorecendo sua aplicação em taludes naturais, principalmente os localizados em áreas de proteção ambiental (Peila, 2016b). Outra vantagem dos túneis de drenagem é a manutenção facilitada pela possibilidade de entrada de pessoas no túnel.

Contudo, existe dificuldade de aplicação deste tipo de solução por conta de seu elevado custo de construção. Porém, a viabilidade econômica desta solução deve ser avaliada agregando custos referentes ao risco de ruptura da encosta, uma vez que possa atingir infraestruturas urbanas e sítios ocupados por pessoas.

2.2 CASOS HISTÓRICOS DE INTERAÇÃO ENTRE TÚNEIS E TALUDES

Os túneis são alocados em encostas por diferentes motivos, dentre os quais estão listados alguns (Peila, 2016a):

- a) quando ocorre instabilidade de taludes na região lindeira da via e o trecho em superfície é alterado para um trecho em túnel, mitigando os riscos de pequenas rupturas;
- b) redução de impactos ambientais evitando trechos de vias em superfície;
- c) aplicação de drenagem profunda para estabilização da encosta e
- d) implementação de uma nova via, evitando traçados sinuosos em superfície.

Quando em regiões acidentadas, os projetos devem ser munidos de estudos mais detalhados em relação a possibilidades de ruptura do talude. A instalação de túneis em taludes pode ocasionar agravamento de rupturas no talude e ruptura do próprio túnel.

A seguir, são apresentados casos históricos que ilustram a interação entre túneis e taludes contemplando situações em que túneis foram aplicados como alteração de traçados viários, solução em drenagem profunda e um caso em que túneis agravaram a situação de estabilidade de uma encosta.

2.2.1 CASOS DE TÚNEIS COMO ALTERAÇÃO DE TRAÇADO DE UMA VIA

Os túneis podem ser uma alternativa para mudança no traçado de uma via a fim de evitar uma zona de instabilidade ou de proteção ambiental. Em alguns casos, o estabelecimento do traçado de uma via de superfície em determinada região pode ser tão oneroso a ponto de ser mais interessante realizar uma alteração de traçado com um túnel *by-pass*.

2.2.1.1 *DEVIL'S SLIDE*, ESTADOS UNIDOS

Devil's Slide é um cabo na Califórnia conhecido por sua paisagem paradisíaca, mas também pela frequência das rupturas de seus inclinados penhascos de rocha (Fig. 2.3). Uma estrada da região sofria com queda de blocos, porém, a estabilização deste maciço rochoso seria inviável dada altura da encosta e quantidade de blocos instáveis. Então, foi decidido pela implementação de uma solução, para a segurança dos usuários da rodovia, utilizando túnel *by-pass* (Fig. 2.4). Essa solução não prevê a estabilização da encosta, mas a substituição do trecho da rodovia vulnerável por um trecho em túnel, evitando que futuras rupturas atinjam a via.

Em 2005, foi iniciada a construção de dois túneis, cada um com fluxo unidirecional. A alteração do traçado, embora com a substituição de um trecho panorâmico por outro em túneis, eliminou os riscos de queda de blocos na via pela sua retirada do local vulnerável. Os túneis comportam passarelas de emergência dos dois lados e ventilação robusta. A construção dos túneis foi orçada em 272 milhões de dólares, enquanto o projeto completo custou 330 milhões de dólares, incluindo pontes, realinhamento de rodovias e custos operacionais.



Figura 2.3 – Foto da região de *Devil's Slide* (modificado de Wagner, 2016)



Figura 2.4 – Foto dos emboques e mapa geral do túnel *by-pass* em *Devil's Slide* (modificado de Wagner, 2016)

2.2.1.2 TÚNEL CHAMBON, FRANÇA

O túnel rodoviário *Chambon* apresentado por Deffayet (2016) possui 756 m de extensão e se situa nos Alpes Franceses, exatamente na zona de cisalhamento de um talude. O túnel foi entregue em 1935 após a construção de uma usina hidrelétrica na região e, quando o nível do reservatório foi elevado, teve início uma progressão de rupturas. Em 1979, um novo colapso local ocorreu, o que levou à implementação de reforço e instrumentação no túnel.

Em abril de 2015, ocorreu uma súbita aceleração do deslizamento. Eram 600 mil m³ de maciço rochoso instável, dos quais 400 mil romperam em julho de 2015 cisalhando o túnel (Fig. 2.5 e 2.6). Foram analisados os padrões de fratura observados nas paredes do túnel, que indicaram uma perfeita concordância com o movimento realizado pelo maciço rompido.

A estabilização a partir da recuperação do talude rompido foi descartada, dado que ainda havia deslizamentos ativos ocorrendo no talude. Assim, optou-se pela construção de um túnel *by-pass* longo contornando a zona instável, buscando evitar novos eventos de ruptura também em uma região de queda de blocos (Fig. 2.6 e 2.7). O novo túnel tem 963 m de comprimento e distância mínima da zona de cisalhamento de 62 m.

Este caso mostra que o nível d'água afeta fortemente a estabilidade de um talude. Para o túnel *Chambon*, onde a instabilidade estava presente antes mesmo da elevação do nível d'água da represa da usina, soluções de estabilização provavelmente gerariam maior custo do que a mudança de traçado do túnel.



Figura 2.5 – Situação da região da ruptura - Túnel *Chambon* (modificado de Deffayet, 2016)

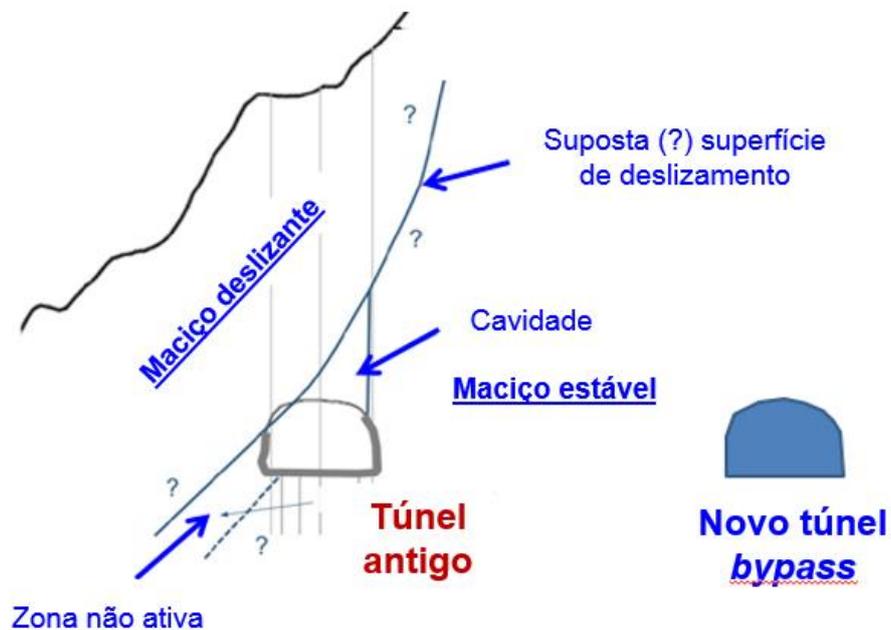


Figura 2.6 – Esquema da ruptura do talude e do túnel – Túnel *Chambon* (modificado de Deffayet, 2016)

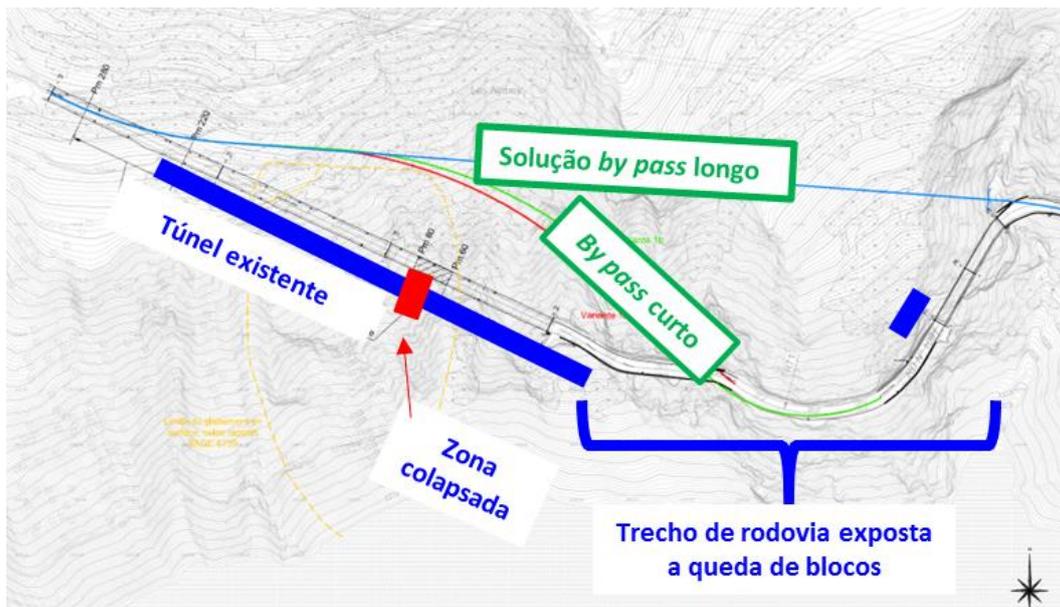


Figura 2.7 – Esquema de alternativas de solução - Túnel *Chambon* (modificado de Deffayet, 2016)

2.2.1.3 DUPLICAÇÃO DA AUTOPISTA RÉGIS BITTENCOURT, SERRA DO CAFEZAL, BRASIL

A duplicação do trecho de aproximadamente 13 km da Autopista Régis Bittencourt, que cruza a Serra do Cafezal, entre os municípios de Miracatu e Juitiba, no Estado de São Paulo, vem sendo executada desde 2010. As obras contam com quatro túneis e vinte novos viadutos.

A opção da duplicação com trechos em túneis se tornou vantajosa ao avaliar o impacto ambiental que seria causado por estes comparado com o de uma solução em cortes e aterros (Fig. 2.8). Com a implantação de quatro túneis, foi possível limitar a passagem em superfície da nova pista pelo Parque da Serra do Mar, onde existe a maior porção contínua de Mata Atlântica no Brasil. A duplicação do trecho totaliza 1.800 m de túneis construídos com o método NATM (Comitê Brasileiro de Túneis, 2015 e Arteris, 2015). A Fig. 2.9 apresenta o emboque de um túnel durante a construção em 2017.

Ao contrário dos casos anteriormente apresentados, a Régis Bittencourt aplicou uma solução que visava a redução de impactos negativos em uma área de preservação ambiental. Cada vez mais existe a preocupação em reduzir os danos no ecossistema e os túneis aparecem como uma solução viária interessante para estes casos.



Figura 2.8 – Vista aérea de trecho da autopista Régis Bittencourt (Arteris, 2015)



Figura 2.9 – Emboque do túnel 4 do projeto de duplicação da autopista Régis Bittencourt em abril de 2017, em construção (Fonte: próprio autor)

2.2.2 CASOS DE TÚNEIS COMO SOLUÇÃO EM DRENAGEM PROFUNDA

Sabendo que a maioria dos deslizamentos de taludes ocorre devido a aumentos excessivos de poropressão (Terzaghi, 1960; e Grasso, 2016a), soluções em túneis de drenagem aparecem como alternativas para estabilizações de grande porte.

2.2.2.1 FREDONIA, COLÔMBIA

O município de Fredonia está localizado ao sul do Departamento de Antioquia, Colômbia, e possui aproximadamente 23 mil habitantes. Fredonia conta com 247 km², onde a área urbana ocupa apenas 30 km² ao leste do monte Combia, em região próxima ao pé do talude (Berrio *et al.*, 2004), como indica a Fig. 2.10.



Figura 2.10 - Imagem de satélite do município de Fredonia, Colômbia (Fonte: Google Earth)

A cidade sofreu com grandes deslizamentos das encostas e quedas de blocos causando acidentes ao longo de sua história, desde 1941. Em 1989, a empresa Sanear apresentou um relatório técnico de avaliação dos riscos naturais no Município de Fredonia.

Estudos da geologia estrutural da região do Monte Combia mostraram que o maciço apresentava alto grau de fraturamento rochoso. Do relatório da Sanear (1989), analisando o interior das galerias de drenagem foi possível visualizar a rocha, como mostra a Fig. 2.11, e foi constatado que o fluxo de água acontecia através das fraturas, já que a permeabilidade primária

do material era muito baixa. A depender da direção do mergulho das discontinuidades, muitas delas eram favoráveis para o deslizamento sobre o Município de Fredonia.

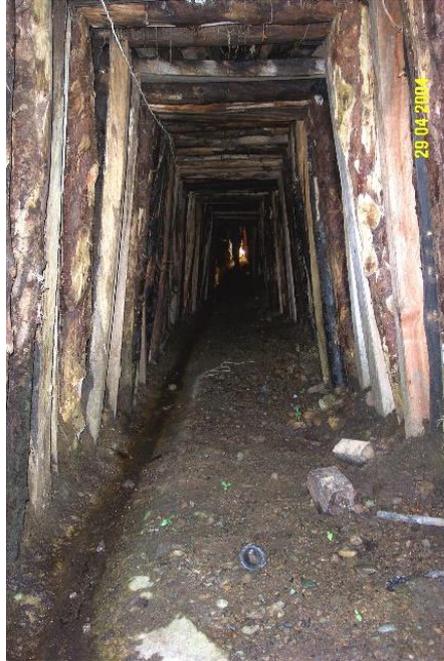


Figura 2.11 - Interior de uma das galerias de drenagem instaladas no Monte Combia

Para solucionar as grandes rupturas frequentes na íngreme encosta do Monte Combia, como foi o caso de La Pianola em 1987, foram construídas, a partir de 1995, dez galerias de drenagem de 70 a 90 m cada na parte baixa da encosta. As galerias possuem emboques na face do talude e adentram no maciço onde são bifurcadas nas extremidades. Estas possuem perfil de 1,5 m de altura e 1,0 m de largura e estão a uma profundidade de 20 a 40 m (Sanear, 1989).

Registros diários medem vazões elevadas nas galerias de drenagem, sendo que no período chuvoso a relação é direta entre a ocorrência de precipitação e o aumento da vazão na galeria. No interior das galerias, é possível observar que o fluxo de água não se dá pelo material de baixa permeabilidade primária, mas sim pelo sistema de diaclases, fraturas e fissuras com permeabilidade secundária alta. A distância observada entre fraturas contendo água varia de 1 a 20 m e a umidade está presente em um raio de 50 cm ao redor de cada fratura principal. Além disso, pelo mapeamento das fraturas é identificada uma permeabilidade maior na direção NW-SE, promovendo desestabilização em direção à cidade (Sanear, 1989).

A queda de blocos de rocha nas áreas urbanas é o fenômeno mais comum na região e ocorre até duas vezes por ano com queda de blocos de até 30 m³. Para remediar este problema, foi realizado reflorestamento das encostas com árvores resistentes ao impacto de grandes blocos de rocha, atuando como barreiras de impacto. De forma adicional, deve ser feito um plano sistemático de ordenamento da ocupação urbana para desestimular a ocupação das áreas de maior risco (Sanear, 1989).

2.2.2.2 TÚNEL DE DRENAGEM DO PROJETO EGNATIA ODOS, GRÉCIA

Fikiris *et al.* (1999) apresenta o caso do Projeto *Egnatia Odos*, no qual 680 km de rodovia cruzam a Grécia de leste a oeste. Na região oeste, a rodovia passa pela montanha *Pindos*, composta de rocha *flysch* e recoberto por colúvio, produto do *flysch* intemperizado. A camada de colúvio tem até 40 m de espessura e sobre ela estava prevista a rodovia. Ao pé do talude está o rio *Metsovitikos* que constantemente o erode e corresponde a sua principal estrutura de drenagem.

Usando o programa de elementos finitos do *Imperial College* (ICFEP), é apresentado um estudo paramétrico realizado a fim de atestar a eficiência de um túnel drenante, assim como aferir a relação entre o coeficiente de permeabilidade e o tempo necessário para ocorrer o rebaixamento da superfície freática.

O projeto conta com um túnel de drenagem de 4,3 km de extensão e traçado paralelo à rodovia (Fig. 2.12). Foi alocado em *flysch* competente e sem passar pelo colúvio, de forma a facilitar a construção e evitar novos deslizamentos. Drenos verticais foram projetados do túnel à superfície a cada 15 a 25 m para auxiliar na drenagem.

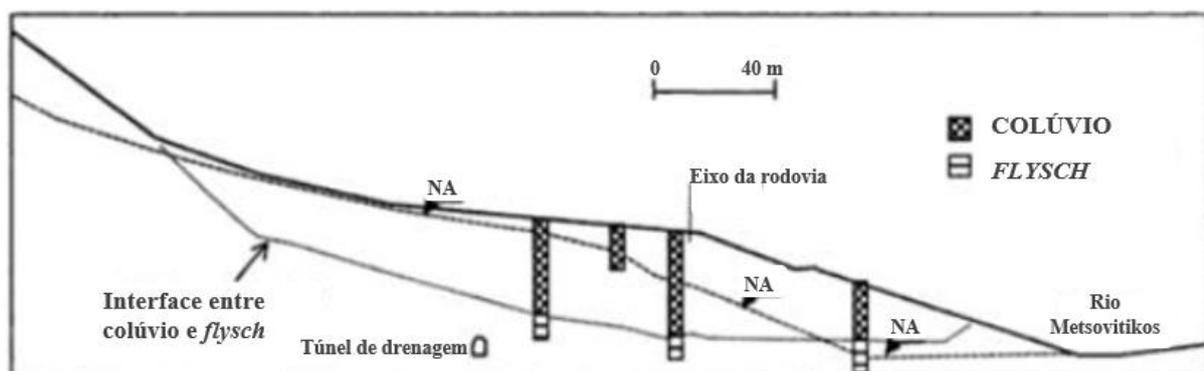


Figura 2.12 - Seção transversal e perfil geológico da área do túnel de drenagem no Projeto *Egnatia Odos* (modificado de Fikiris *et al.*, 1999)

Do estudo paramétrico, a redução de uma ordem de grandeza no coeficiente de permeabilidade acarreta, também em uma ordem de grandeza, o aumento do tempo para o rebaixamento do lençol freático e estabelecimento do regime permanente. Os drenos verticais reduziram o tempo de rebaixamento apenas de forma local, de 50 a 60 m ao redor do túnel. Porém, a longo prazo, não houve vantagem na sua implantação. A combinação dos drenos verticais com drenos radiais inclinados poderia acelerar o processo e levar a um menor tempo de construção da rodovia, tendo em vista que o rebaixamento deve ser feito antes da implantação desta.

Usando análise de equilíbrio limite admitindo um deslizamento ao longo da interface entre *flysch* e colúvio, inicialmente, o talude apresentava fator de segurança igual a 1,0. Com a implementação do túnel de drenagem, o fator de segurança passou para 1,27.

2.2.2.3 RODOVIA DOS IMIGRANTES, BRASIL

A rodovia dos Imigrantes quando cruza a Serra do Mar é composta de diversos túneis e viadutos devido à topografia local. O caso analisado por Wolle *et al.* (2004) envolve a estabilidade de uma encosta próxima ao viaduto VA-19. Desde 1988, o viaduto vem sendo monitorado por conta de deslocamentos anormais nas juntas da rodovia.

Em 1999, foi constatado que uma enorme massa de solo e rocha intemperizada estava se deslocando. O maciço que se movimentava possuía 10^6 m³, era composto de solo saprolítico e rocha intemperizada e localizava-se de 21 a 35 m de profundidade, abaixo da camada superficial de tálus e colúvio. O deslocamento era lento na razão de 10 mm/ano, porém existia uma relação de causa-efeito entre infiltração de água e velocidade do deslizamento.

Soluções anteriormente aplicadas, como colunas de *jet grouting*, não foram capazes de remediar a situação. Como o retaludamento era inviável devido à topografia local, foram implementados túneis de drenagem visando uma redução de pelo menos 10 m no nível d'água. Os túneis foram escavados com o método NATM, possuem seção transversal apresentada na Fig. 2.13, têm 280 m de extensão total e 122 drenos radiais (Fig. 2.14 e 2.15).

Dados de instrumentação mostraram que, ainda durante as obras, o nível d'água foi rebaixado em 10 m e, simultaneamente, ocorreram recalques de cerca de 10 mm. Após a conclusão das obras, a velocidade do movimento continuou diminuindo até cessar

completamente após seis meses. Os recalques induzidos também regrediram até cessar no mesmo período.

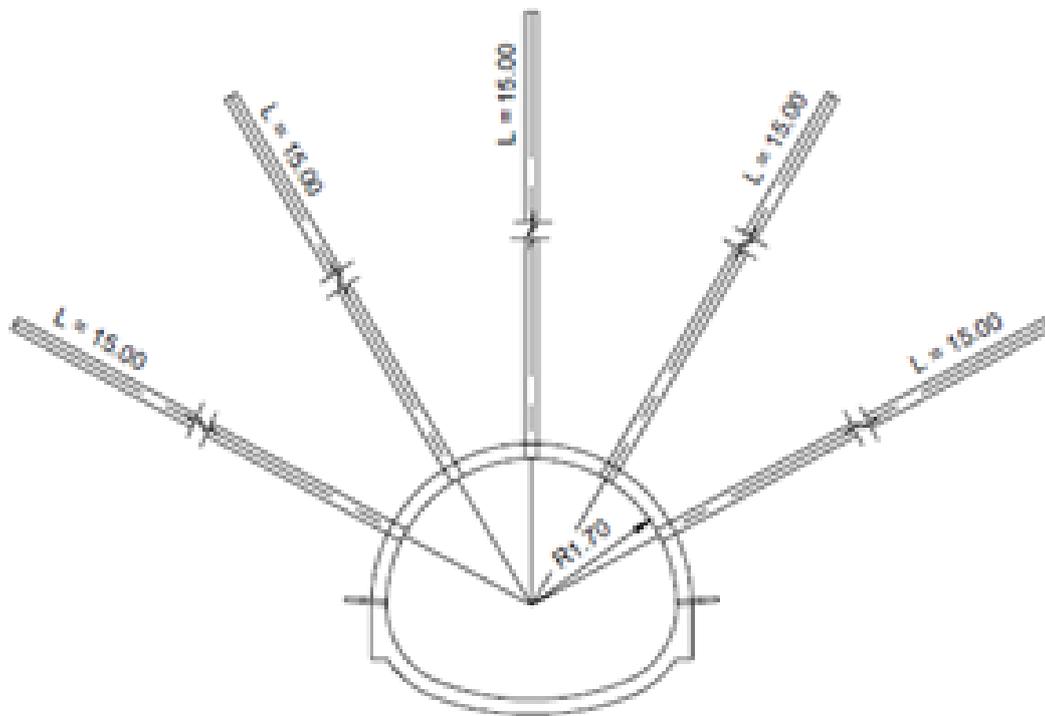


Figura 2.13 – Seção transversal dos túneis de drenagem implementada na Rodovia dos Imigrantes (A. H. Teixeira Consultoria e Projetos em Bastos, 2006)

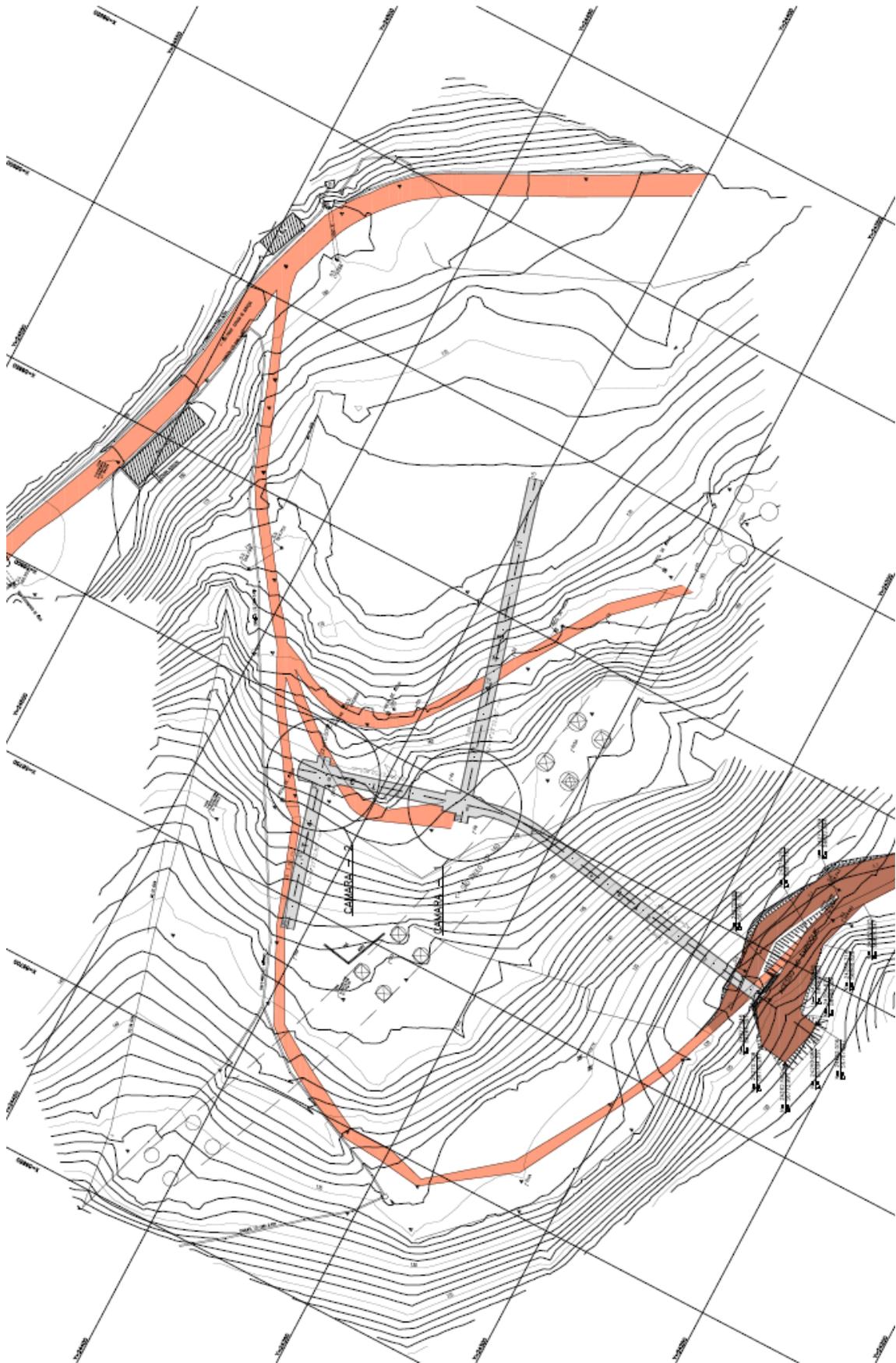


Figura 2.14 – Planta geral das galerias de drenagem e curvas de nível – Rodovia dos Imigrantes (Figueiredo Ferraz, 2001)

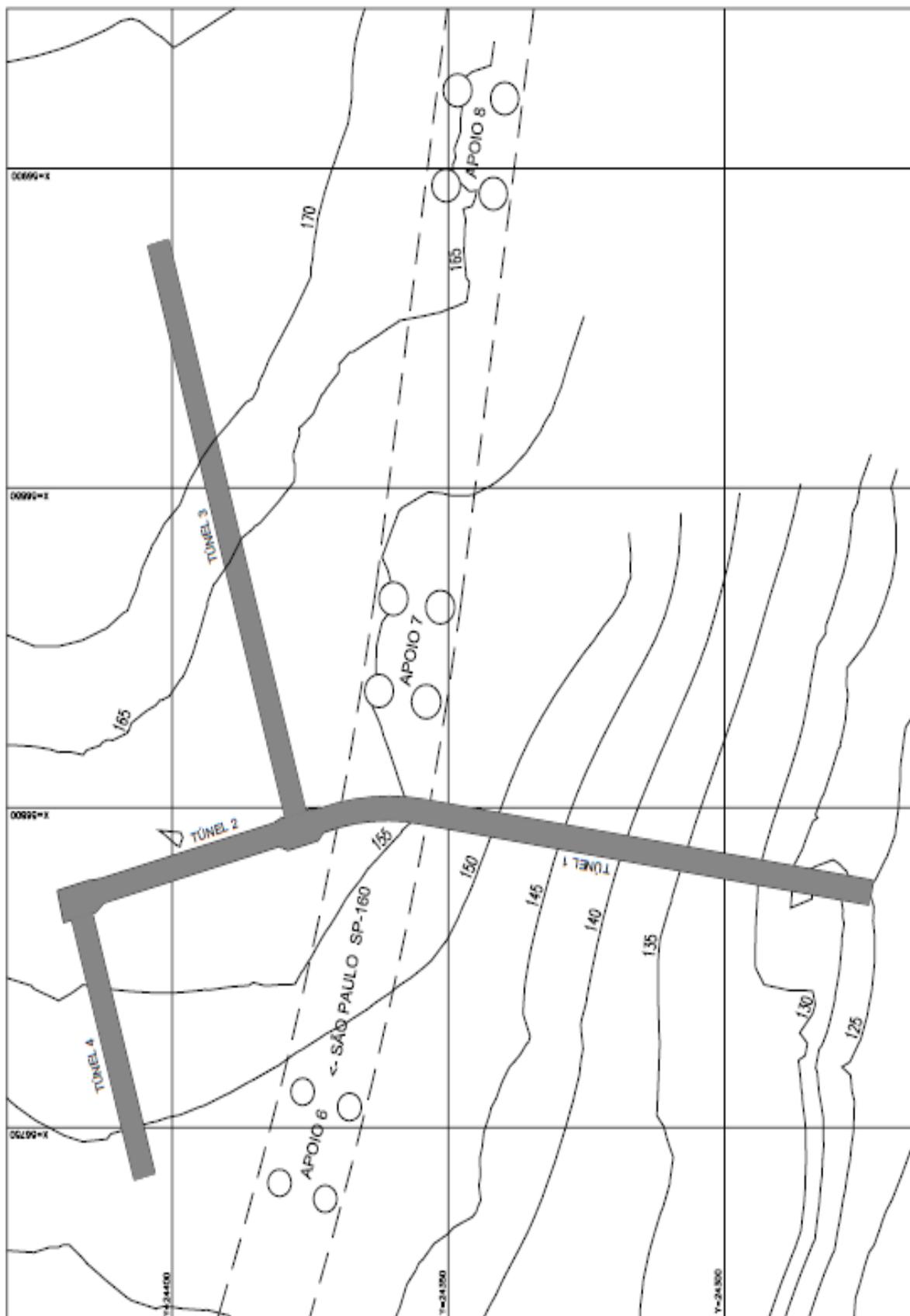


Figura 2.15 – Detalhe da planta geral das galerias de drenagem e curvas de nível - Rodovia dos Imigrantes (Vector Projetos em Bastos 2006)

2.2.2.4 CAMPO VALLEMAGGIA, SUÍÇA

O grande deslizamento de *Campo Vallemaggia*, no vale do rio *Rovana*, foi um fenômeno que ofereceu risco durante muitos anos. Bertola (1997) analisa as soluções de estabilização aplicadas neste caso.

A massa de solo deslizante possuía dimensões aproximadas de 1,2 km de largura, 170 m de espessura e 2 km de comprimento, totalizando aproximadamente 400 milhões de m³. Seu deslizamento ofereceu perigo à população, às estradas e também ao vale do rio, podendo obstruir completamente o seu leito.

Investigações indicaram uma base de rocha sã praticamente impermeável sob 80 m de rocha fraturada com permeabilidade de 10^{-6} a 10^{-7} m/s e na superfície 30 a 130 m de rocha bastante alterada e fraturada. Em uma das margens, as descontinuidades têm atitudes apontando para o rio, favorecendo o movimento ao longo destes planos de fraqueza. Além disso, o aquífero na região é confinado e em certos locais chega a 60 m de coluna d'água sobre o nível do terreno.

A partir de programas de cálculo de estabilidade de taludes, usando os métodos de Morgenstern, Fellenius e Bishop, foi constatado que a presença de água sob pressão gera forças expansivas que induzem à ruptura. Neste caso, a melhor solução encontrada foi implantar um túnel de drenagem com drenos sub-verticais e sub-horizontais na rocha sã subjacente à massa deslizante (Fig. 2.16). O túnel entregue em 1995 tem 1810 m de comprimento, dos quais 1200 m estão abaixo do deslizamento.

Dados de instrumentação mostram que após a implantação do túnel a poropressão e a movimentação do maciço foram reduzidas concomitantemente. A vazão do túnel atingiu 40 l/s, mas persistiu uma elevada poropressão no maciço. Então, foi realizada a escavação de drenos sub-verticais adicionais. Depois desta providência, a vazão aumentou para 55 l/s e as medidas dos piezômetros acusaram uma boa redução da poropressão, alcançando condições de estabilidade satisfatórias.

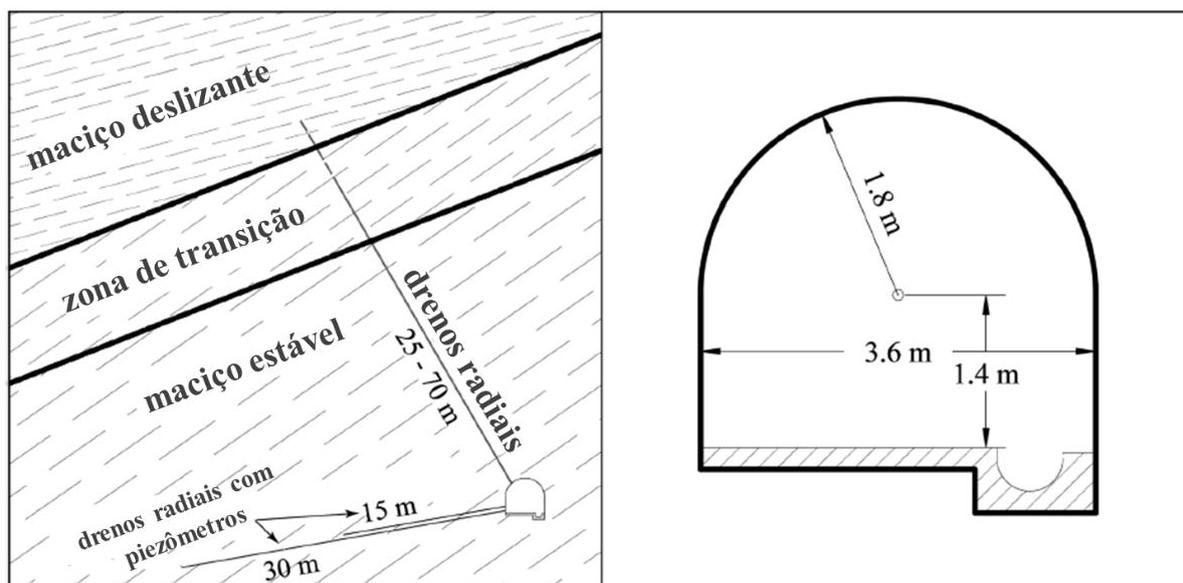


Figura 2.16 – Posição do túnel, drenos radiais e seção transversal do túnel de drenagem do caso de Campo Vallemaggia (Eberhardt et al., 2006)

2.2.3 CASO DE TÚNEL QUE AGRAVOU A INSTABILIDADE DE UM TALUDE: TÚNEL RODOVIÁRIO SIGMA 2 DO PROJETO *EGNATIA ODOS*, GRÉCIA

Conforme mostra Grasso (2016b), um par de túneis rodoviários que fazem parte do Projeto *Egnatia Odos*, na Grécia, começou a ser construído em rocha *flysch* com dobramentos (Fig. 2.17), zona instável de um talude. Investigações geológico-geotécnicas insuficientes fizeram com que a obra fosse iniciada sem a devida preocupação com a instabilidade. A construção causou uma sequência de falhas e a obra teve que ser interrompida por ruptura do suporte do túnel.

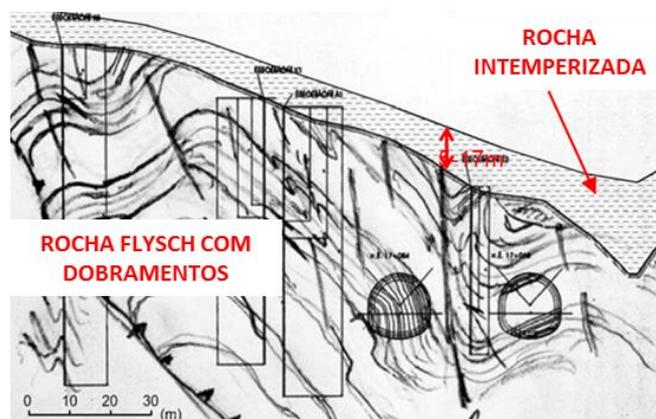
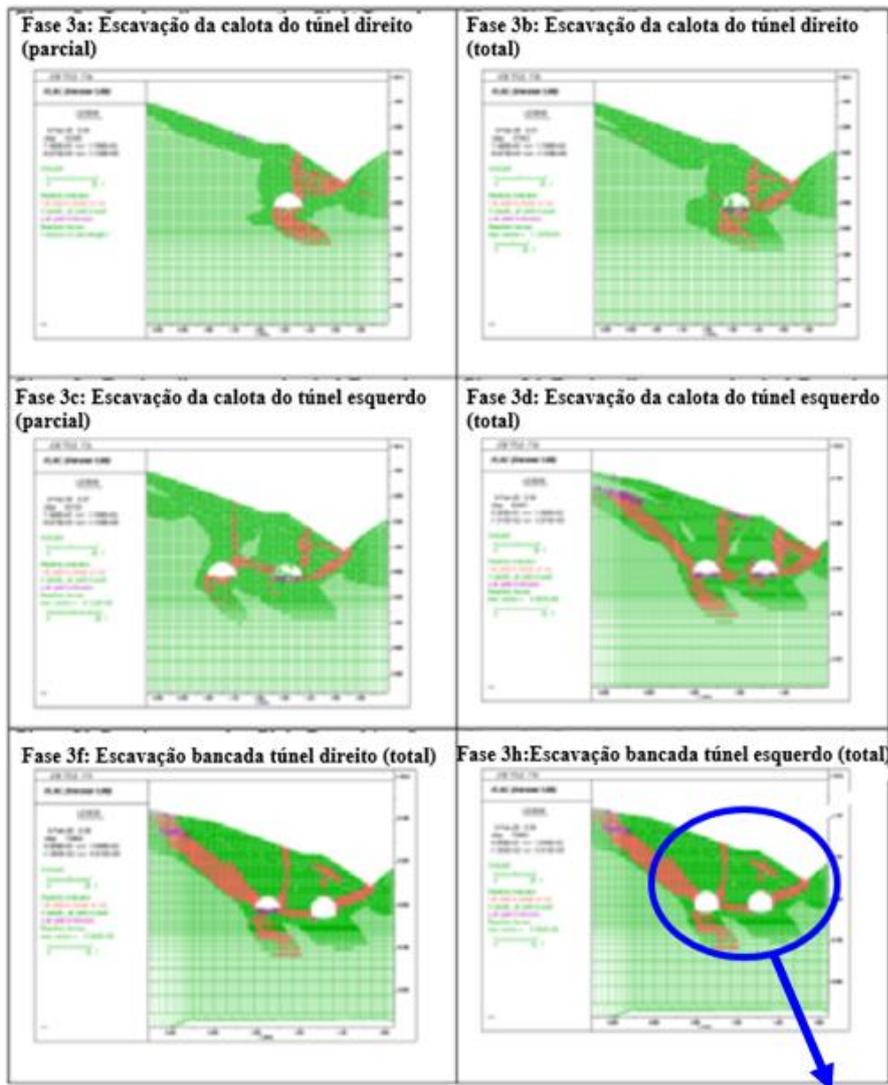


Figura 2.17 – Perfil geológico onde foram construídos dois túneis rodoviários do Projeto *Egnatia Odos* (modificado de Grasso, 2016b)

Trabalhos de retro análise da ruptura do talude e dos túneis foram feitos por meio de simulações numéricas usando o programa FLAC. Foi concluído que o nível d'água e a construção dos túneis foram cruciais para a desestabilização do maciço, dado que a superfície de ruptura passava exatamente pelos túneis (Fig. 2.18). Este caso confirma a importância da investigação das condições de estabilidade de um talude onde se pretende alocar um túnel.



Modelo FLAC – Seção N.14
Evolução da plastificação durante a escavação

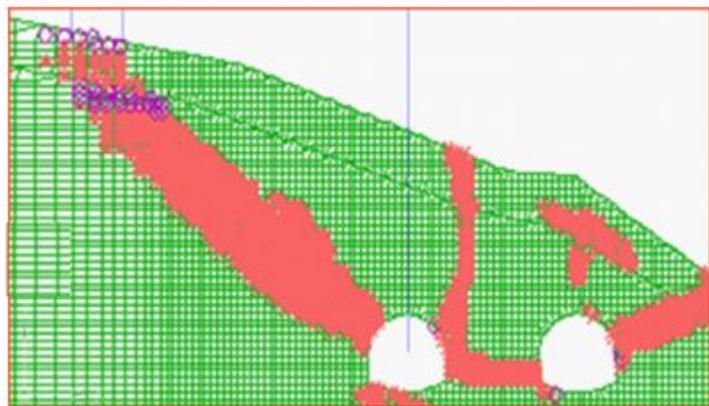


Figura 2.18 – Plastificação do maciço ao longo da escavação de túneis rodoviários indicado pelo programa FLAC - Projeto *Egnatia Odos* (modificado de Grasso, 2016b)

3 EFEITOS DE TÚNEIS E DA PERMEABILIDADE DE SEUS REVESTIMENTOS NA PERCOLAÇÃO DE ÁGUA E NA ESTABILIDADE DE TALUDES COMPOSTOS DE UM MATERIAL

Analisados os casos históricos do Capítulo 2, é possível entender que a construção de um túnel em um talude afeta diretamente as condições de fluxo e de estabilidade do talude. Esta influência pode ser benéfica ou maléfica em relação à segurança, a depender de certas condições do talude, tais como: condições geológico-geotécnicas do maciço, nível d'água e geometria do talude e de certas condições do projeto do túnel, tais como: seção transversal e posição, revestimento e número, arranjo e comprimento de drenos radiais.

O objetivo deste capítulo é analisar como variações de parâmetros como os citados afetam as condições de percolação de água e a estabilidade de taludes rochosos. Para essa análise, serão fixados o perfil geológico-geotécnico, os parâmetros dos materiais, a inclinação da face do talude, o nível d'água inicial do talude e a geometria do túnel. Serão variadas a posição do túnel, o revestimento interno e a quantidade de drenos radiais, assim como o seu arranjo e os seus comprimentos. Assim, a intenção é concluir sobre quais são os aspectos de projetos de túneis que geram condições de percolação mais favoráveis para a estabilidade de taludes.

Um dos comportamentos analisados é a percolação em maciços rochosos na presença de um túnel. Apesar de se tratar de um maciço rochoso, não foram estudados os aspectos de fluxo nas descontinuidades, o que leva ao estudo de um maciço rochoso homogêneo equivalente e sem descontinuidades. Para um estudo paramétrico, foram criados três taludes semelhantes compostos de um material rochoso contínuo, homogêneo, isotrópico, linear e com comportamento elastoplástico. As análises foram feitas admitindo regime de fluxo permanente.

Para esta análise, foi escolhido o Método dos Elementos Finitos (MEF) em detrimento do método de Equilíbrio Limite (MEL), dado que o MEF apresenta algumas vantagens, tais como, a liberdade de forma de ruptura, a não predeterminação das inclinações e locais de aplicação das forças entre fatias, o cálculo de deformações e a própria robustez do método (Hammah *et al.*, 2004).

A acurácia do fator de segurança depende fortemente da consistência dos dados de entrada, do método numérico e da modelagem numérica utilizados. Um dos métodos utilizados para cálculo do fator de segurança em elementos finitos é o *Shear Strength Reduction* (SSR). No SSR, um fator de redução é gradualmente imposto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais. Primeiramente, é calculada a deformação segundo os parâmetros

definidos para o material. Então, é aplicado o fator de redução variando-o sistematicamente enquanto são calculadas as deformações a partir dos parâmetros que sofreram alteração. Isso é feito até que a deformação máxima aumente significativamente, entendendo que, nesta etapa, houve ruptura. Assim, o fator de segurança será equivalente ao fator de redução imediatamente anterior àquele onde ocorreu a grande deformação.

Segundo Hammah *et al.* (2004), o SSR é descrito para ser usado juntamente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O SSR pode ser aplicado ao critério de ruptura de Hoek-Brown Generalizado de forma semelhante ao Mohr-Coulomb. Contudo, ao aplicar os fatores de redução, o cálculo dos parâmetros de Hoek-Brown Generalizado se torna consideravelmente mais lento. Considerando que as simulações com materiais elastoplásticos em elementos finitos usando Hoek-Brown Generalizado são de fato mais lentas quando comparadas com as de Mohr-Coulomb, é recomendado encontrar os parâmetros de Mohr-Coulomb equivalentes aos de Hoek-Brown.

Como exemplo, Hammah *et al.* (2004) apresentam a ruptura de um talude analisada por MEL e MEF-SSR (Método dos Elementos Finitos aplicando o método de *Shear Strength Reduction*), usando Hoek-Brown Generalizado e Mohr-Coulomb. Para todos os métodos e critérios de ruptura, foram obtidos formatos da cunha de ruptura e fatores de segurança semelhantes, mostrando que não há diferenças relevantes entre os resultados. Como segundo exemplo, Hammah *et al.* (2017) apresenta uma comparação entre resultados obtidos pelo MEF com SSR e pelo MEL para 33 casos com diferentes condições de comportamento e materiais. Em todos os casos, os resultados obtidos no MEF com SSR foram bastante compatíveis com os de MEL.

Em resumo, no presente estudo, foi definido o uso do MEF-SSR e do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, em virtude da maior velocidade obtida no processamento das simulações sem perda de acurácia nos resultados. Neste contexto, o programa escolhido para ser empregado nos estudos é o RS², por conter as ferramentas requeridas para as análises de fluxo e tensão-deformação acopladas e não-acopladas.

A convergência do MEF obedece a critérios de parada, tolerância e número máximo de iterações. Os critérios de parada das iterações (RocScience, 2005) levam em conta um dos seguintes limites, relacionados a parâmetros tais como deslocamento, força residual e energia, que sinalizam o término das simulações:

- a. Deslocamento: quando os incrementos de deslocamentos forem negligenciáveis,

- b. Força residual: quando a força residual for negligenciável e
- c. Energia: quando o desequilíbrio de energia estiver abaixo de um valor específico.

RocScience (2005) afirma que em testes feitos com *solver* de eliminação Gaussiana, o critério de energia é o mais robusto por ter menor sensibilidade aos atributos do modelo. Além disso, sinaliza que usando uma tolerância de 0,001 e 300 iterações, os resultados devem ser consistentes em um tempo aceitável. Desta forma, foi usada tolerância de 0,001 e 500 iterações, chegando a um tempo de processamento das análises mencionadas neste capítulo considerado aceitável.

3.1 MODELAGEM NUMÉRICA

A geometria do problema foi elaborada buscando simplicidade geométrica, de forma a enfatizar as variações dos parâmetros de estudo, como revestimento e posição do túnel e dos drenos radiais. Portanto, os taludes estudados foram considerados com inclinação constante de aproximadamente 57° (3V:2H).

Os parâmetros do material (Tab. 3.1) foram definidos para que um talude de 500 m de altura estivesse próximo da ruptura global com FS ligeiramente maior que 1,0. Esta condição inicial foi atingida assumindo parâmetros compatíveis com os de um solo residual. Segundo recomendações da RocScience (2005) para análises usando SSR, foi assumido ângulo de dilatação zero, materiais elásticos perfeitamente plásticos e elementos triangulares de seis nós.

Tabela 3.1 - Parâmetros do material que compõe os taludes do Capítulo 3

Parâmetros de Resistência	
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb
Tipo de material	Plástico
Resistência à tração [kPa]	0
Ângulo de atrito	22°
Ângulo de atrito Residual	22°
Coesão ([kPa]	10
Coesão Residual ([kPa]	10
Ângulo de dilatação	0°
Parâmetros de Rigidez	
Coefficiente de Poisson	0,33
Módulo de Young [MPa]	20
Módulo de Young Residual [MPa]	20
Parâmetros de Permeabilidade	
Coefficiente de permeabilidade (m/s)	10 ⁻⁸

Quanto às condições de contorno impostas ao modelo, os limites verticais à esquerda e à direita e o limite inferior foram engastados impedindo o movimento nas direções x e y. Já a fronteira de topo foi mantida livre. A carga aplicada foi a referente à ação gravitacional sobre o maciço, considerando que o limite superior do modelo representa a superfície do terreno.

Em relação às condições de contorno de fluxo, no limite vertical à direita da área considerada no estudo foi imposto o valor de carga hidráulica total desejado representando um nível d'água no terreno a montante do talude. Foi estipulado que o nível d'água nas análises estaria localizado a uma profundidade correspondente a 10% da altura do talude. A superfície do terreno foi considerada drenante, aplicando a condição *unknown* (pressão zero ou vazão zero). Para os casos que recebem um túnel de drenagem e, adicionalmente, drenos radiais, é aplicada a condição *unknown* às paredes do túnel e dos drenos de forma a permitir a drenagem nestas fronteiras.

3.2 AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA PERMEABILIDADE DO REVESTIMENTO DO TÚNEL NA PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NO MACIÇO – TALUDE T3.1

O objetivo do estudo do talude denominado de T3.1 é analisar a influência de túneis, sejam viários ou de drenagem, na percolação de água em um talude. Para isso, foram avaliadas as consequências de fluxo da aplicação de concreto projetado nas paredes do túnel e da instalação de drenos radiais para alívio da pressão de água. Assim, as simulações numéricas consideraram apenas regime permanente, sem levar em conta a estabilidade do talude e do túnel.

3.2.1 GEOMETRIA DO MODELO

O talude T3.1 possui a inclinação da face de aproximadamente 57° com a horizontal e sua altura é de 30 m. Os limites impostos ao modelo foram estabelecidos em regiões onde os efeitos das estruturas subterrâneas seriam negligenciáveis.

Foi adicionado um túnel de diâmetro igual a 4 m, como mostra a Fig. 3.1. Para os casos onde seria aplicado revestimento, o túnel foi escavado com diâmetro 3,9 m e, em seguida, foi adicionada uma fronteira de material circular de diâmetro 4 m concêntrico ao túnel. Desta forma, foi criada uma camada de 0,1 m de revestimento, o qual pode ter seu coeficiente de permeabilidade alterado. Esta forma de atribuir revestimento ao túnel é diferente de adicionar um elemento de revestimento disponível na ferramenta numérica, já que este representa um material estrutural ao qual não permite especificar permeabilidade.

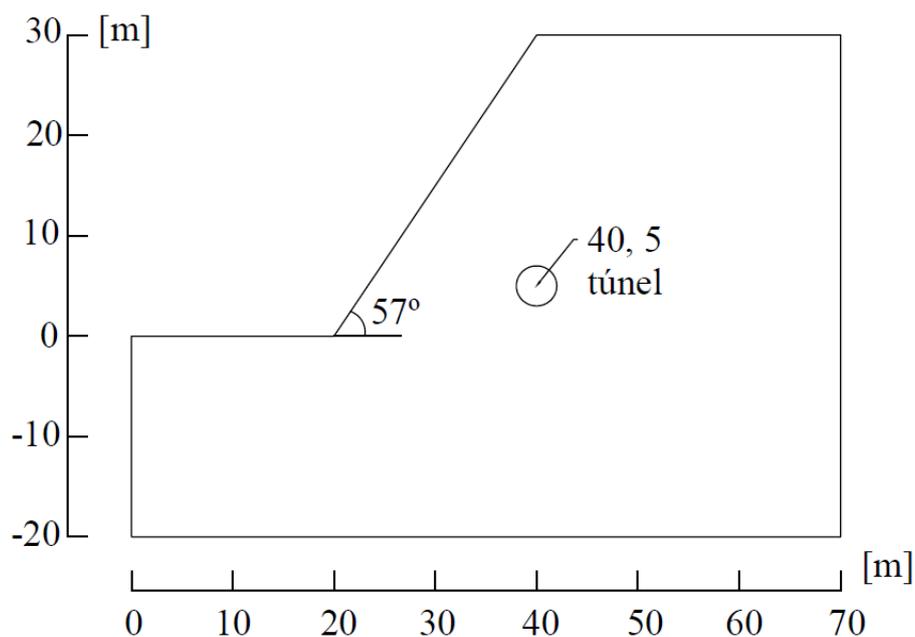


Figura 3.1 - Geometria do talude e posição do túnel (T3.1)

3.2.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO

A malha de elementos finitos influencia diretamente na qualidade e acurácia dos resultados. Neste estudo, foi buscado maior refinamento da malha apenas nas regiões onde poderia haver maior acúmulo de poropressões que, no caso, se encontravam ao redor do túnel (Fig. 3.2 e 3.3). Assim, a modelagem alcançaria bons resultados em um tempo aceitável de processamento. Portanto, foram utilizados elementos triangulares de seis nós, totalizando de 1068 a 3046 elementos, dependendo da presença do revestimento e drenos radiais.

O nível d'água no talude foi fixado em sua fronteira direita a uma profundidade equivalente a 10% da sua altura. Assim, a sua fronteira direita passou a ter 27 m de carga hidráulica total (Fig. 3.4 e 3.5). Ao adicionar o túnel, a drenagem é permitida a partir da condição de contorno “*unknown*”.

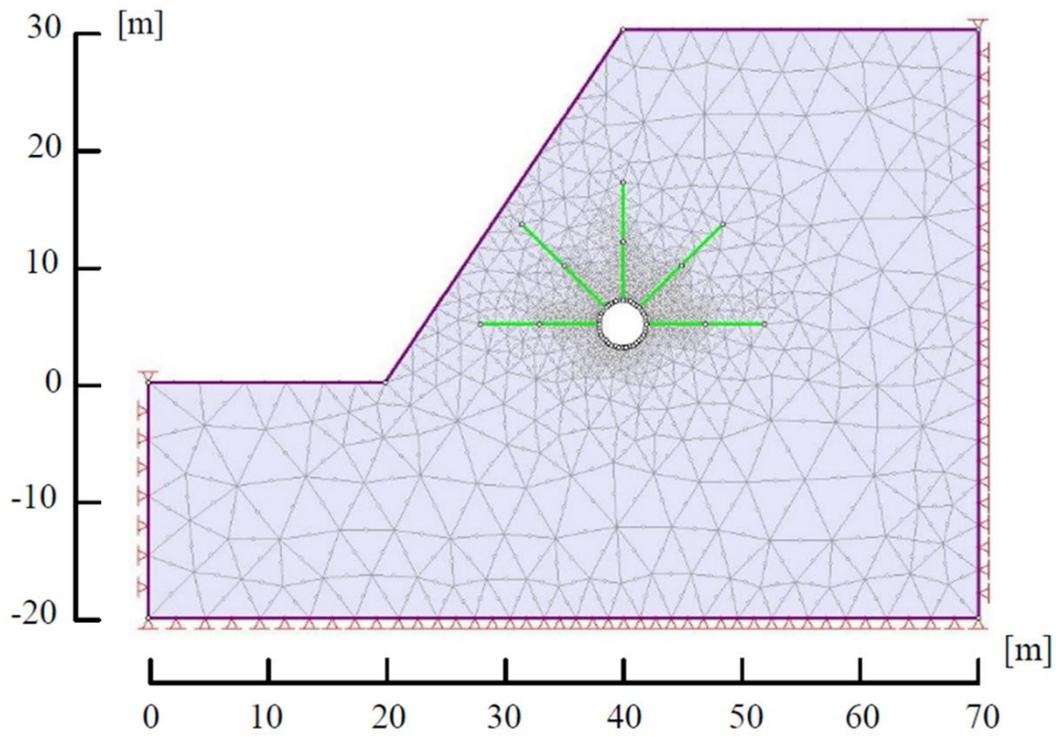


Figura 3.2 - Malha de elementos finitos aplicada ao talude com túnel com cinco drenos radiais de 10 m (T3.1)

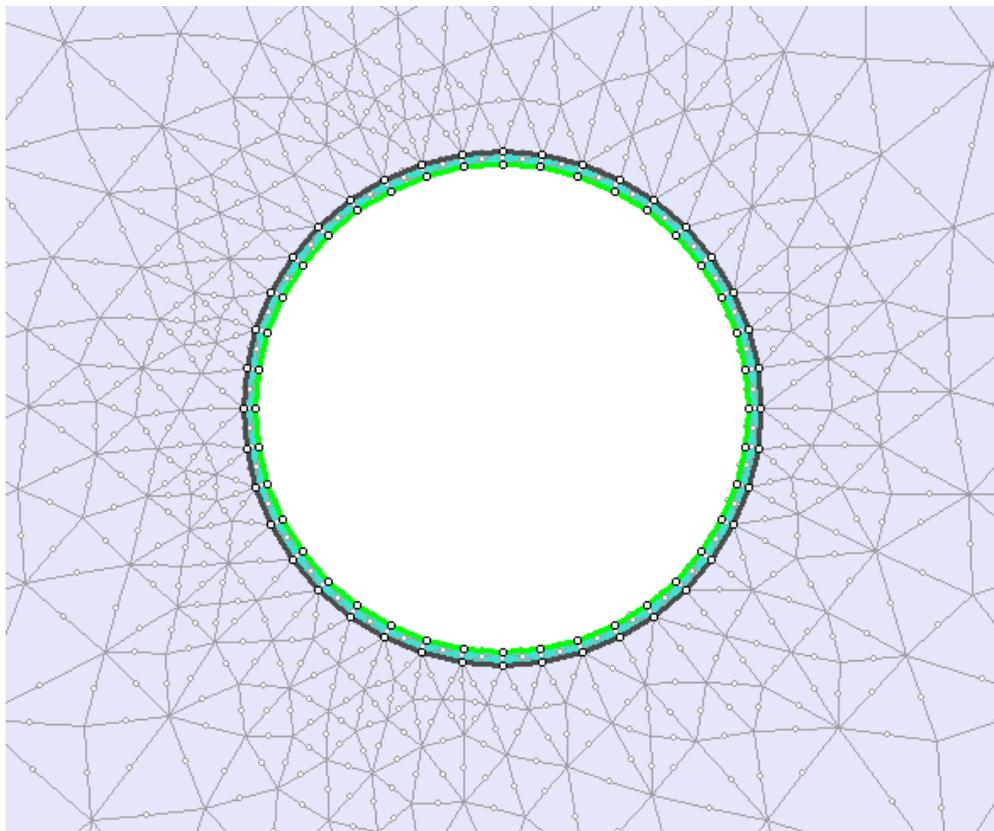


Figura 3.3 - Detalhe da malha de elementos finitos aplicada ao revestimento do túnel (T3.1)

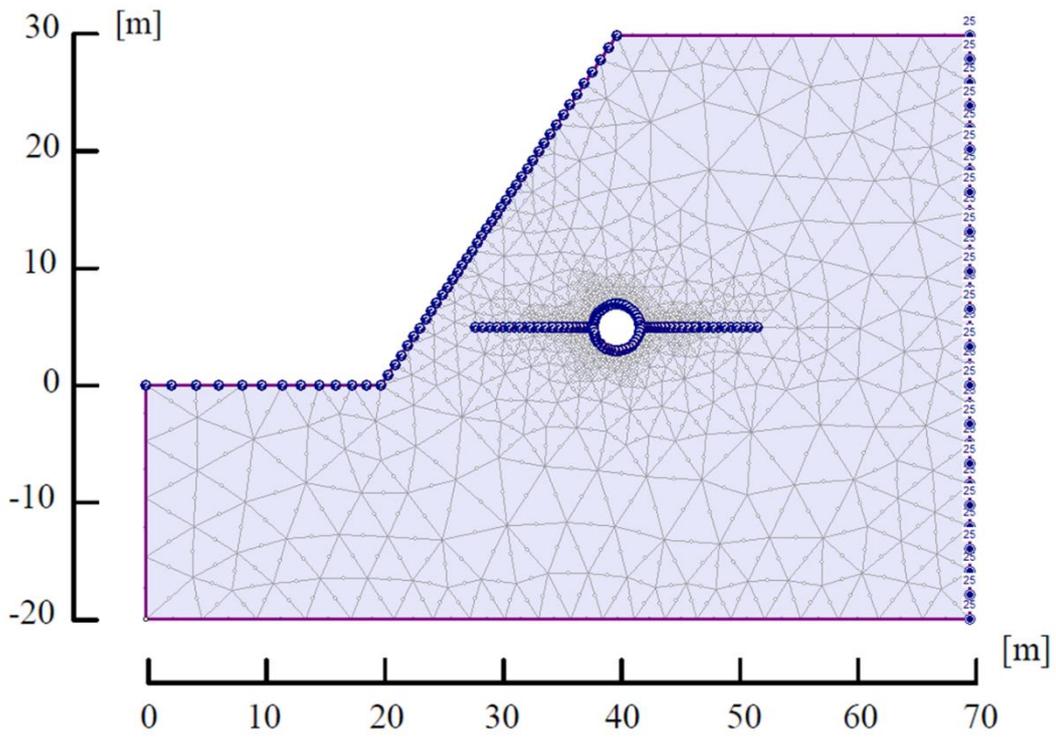


Figura 3.4 - Condições de contorno de fluxo (T3.1)

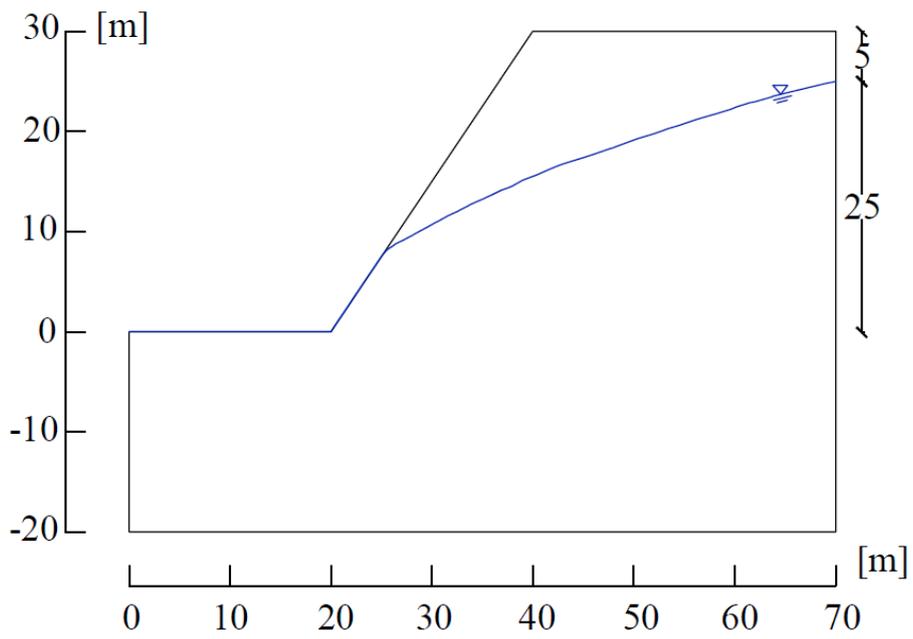


Figura 3.5 - Condição inicial do nível d'água (T3.1)

3.2.3 REVESTIMENTOS E DRENOS RADIAIS

Neste estudo, foram simuladas condições de percolação ocasionadas por túneis de via e de drenagem. O objetivo de um túnel de drenagem é reduzir a pressão de água em um maciço. Um túnel de via tem a finalidade de permitir o fluxo de veículos e o transporte de materiais e de pessoas, porém, a sua implantação pode acarretar a alteração das condições de percolação no maciço circundante.

Ao aplicar revestimentos com diferentes coeficientes de permeabilidade, a intenção é simular situações em que a escolha do revestimento possa afetar as poropressões ao redor do túnel. Em outras palavras, um revestimento com baixa permeabilidade pode acarretar carga de água ao redor do túnel e esta deve ser considerada no dimensionamento do revestimento de suporte. Em contrapartida, um revestimento mais permeável permite a passagem de água do maciço para dentro do túnel aliviando poropressões ao redor do suporte.

Neste contexto, foi analisado o concreto projetado, material que apresenta baixa permeabilidade quando produzido em laboratório e que, ao ser aplicado nas paredes de um túnel, frequentemente trinca e se deteriora. As trincas em concreto projetado atribuem ao revestimento uma maior permeabilidade. Com isso, este material apresenta na prática uma permeabilidade maior do que a medida em laboratório (Bagnoli *et al.*, 2015). Para estudar estes fenômenos, foi variada a condição de permeabilidade do revestimento interno do túnel e os drenos radiais conforme a Tab. 3.2. Legendas foram elaboradas para auxiliar na interpretação dos dados posteriormente, seguindo o padrão indicado na Tab. 3.3.

3.2.4 RESULTADOS DO TALUDE T3.1

Para entender como ocorrem as poropressões no maciço quando são consideradas diferentes permeabilidades do revestimento, foram plotados os contornos de poropressão nas distâncias 2, 4 e 12 m do centro do túnel, em relação ao ângulo referente à posição medida, como mostra a Fig. 3.6. As distâncias representam uma, duas e seis vezes o raio do túnel. Os resultados são ilustrados nas Fig. 3.7, 3.8 e 3.9.

Tabela 3.2 - Casos analisados, variações de revestimento do túnel, número e comprimento de drenos (T3.1)

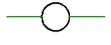
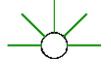
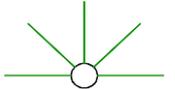
Talude T3.1					
Casos Analisados		Revestimento	Nº Drenos	Comprimento dos Drenos	Legenda dos casos
A	Inicial	-	-	-	Inicial
B		Não	0	-	s/r, s/d
C		Concreto Projetado Intacto, via úmida ($k=10^{-11}$ m/s) (Armelin <i>et al.</i> , 1994)	0	-	cp (1E-11), s/d
D		Concreto projetado intacto, via seca ($k=10^{-9}$ m/s) (Armelin <i>et al.</i> , 1994)	0	-	cp (1E-09), s/d
E		Concreto projetado trincado ($k=10^{-6}$ m/s) (Bagnoli <i>et al.</i> , 2015)	0	-	cp (1E-06), s/d
F		Concreto Projetado Intacto, via úmida ($k=10^{-11}$ m/s) (Armelin <i>et al.</i> , 1994)	2	10 m	cp (1E-11), 2d 10
G		Não	2	5 m	s/r, 2d 5
H		Não	5	5 m	s/r, 5d 5
I		Não	2	10 m	s/r, 2d 10
J		Não	5	10 m	s/r, 5d 10

Tabela 3.3 – Significados das legendas dos casos estudados

Legenda dos casos	Significado da legenda
s/r	sem revestimento
cp (1E-11)	revestimento de concreto projetado com $k= 10^{-11}$ m/s
cp (1E-09)	revestimento de concreto projetado com $k= 10^{-9}$ m/s
cp (1E-06)	revestimento de concreto projetado com $k= 10^{-6}$ m/s
s/d	sem drenos radiais
2d 5	2 drenos radiais de 5 m
2d 10	2 drenos radiais de 10 m
5d 5	5 drenos radiais de 5 m
5d 10	5 drenos radiais de 10 m

Quando o revestimento tem baixa permeabilidade (casos C e D), a poropressão no maciço que circunda o túnel é consideravelmente maior do que nos demais casos. Lembrando que dificilmente o concreto projetado atingirá na prática este valor de permeabilidade, o caso E apresenta valores de poropressão mais realistas, os quais podem ser equiparados aos valores referentes ao túnel sem revestimento (caso B). Logo após a sua construção, haverá excesso de poropressão ao redor do túnel, mesmo que o revestimento esteja trincado (permeabilidade alta). Contudo, é importante entender que esta é uma condição temporária, a depender da permeabilidade do maciço e do revestimento, mas que tende a um excesso desprezível de poropressão.

Caso haja necessidade imediata de redução das poropressões no maciço circundante, a fim de garantir menor carga de água sobre a estrutura, uma solução eficiente é a instalação de drenos radiais para alívio destas poropressões (caso F). Caso seja escolhida esta solução, canaletas de coleta de água devem ser instaladas nas paredes do túnel com o objetivo de conduzir e evacuar a água infiltrada no túnel para evitar possíveis acúmulos em seu interior.

Retirando o revestimento e analisando os casos de variação dos drenos em número e comprimento, o fator “comprimento dos drenos” afeta as poropressões no maciço de maneira mais significativa do que o seu número. Isto é constatado nos casos G, H, I e J, onde são

encontrados valores muito próximos de poropressão para os casos de drenos de mesmo comprimento, não importando a sua quantidade (Fig. 3.10, 3.11 e 3.12). Ou seja, quando há dois ou cinco drenos de 5 m nas posições especificadas, os valores de poropressão são equivalentes, e o mesmo ocorre quando há dois ou cinco drenos de 10 m.

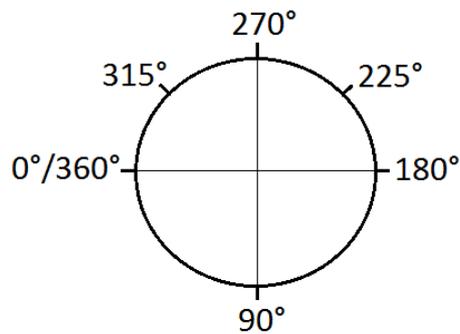


Figura 3.6 - Disposição dos ângulos associados às poropressões nos contornos do túnel

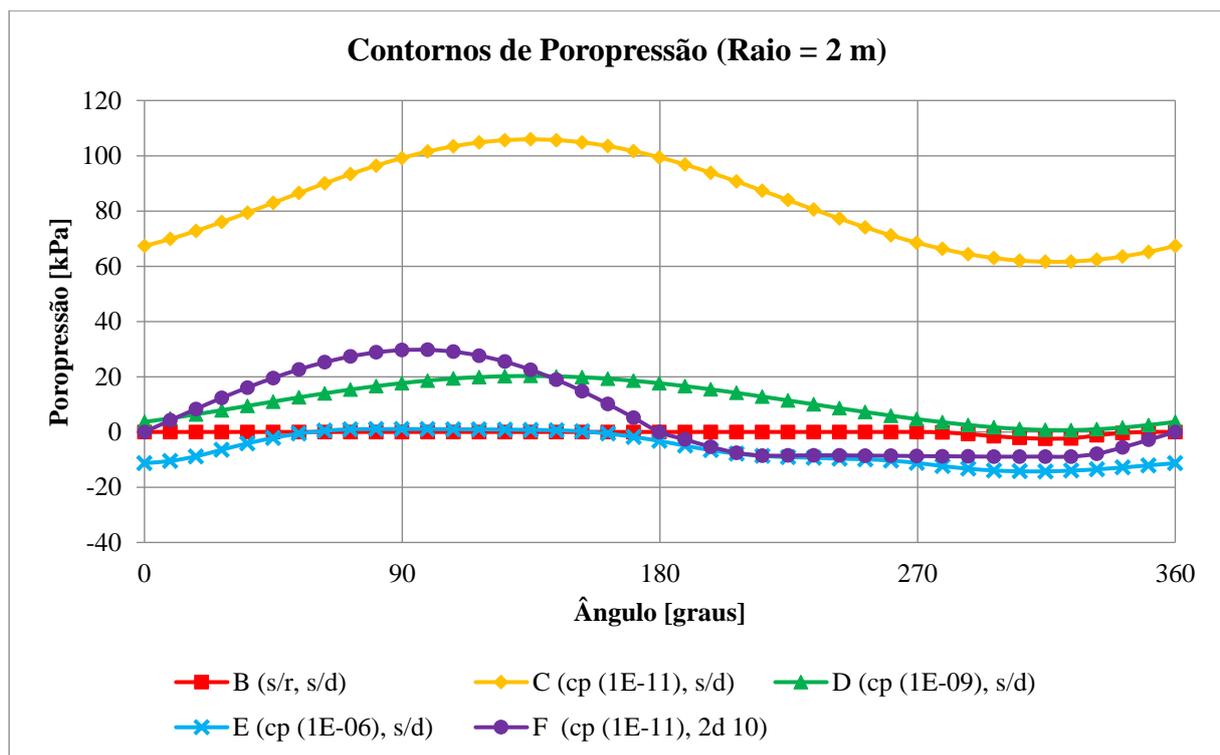


Figura 3.7 - Contornos de poropressão de raio 2 m para os casos B, C, D, E e F (T3.1)

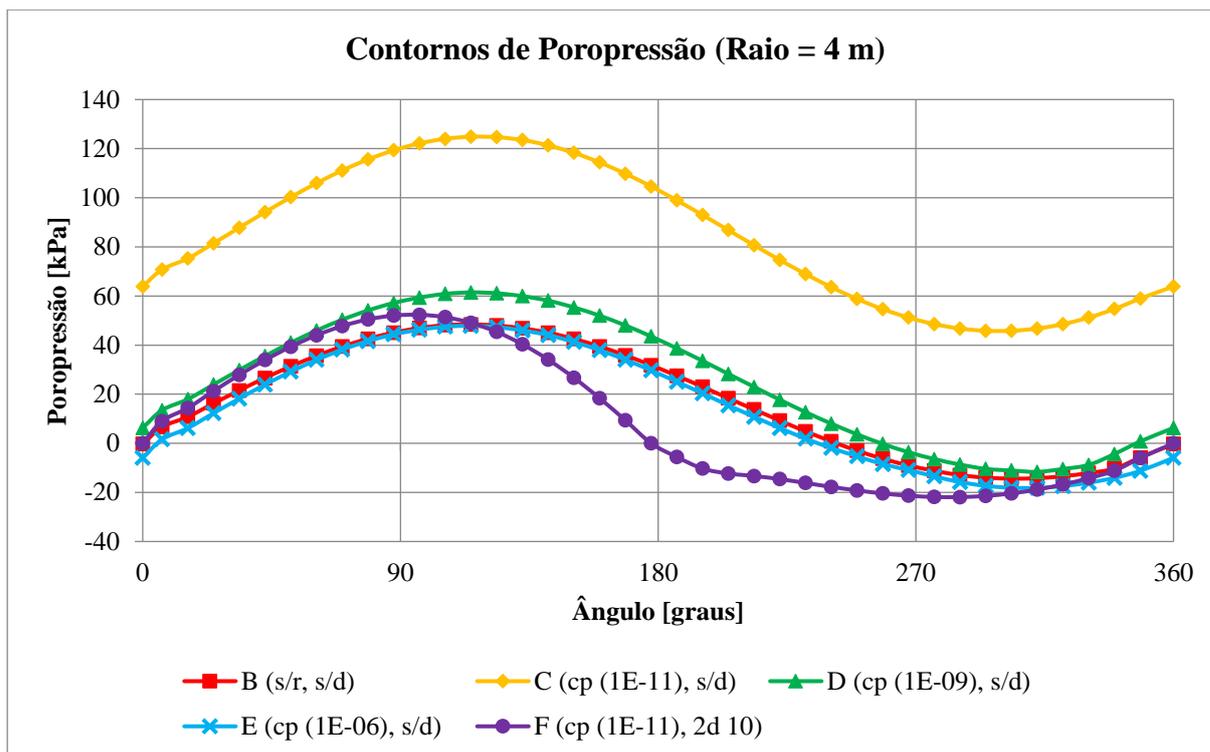


Figura 3.8 - Contornos de poropressão de raio 4 m para os casos B, C, D, E e F (T3.1)

Na Fig. 3.13, é possível observar que o máximo rebaixamento do nível d'água atingido ocorreu nos casos onde foram simulados túneis sem revestimento e com drenos de 10 m, mostrando que o emprego de drenos de maior comprimento é importante para alívio das poropressões em um maior volume de maciço. No caso em que o revestimento é considerado intacto, o nível d'água é muito próximo do inicial.

As vazões que circulam pelo sistema de drenos foram determinadas e apresentadas na Tab. 3.3. Os drenos foram numerados segundo sua posição da esquerda para a direita, respeitando o sentido horário. Os túneis com revestimentos menos permeáveis adquirem vazões menores, ao contrário do que acontece com revestimentos mais permeáveis, como era esperado. É importante lembrar que este resultado é o esperado apenas para os casos com estado de fluxo permanente.

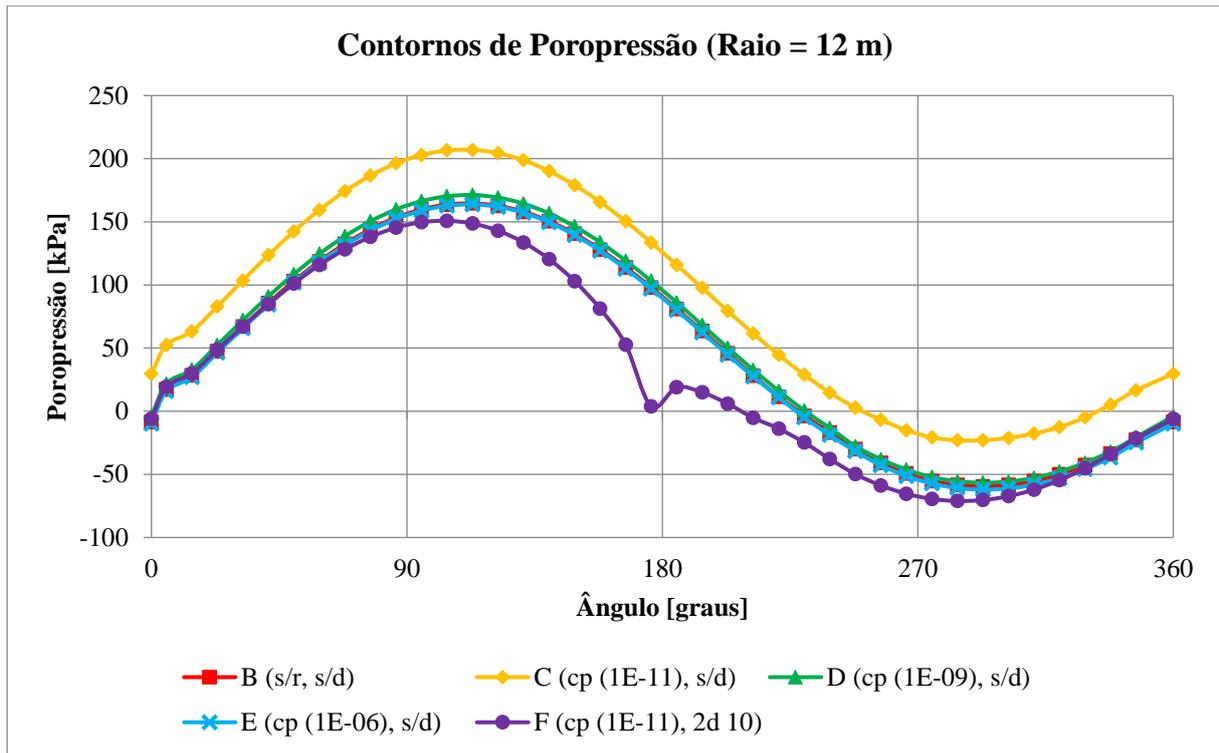


Figura 3.9 - Contornos de poropressão de raio 12 m para os casos B, C, D, E e F (T3.1)

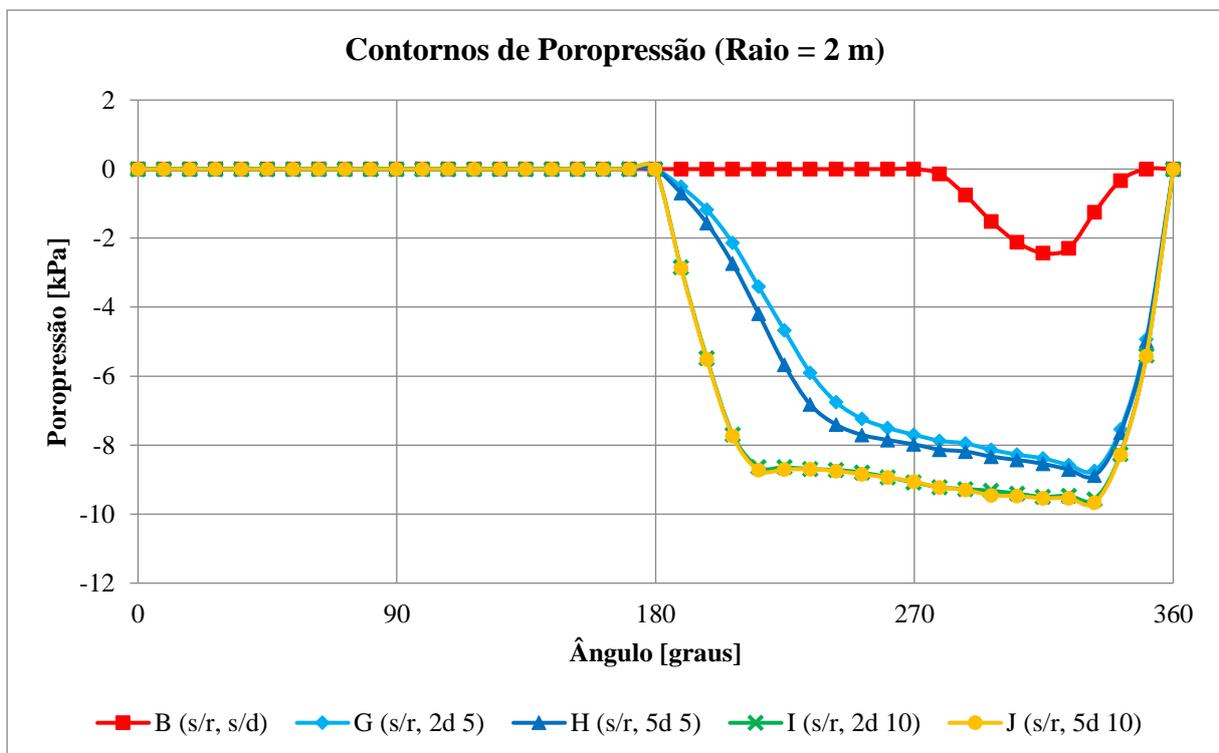


Figura 3.10 - Contornos de poropressão de raio 2 m para os casos B, G, H, I e J (T3.1)

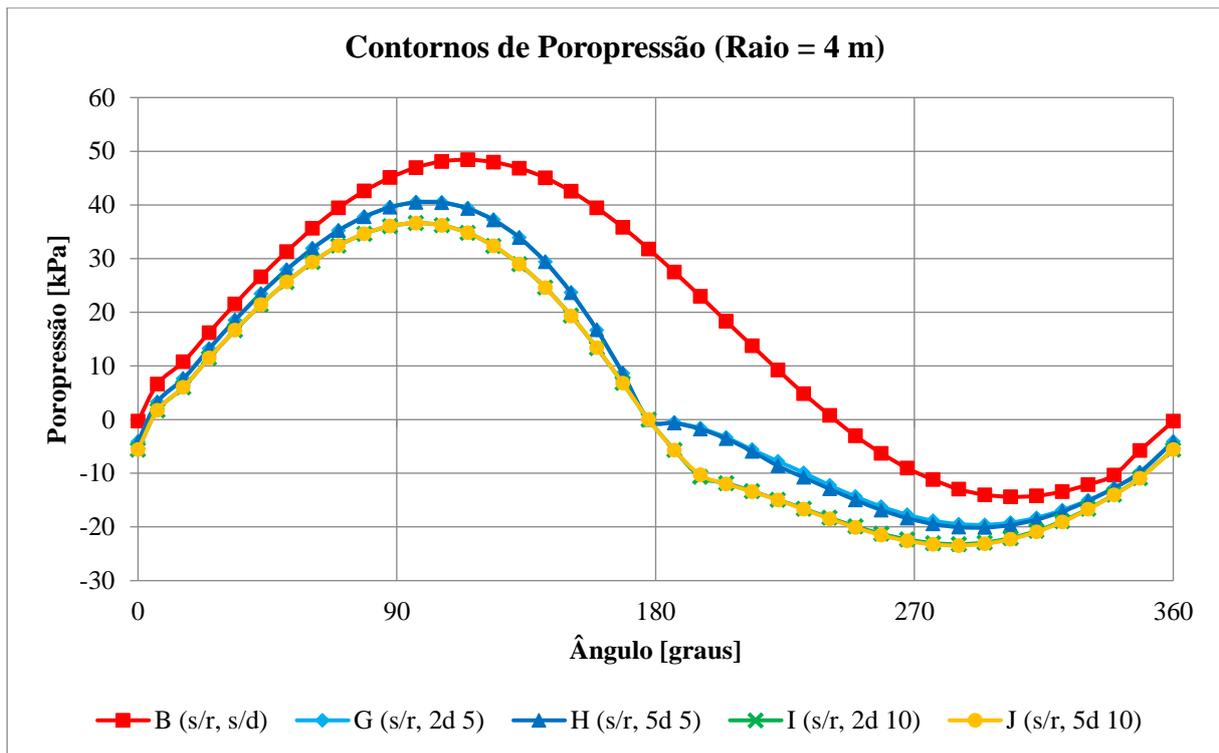


Figura 3.11 - Contornos de poropressão de raio 4 m para os casos B, G, H, I e J (T3.1)

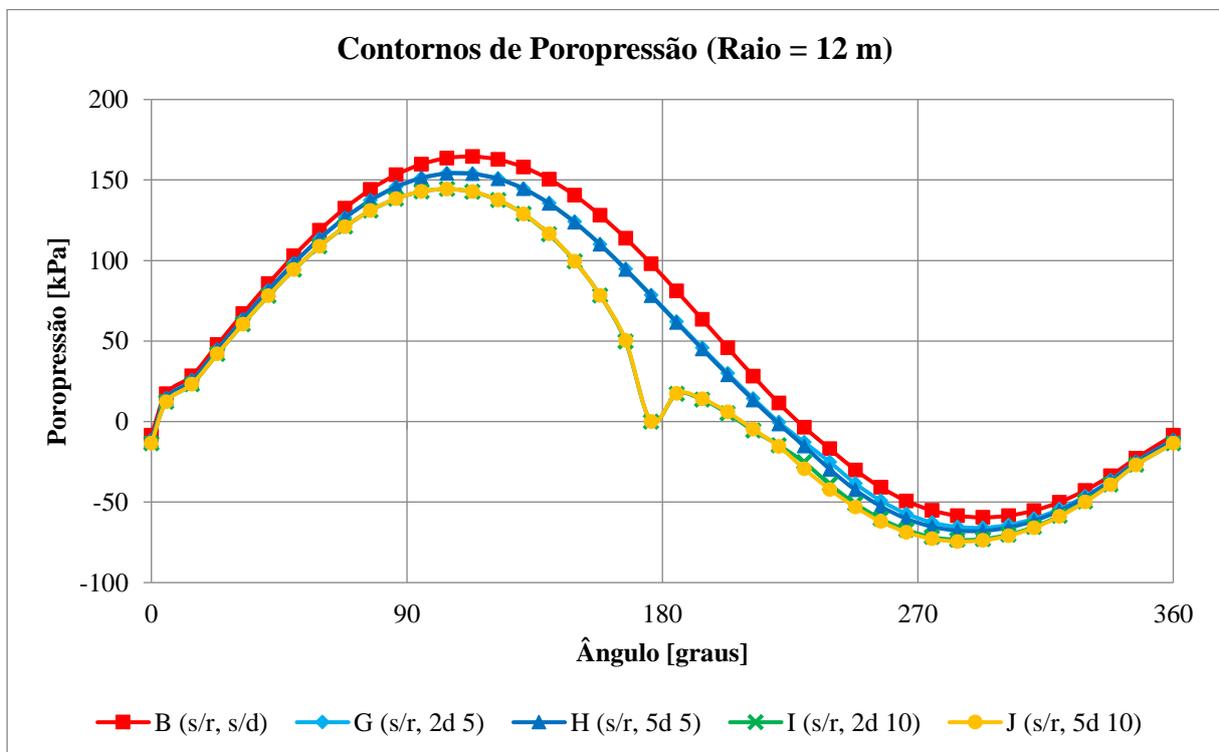
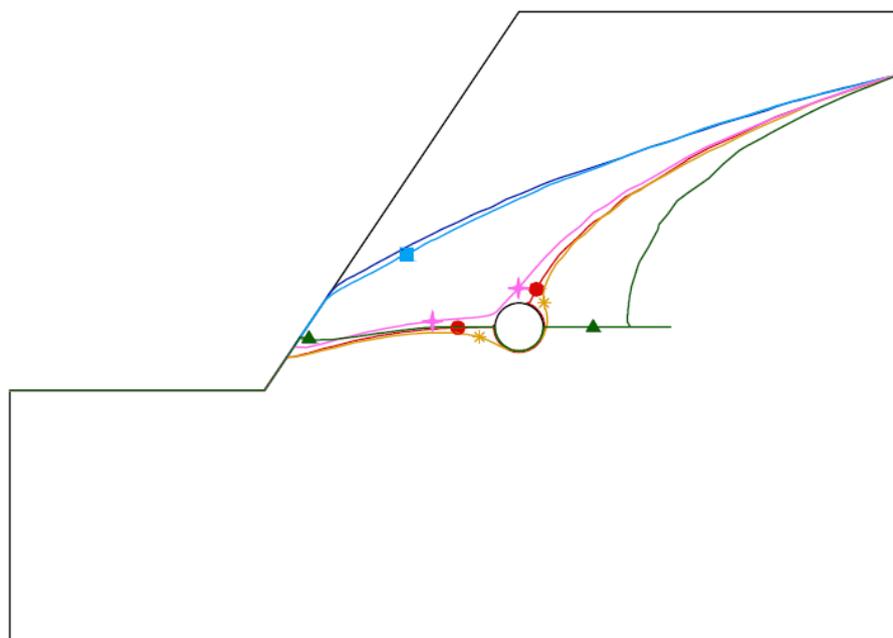
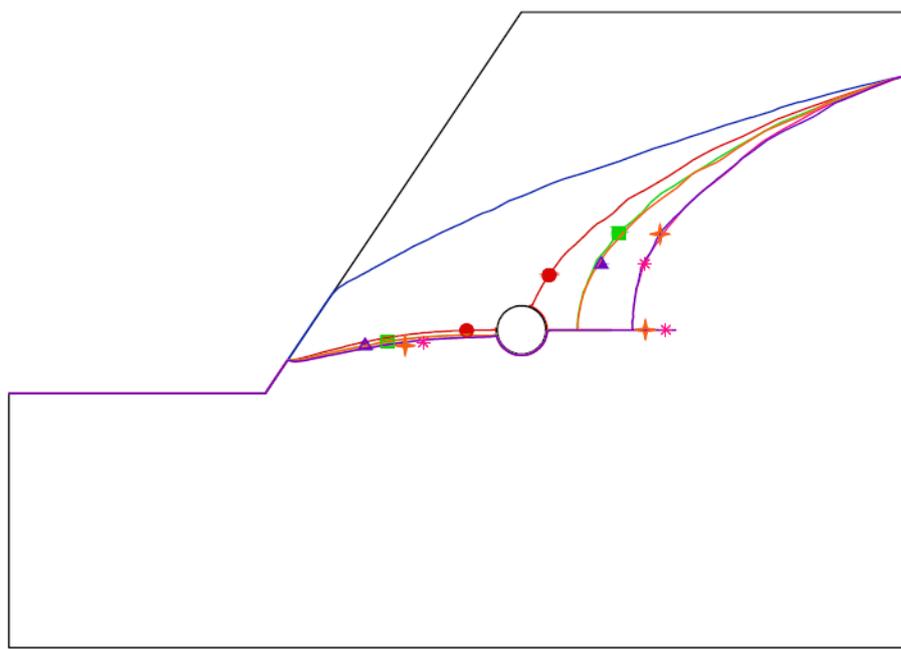


Figura 3.12 - Contornos de poropressão de raio 12 m para os casos B, G, H, I e J (T3.1)



A — B ● C ■ D * E * F ▲

(a)



A — B ● G ■ H * I * J ▲

(b)

Figura 3.13 – (a) Níveis d'água para os casos A, B, C, D, E, F (b) Níveis d'água para os casos A, B, G, H, I e J (T3.1)

Tabela 3.4 - Vazões calculadas nos sistemas drenantes (T3.1)

Casos		Vazões m ³ /s						
		Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
B	Sem revestimento	$1,5 \times 10^{-7}$	0	0	0	0	0	$1,5 \times 10^{-7}$
C	Concreto projetado intacto ($k=10^{-11}$ m/s)	$1,0 \times 10^{-8}$	0	0	0	0	0	$1,0 \times 10^{-8}$
D	Concreto projetado intacto ($k=10^{-9}$ m/s)	$1,3 \times 10^{-7}$	0	0	0	0	0	$1,3 \times 10^{-7}$
E	Concreto projetado trincado ($k=10^{-6}$ m/s)	$1,5 \times 10^{-7}$	0	0	0	0	0	$1,5 \times 10^{-7}$
F	Concreto projetado intacto ($k=10^{-11}$ m/s) com 2 drenos de 10 m	$1,1 \times 10^{-9}$	$1,6 \times 10^{-9}$	0	0	0	$7,9 \times 10^{-8}$	$8,1 \times 10^{-8}$
G	Sem revestimento com 2 drenos radiais de 5 m	$6,7 \times 10^{-8}$	$3,0 \times 10^{-9}$	0	0	0	$4,0 \times 10^{-8}$	$1,1 \times 10^{-7}$
H	Sem revestimento com 5 drenos radiais de 5 m	$6,7 \times 10^{-8}$	$2,8 \times 10^{-9}$	$2,5 \times 10^{-9}$	$1,4 \times 10^{-9}$	$4,6 \times 10^{-9}$	$3,8 \times 10^{-8}$	$1,2 \times 10^{-7}$
I	Sem revestimento com 2 drenos radiais de 10 m	$5,6 \times 10^{-8}$	$2,7 \times 10^{-9}$	0	0	0	$3,4 \times 10^{-8}$	$9,3 \times 10^{-8}$
J	Sem revestimento com 5 drenos radiais de 10 m	$5,6 \times 10^{-8}$	$2,5 \times 10^{-9}$	$2,1 \times 10^{-9}$	$1,1 \times 10^{-9}$	$1,5 \times 10^{-9}$	$3,7 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-7}$

Assim, um revestimento mais permeável, como o de concreto projetado considerado trincado, pode ser favorável por deixar a água entrar no túnel, reduzindo a poropressão sobre o revestimento. Contudo, a água que adentra o túnel deve ser conduzida controladamente para um destino adequado. O revestimento pouco permeável de concreto intacto pode acarretar uma poropressão 2 a 6 vezes maior sobre o revestimento, devendo este ser projetado para suportar maior carga.

3.3 A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA POSIÇÃO DO TÚNEL E DOS DRENOS RADIAIS NA PERCOLAÇÃO DE ÁGUA NO MACIÇO - TALUDE T3.2

O talude denominado de T3.2 tem como objetivo estudar a eficiência de diferentes posições de instalação de um túnel, variando a disposição, número e comprimento de drenos radiais. Esta análise conta com simulações numéricas de fluxo permanente para entender como acontece o rebaixamento do lençol freático e a poropressão em maciço com coeficiente de permeabilidade de 10^{-8} m/s.

3.3.1 GEOMETRIA DO MODELO

O talude T3.2 possui inclinação da face de aproximadamente 57° com a horizontal e sua altura é de 200 m, como ilustra a Fig. 3.14.

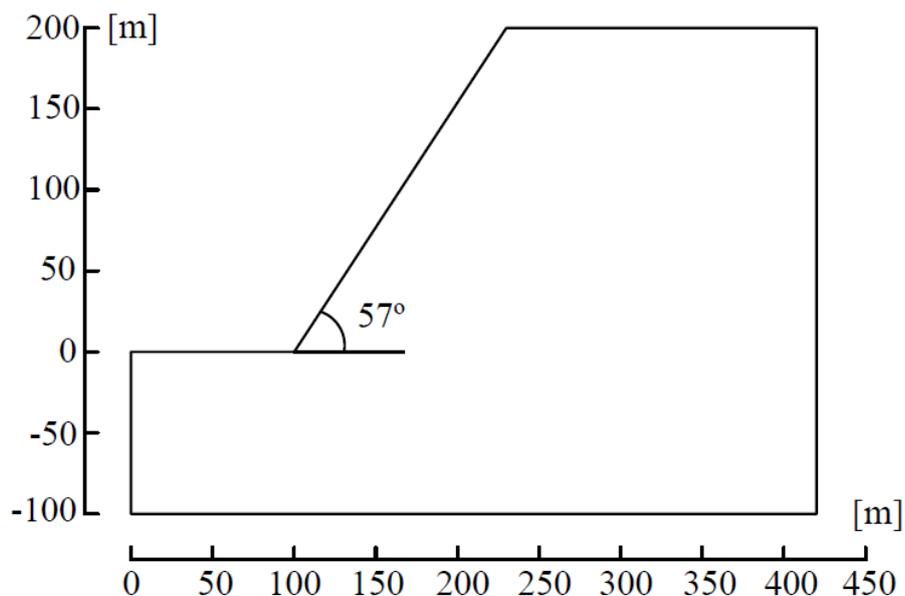


Figura 3.14 – Geometria (T3.2)

O túnel tem seção circular de raio 2 m. Todos os casos foram simulados sem revestimento interno, já que o intuito era analisar a drenagem pelas paredes de um túnel escavado em rocha competente, sem objetivo de analisar a estabilidade estrutural do conjunto.

3.3.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO

A malha foi refinada em maior grau na região ao redor do túnel, por comportar a condição de contorno de drenagem *unknown*. Para isso, foram escolhidos elementos triangulares de seis nós, totalizando de 1477 a 4261 elementos, dependendo da existência e posição do túnel e disposição dos drenos radiais (Fig. 3.15).

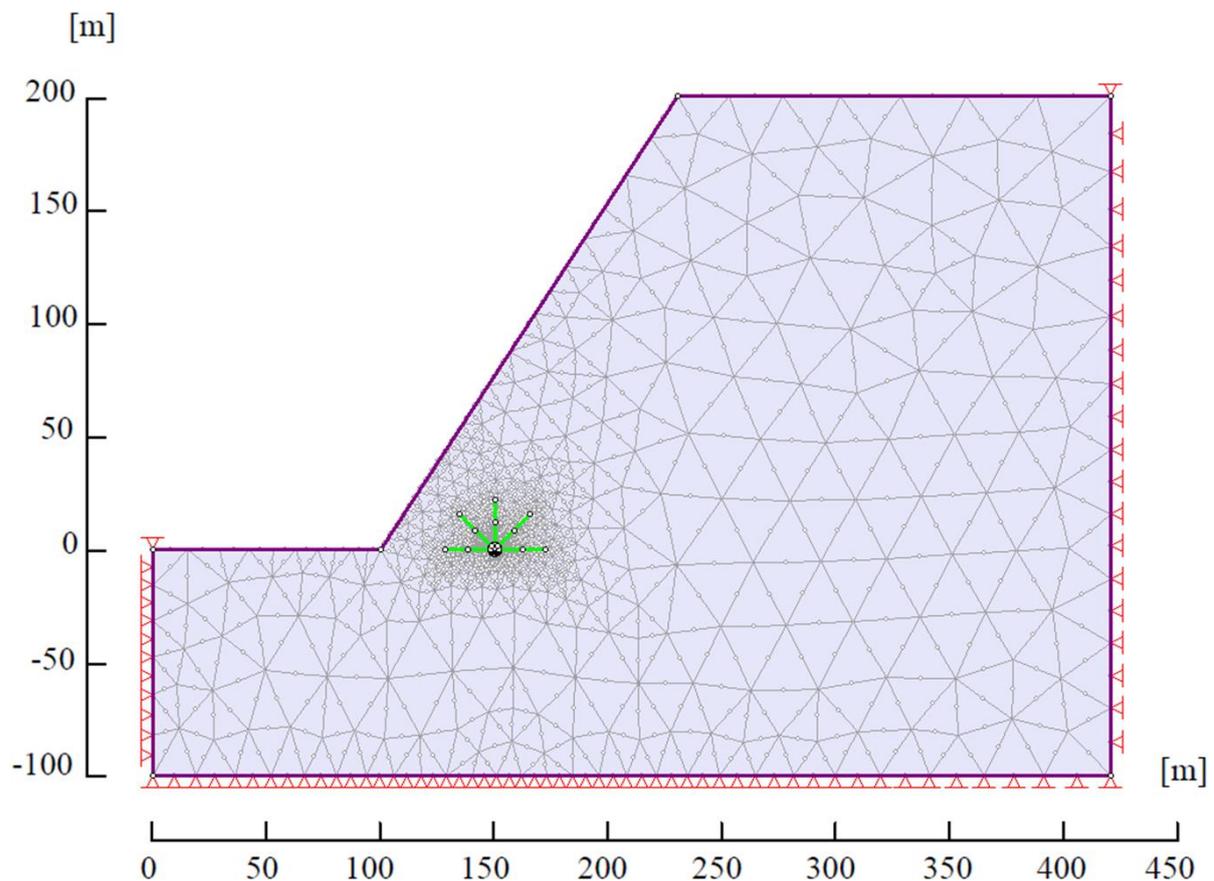


Figura 3.15 - Malha de elementos finitos aplicada ao talude com túnel com cinco drenos de 20 m (T3.2)

O nível d'água foi estipulado em uma profundidade 10% abaixo do topo do talude. Então, neste caso foi imposto 180 m de carga hidráulica total fixada apenas na fronteira direita do

modelo. A fronteira de topo é considerada drenante atribuindo a condição de contorno de fluxo *unknown* (Fig. 3.16 e 3.17).

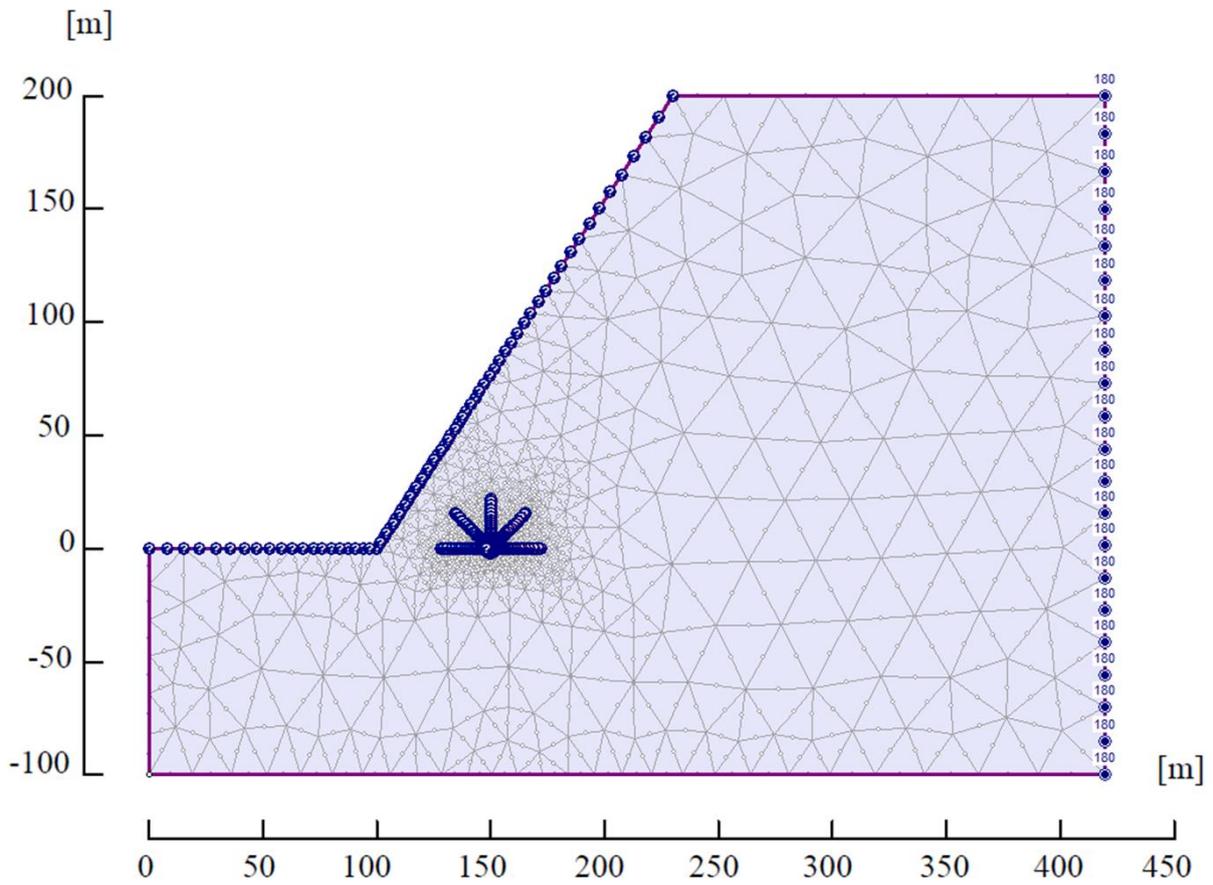


Figura 3.16 – Condições de contorno de fluxo (T3.2)

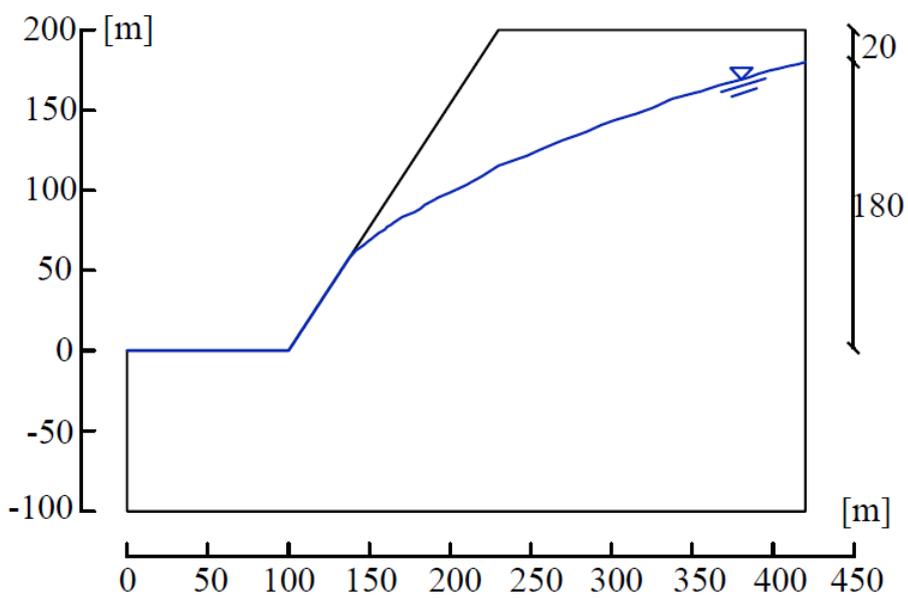


Figura 3.17 - Nível d'água inicial (T3.2)

3.3.3 POSIÇÕES DO TÚNEL DE DRENAGEM

Foram estudadas oito posições possíveis para a implantação do túnel de drenagem. Para isso, foram criadas duas linhas, 1 e 2, cada uma com quatro posições possíveis, A a D, para o túnel. Assim, as oito posições obtidas foram nomeadas de 1A, 1B, 1C, 1D, 2A, 2B, 2C e 2D (Fig. 3.18).

A linha 1 dista horizontalmente 50 m da face do talude, enquanto que a 2 dista horizontalmente 25 m da primeira. As posições A ficam na mesma elevação do pé do talude, as posições B estão elevadas de 25 m em relação às anteriores e assim, sucessivamente, foram definidas as posições C e D.

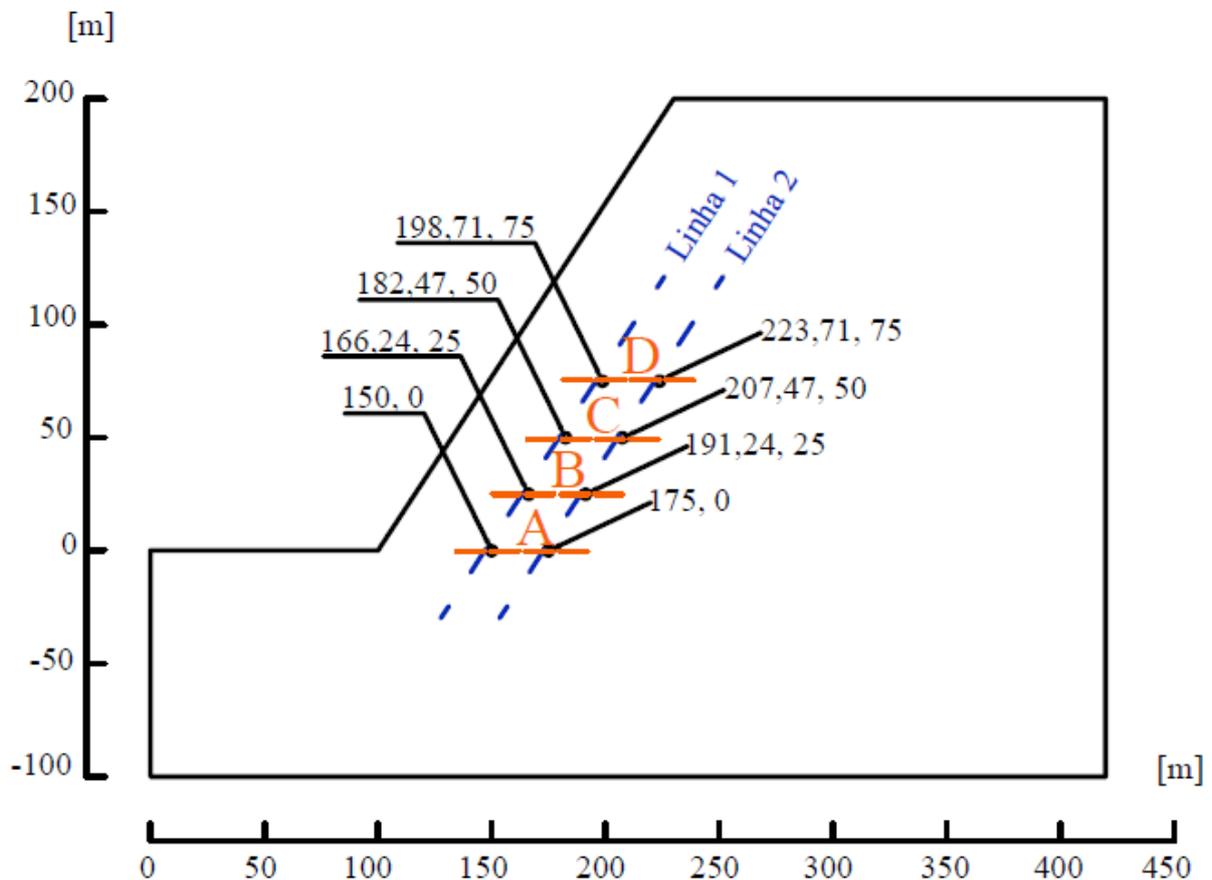


Figura 3.18 - Posições dos túneis de drenagem (T3.2)

3.3.4 DRENOS RADIAIS

A quantidade de drenos foi variada entre zero, dois e cinco drenos, distribuídos conforme a Fig. 3.19. Além da variação da quantidade, foram estudados drenos de 10, 20 e 50 m de comprimento.

3.3.5 RESULTADOS DO TALUDE T3.2

A análise de fluxo permanente apresenta o que seria um potencial máximo de rebaixamento do lençol freático e de alívio de poropressões, e esse estágio seria atingido após um determinado tempo a partir da instalação do túnel, o qual não foi estimado neste capítulo.

Nº de drenos radiais	Comprimento dos drenos	Disposição dos drenos	Legenda
Zero	-	-	s/d
Dois	50 m		2d H 50
	50 m		2d L 50
	50 m		2d V 50
	20 m		2d H 20
	10 m		2d H 10
Cinco	50 m		5d 50
	20 m		5d 20
	10 m		5d 10

Figura 3.19 - Disposição dos drenos radiais (T3.2)

Foram obtidos resultados relativos à poropressão ao redor do túnel, ao rebaixamento do nível do lençol freático e à vazão no sistema de drenagem profunda. A poropressão ao redor do túnel foi medida nas distâncias 2, 4 e 12 m do centro do túnel.

As Fig. 3.20, 3.21 e 3.22 apresentam os contornos de poropressão referentes às diferentes posições de alocação do túnel, considerando-o sem drenos. Foram obtidos resultados de poropressão proporcionais às posições, sendo que os maiores valores foram observados naquelas em que o túnel era mais profundo, valores estes que decaíam à medida que o túnel se encontrava instalado mais superficialmente.

Avaliando os túneis com drenos na posição 2A (Fig. 3.23, 3,24 e 3,25), em geral, o aumento na quantidade de drenos radiais reduzia a poropressão. Contudo, quanto maior era o comprimento dos drenos, menor era a influência da sua quantidade sobre a poropressão. Isto foi observado ao instalar drenos de 50 m, onde foi obtido o mesmo resultado de poropressão nas simulações com dois e cinco drenos.

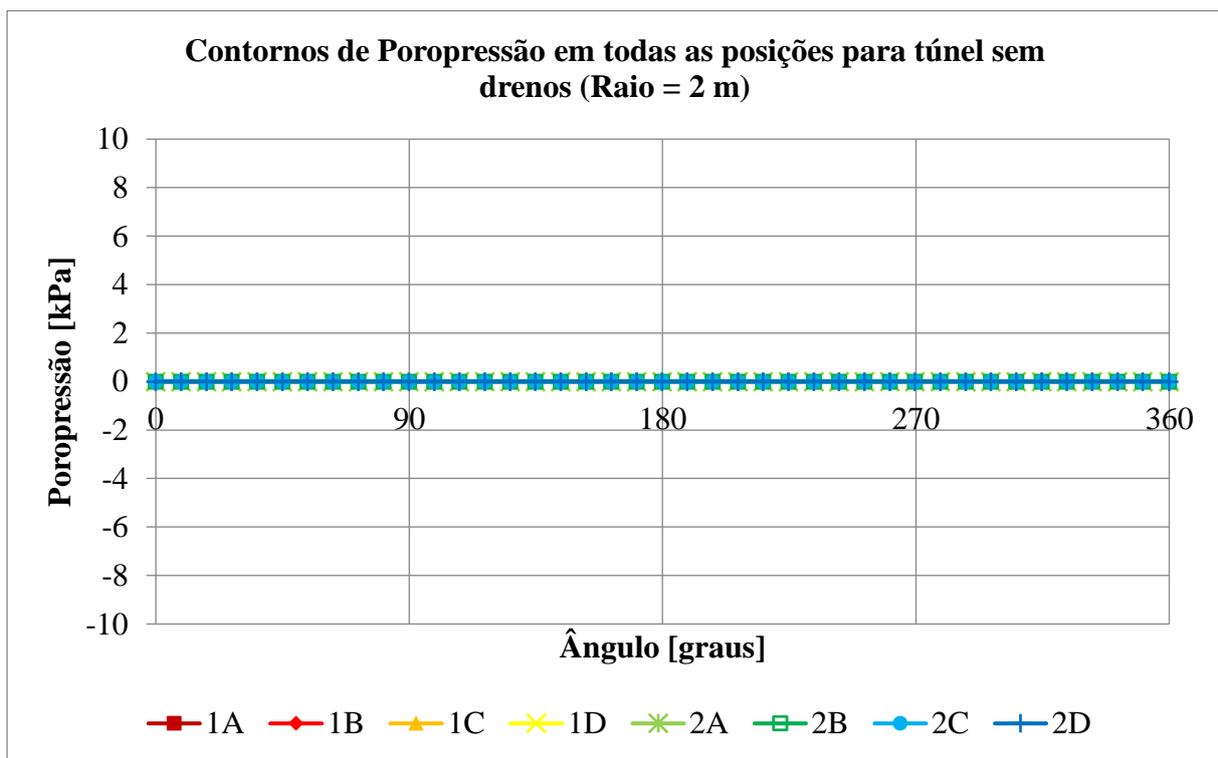


Figura 3.20 - Contornos de poropressão no raio 2 m em todas as posições de túnel sem drenos (T3.2)

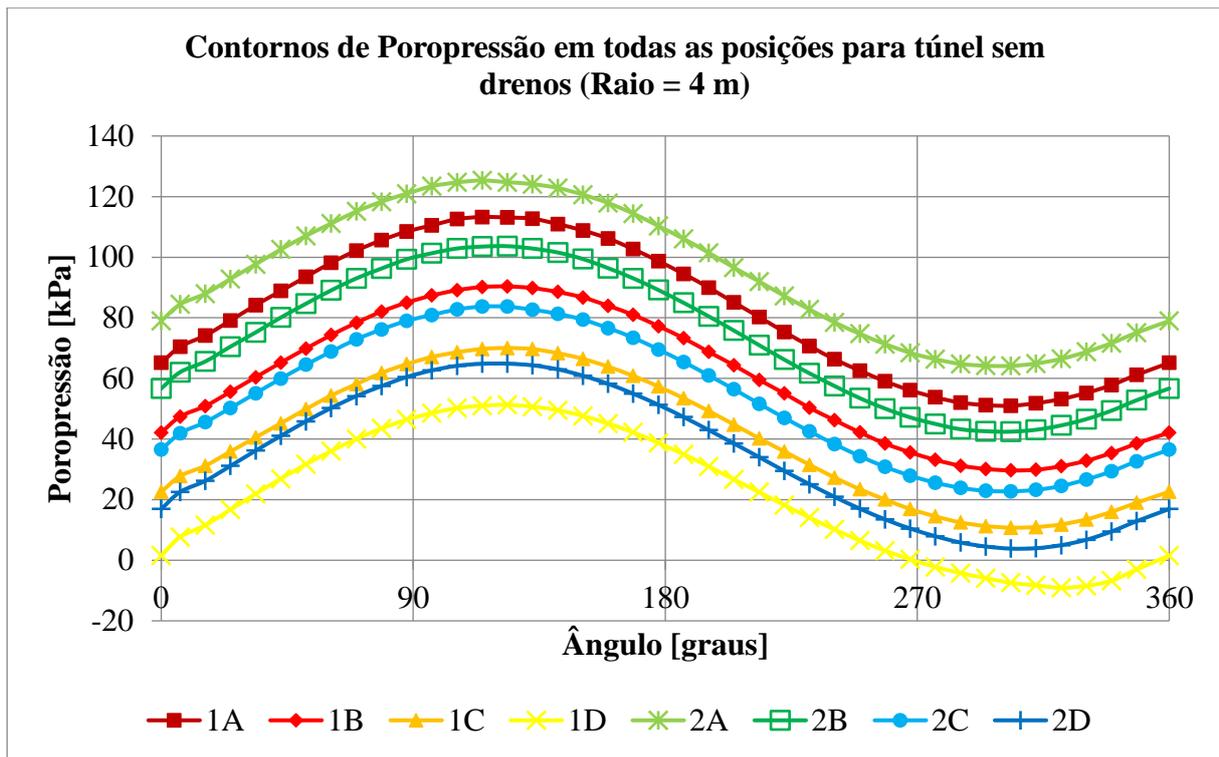


Figura 3.21 - Contornos de poropressão no raio 4 m em todas as posições de túnel sem drenos (T3.2)

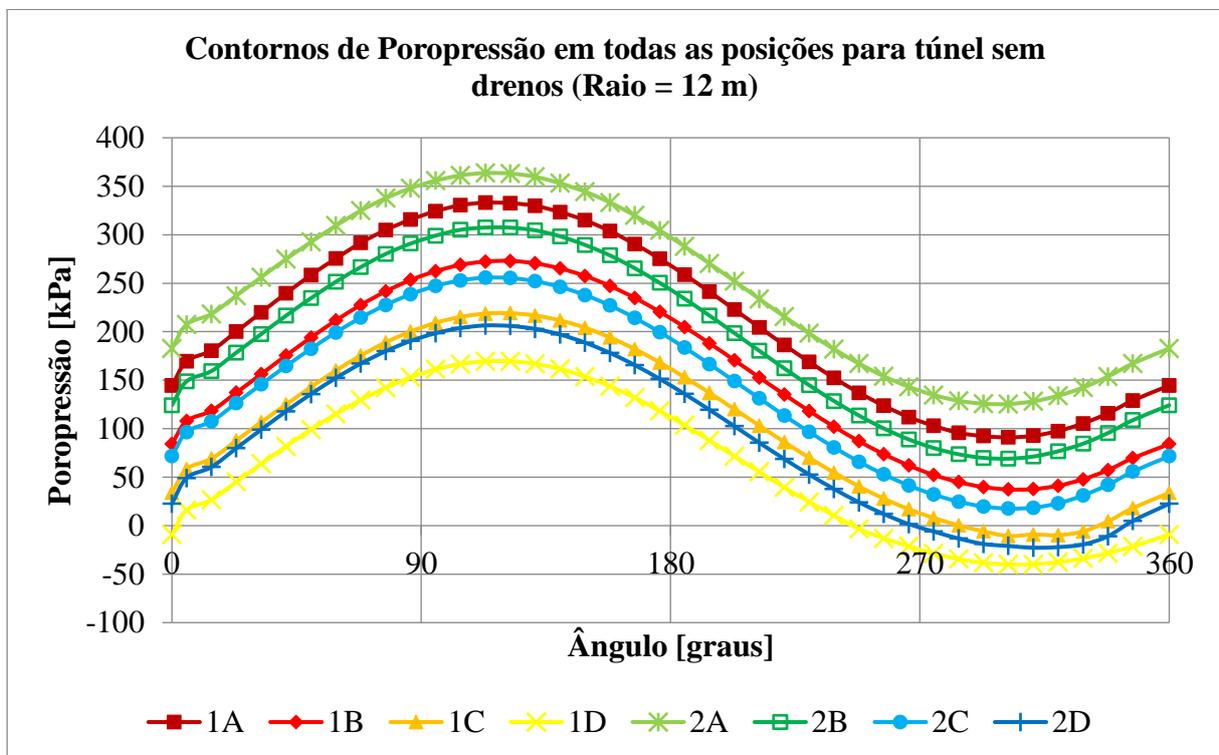


Figura 3.22 - Contornos de poropressão no raio 12 m em todas as posições de túnel sem drenos (T3.2)

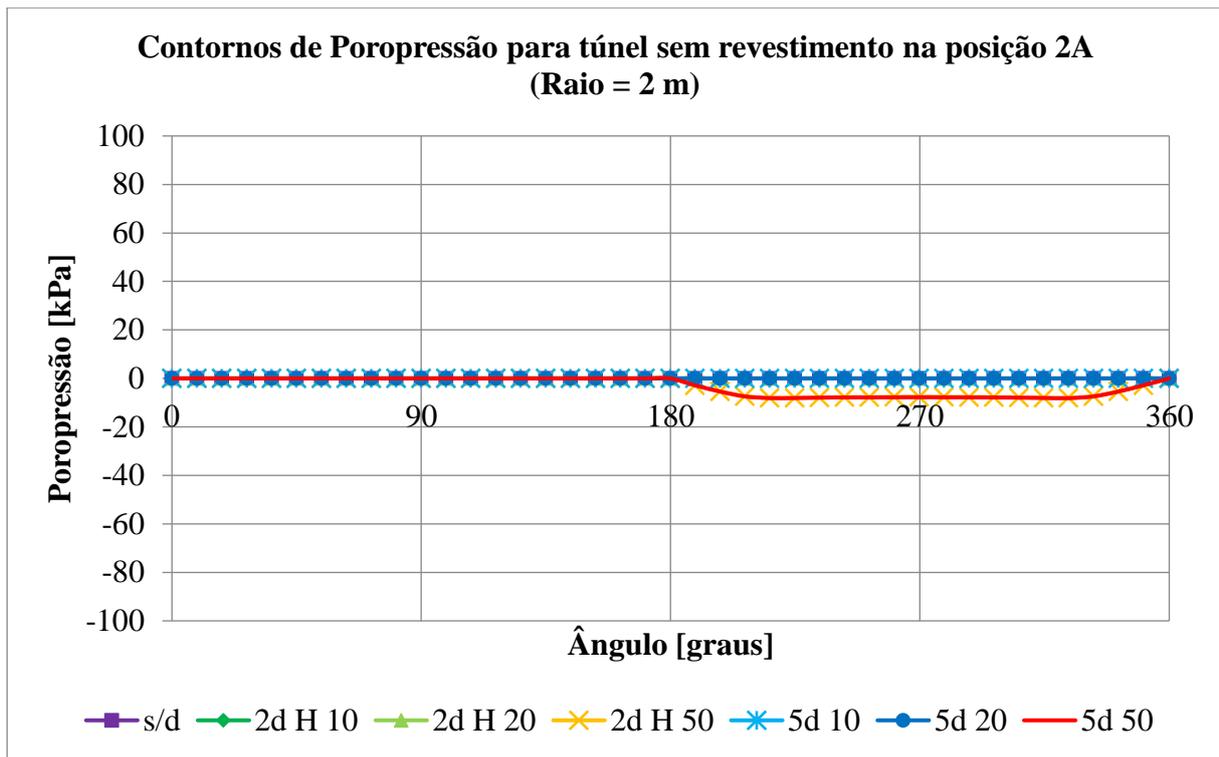


Figura 3.23 - Contornos de poropressão no raio 2 m para todos os casos da posição 2A (T3.2)

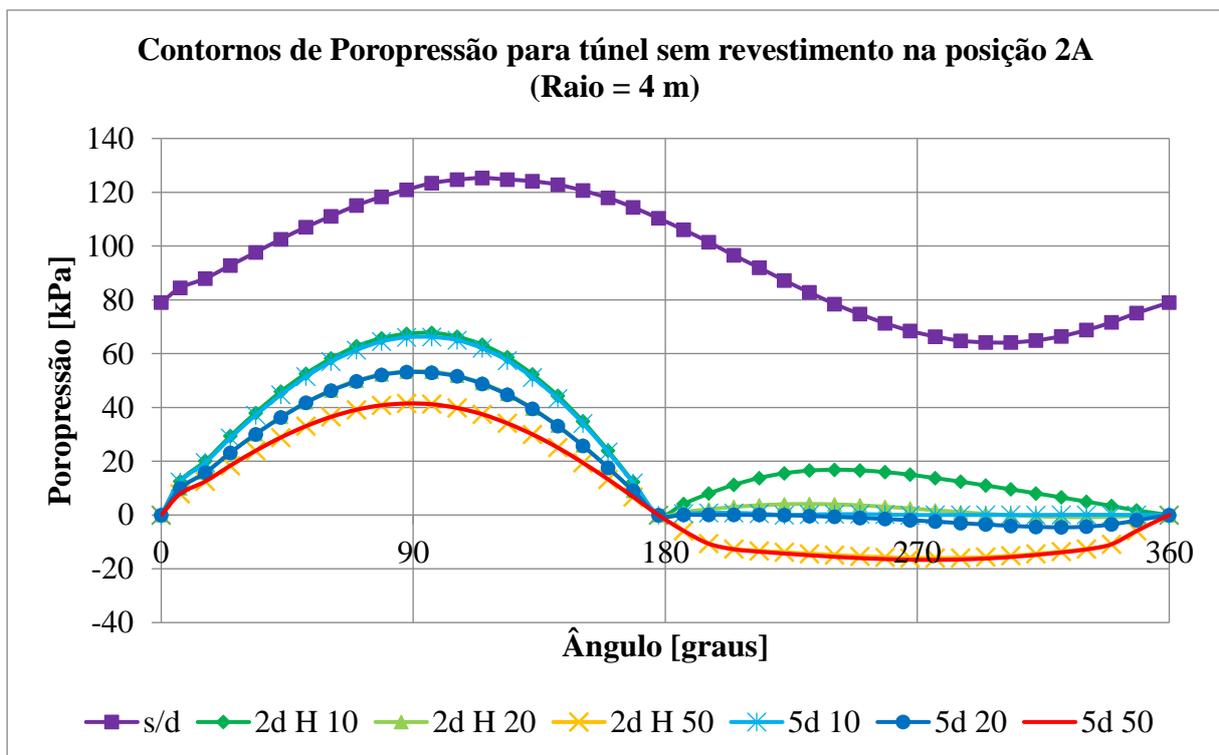


Figura 3.24 - Contornos de poropressão no raio 4 m para todos os casos da posição 2A (T3.2)

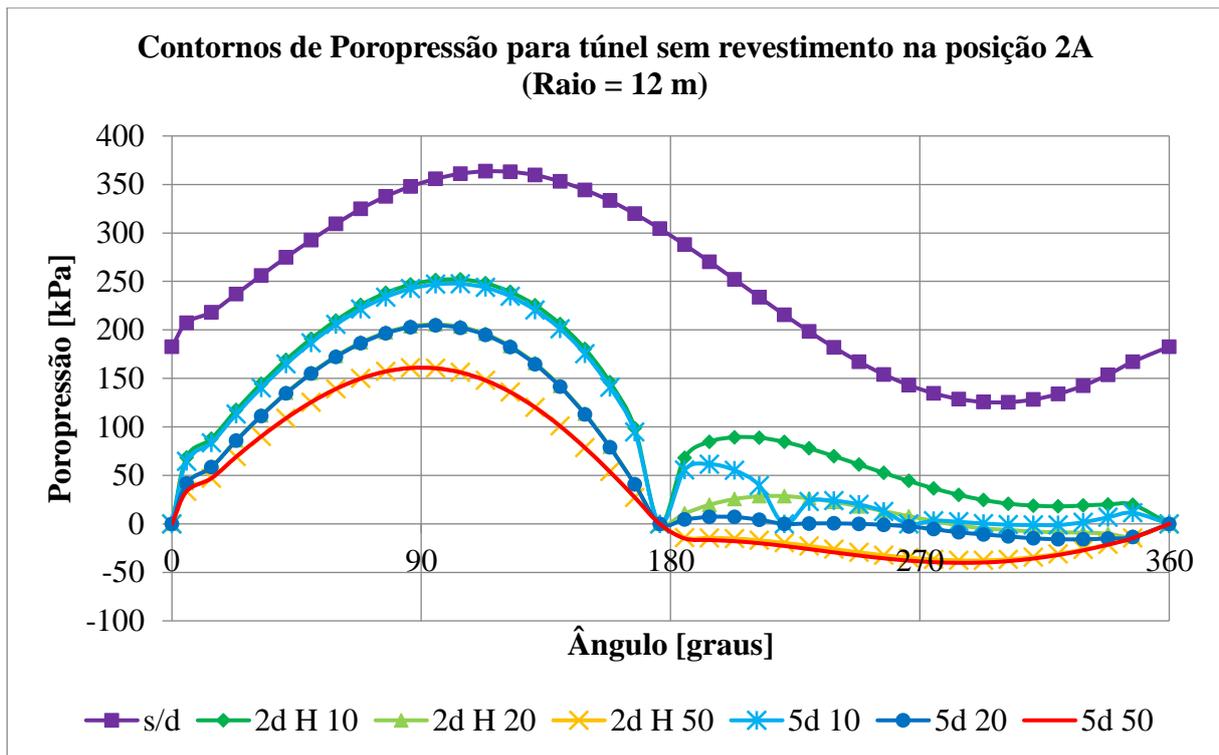


Figura 3.25 - Contornos de poropressão no raio 12 m para todos os casos da posição 2A (T3.2)

No cálculo da vazão de água que os sistemas de drenagem captam em estado permanente (resultados no Apêndice B), foi constatado um valor de 10^{-6} m³/s, o qual não tem variação consistente com as diferentes configurações do sistema. Em alguns casos, a vazão caiu de 10^{-6} para 10^{-7} m³/s ao aumentar o comprimento dos drenos, pois em um sistema de drenagem mais robusto, em que parte do sistema se encontra em região não saturada, não há fluxo nessas fronteiras. Além disso, de acordo com a condição de contorno imposta, não pode haver fluxo de água no nó de elementos com poropressão nula ou negativa. Por estas razões, as vazões calculadas nos sistemas de maior porte não são maiores do que as dos sistemas menores, como esperado.

Caso fosse analisado o estado de fluxo transiente, com o passar do tempo ocorreria a variação da vazão, dada sua relação com o potencial hidráulico nos drenos e o grau de saturação dos drenos de areia e do maciço. Os valores de vazão seriam diferentes caso fosse considerado o fluxo transiente para um intervalo de tempo suficientemente pequeno, para não atingir o fluxo permanente, já que sistemas de drenagem mais robustos tendem a coletar vazões maiores.

Analisando o potencial de rebaixamento de lençol freático obtido por túneis sem drenos instalados nas oito posições estudadas (Fig. 3.26 e 3.27), a posição 2A atingiu o melhor

resultado por estar localizada na porção inferior e mais interna do talude. As demais posições apresentam potenciais de rebaixamento cada vez menores à medida que a cobertura do túnel diminui.

Pela análise do rebaixamento do lençol freático atingido nas simulações aplicadas em cada configuração do sistema de drenagem, foi constatado que as posições e os comprimentos dos drenos são de grande importância para a qualidade do rebaixamento. Em geral, os drenos de maiores comprimentos causaram maiores rebaixamentos do nível d'água, principalmente nos casos em que um dos drenos apontava horizontalmente para o interior do talude. Esta análise é ilustrada pela Fig. 3.28 representando o caso da posição 2A genericamente. Os demais casos se encontram ilustrados no Apêndice B.

Contudo, é importante entender que os sistemas mais robustos, contendo drenos maiores e mais abundantes, influenciam o tempo de rebaixamento do lençol freático. Os resultados obtidos indicam um potencial a ser atingido, mas não quantificam o tempo para que esta condição seja alcançada. Além disso, neste estudo o maciço é considerado homogêneo, o que não ocorre na prática. Desta forma, drenos abundantes e bem distribuídos podem aumentar a eficiência do sistema.

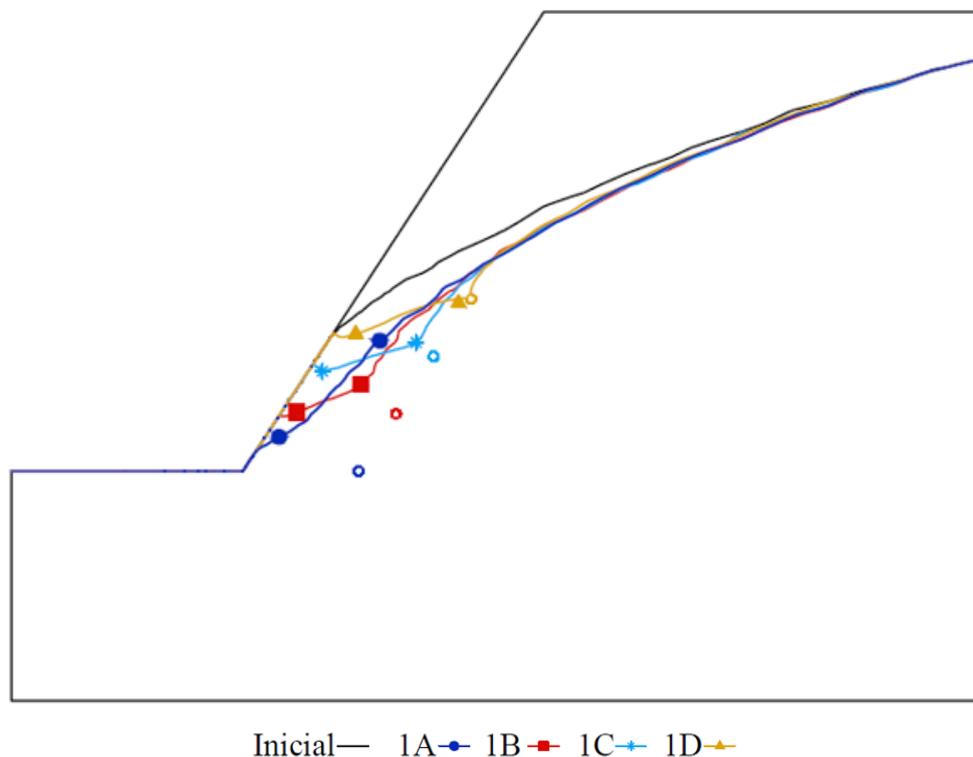


Figura 3.26 - Níveis d'água atingidos por túneis sem drenos radiais nas posições 1A, 1B, 1C e 1D (T3.2)

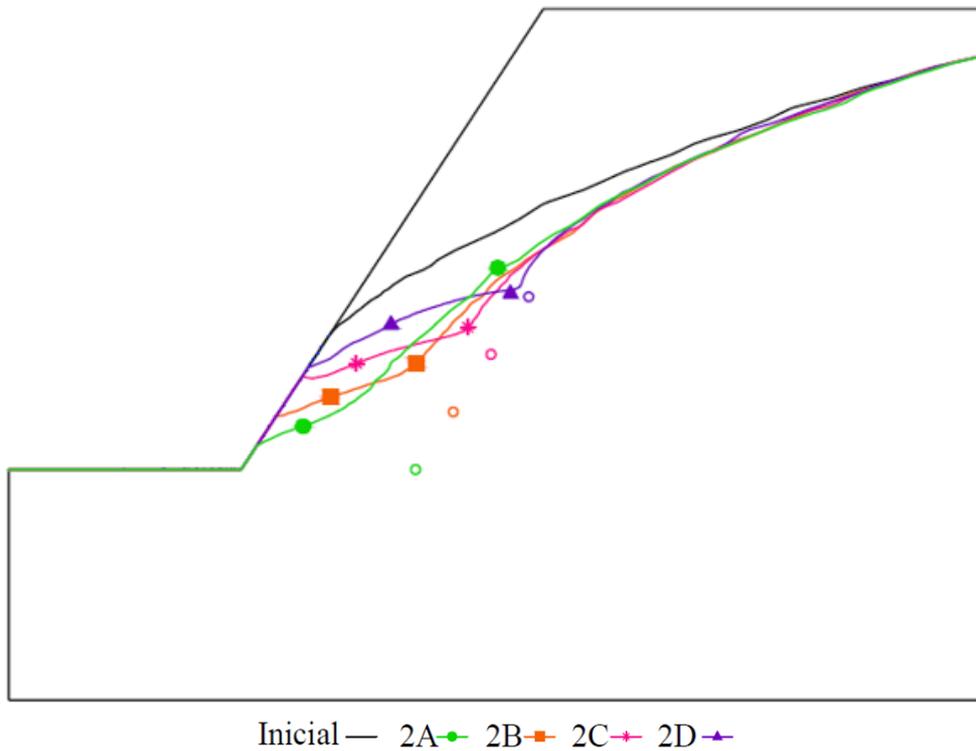


Figura 3.27 - Níveis d'água atingidos por túneis sem drenos radiais nas posições 2A, 2B, 2C e 2D (T3.2)

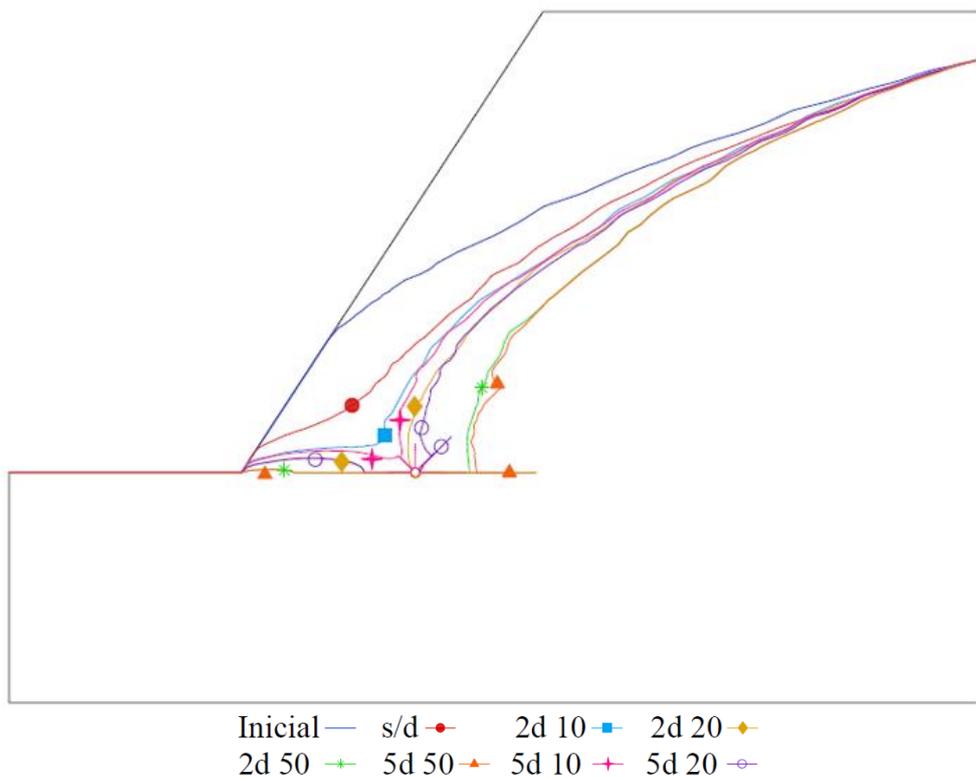


Figura 3.28 - Níveis d'água atingidos pelo túnel na posição 2A com diversas configurações de drenos radiais (T3.2)

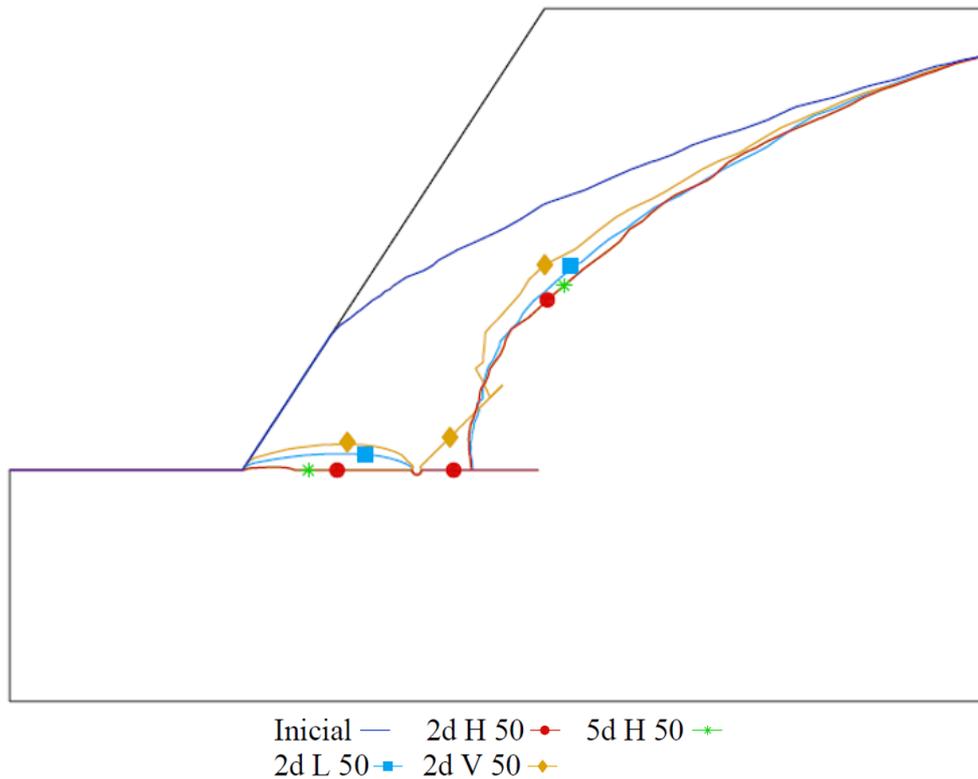


Figura 3.29 - Níveis d'água atingidos pelo túnel na posição 2A com diversas configurações de drenos radiais de 50 m (T3.2)

3.4 A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA POSIÇÃO DO TÚNEL E DOS DRENOS RADIAIS NA ESTABILIDADE DE TALUDES – TALUDE T3.3

No talude denominado de T3.3, foram variados a posição do túnel e o número, o arranjo e o comprimento dos drenos radiais, mantendo fixos todos os demais parâmetros. Neste caso, foram efetuadas simulações numéricas de fluxo e estabilidade com o objetivo de entender como os túneis afetam a estabilidade do talude, além de analisar o fenômeno da percolação que se processa no mesmo.

3.4.1 GEOMETRIA DO MODELO E GEOMORFOLOGIA DO DESLIZAMENTO

O talude T3.3 possui inclinação da face de aproximadamente 57° com a horizontal e sua altura é de 500 m, como apresenta a Fig. 3.30.

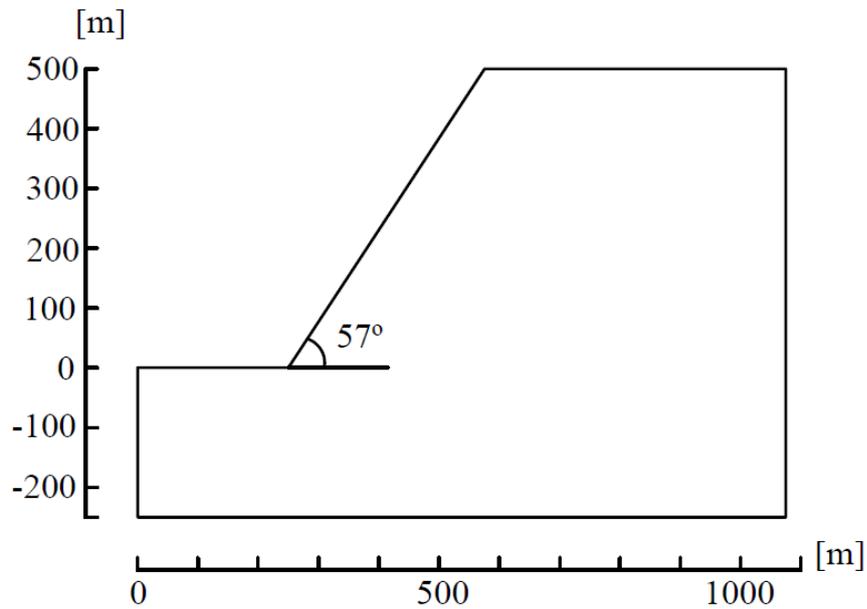


Figura 3.30 - Geometria (T3.3)

Foi analisada em conjunto com o estudo de drenagem uma superfície de ruptura em formato circular representando a ruptura global do talude, como indica a Fig. 3.31. Este formato de ruptura foi fixado para que fosse analisada a interação entre o comportamento dos túneis de drenagem e a estabilidade global do talude.

Foi escolhido simplificar a seção do túnel de forma a reduzir a influência de sua geometria neste estudo, impondo uma geometria circular com raio 2 m. Em todos os casos, foram simulados túneis sem revestimento interno, dada a competência estrutural imposta à rocha e a não limitação de convergência máxima do túnel, tornando desnecessária a instalação de suporte. Sendo assim, é esperada a ruptura global do talude antes que ocorra o colapso do túnel.

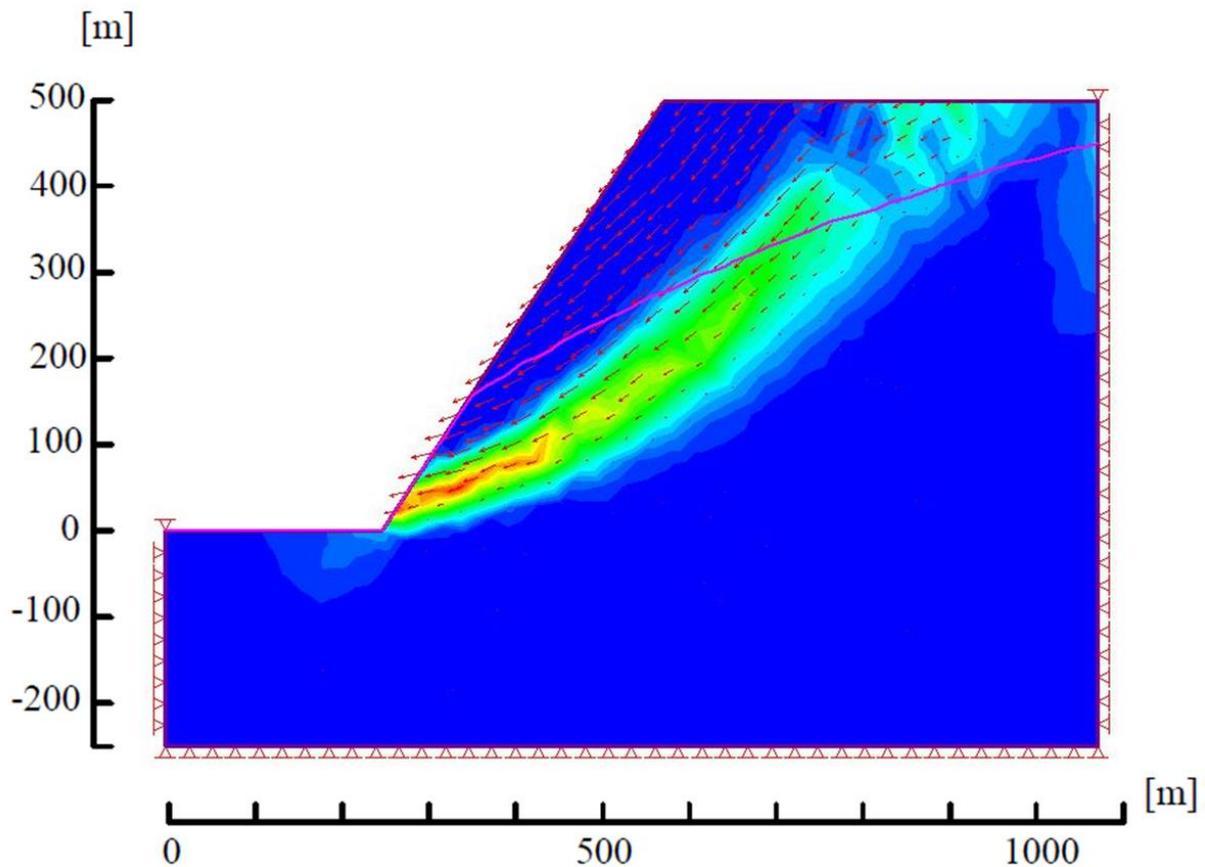


Figura 3.31 - Cunha de ruptura global do talude de 500 m de altura na condição inicial. Representação das deformações cisalhantes máximas e dos vetores de deslocamento (T3.3)

3.4.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO

O nível d'água considerado foi suposto estar em uma posição localizada 10% abaixo do topo do talude, no caso, com 450 m de carga hidráulica total (Fig. 3.32). A face do talude foi considerada drenante, assim como os túneis, aplicando a função *unknown*.

3.4.3 DRENOS RADIAIS

De forma semelhante ao que foi executado no T3.2, foram variadas as quantidades de drenos da seguinte forma: 0, 2 e 5 drenos, distribuídos conforme mostra a Fig. 3.33. Foram estudados apenas drenos de 50 m de comprimento.

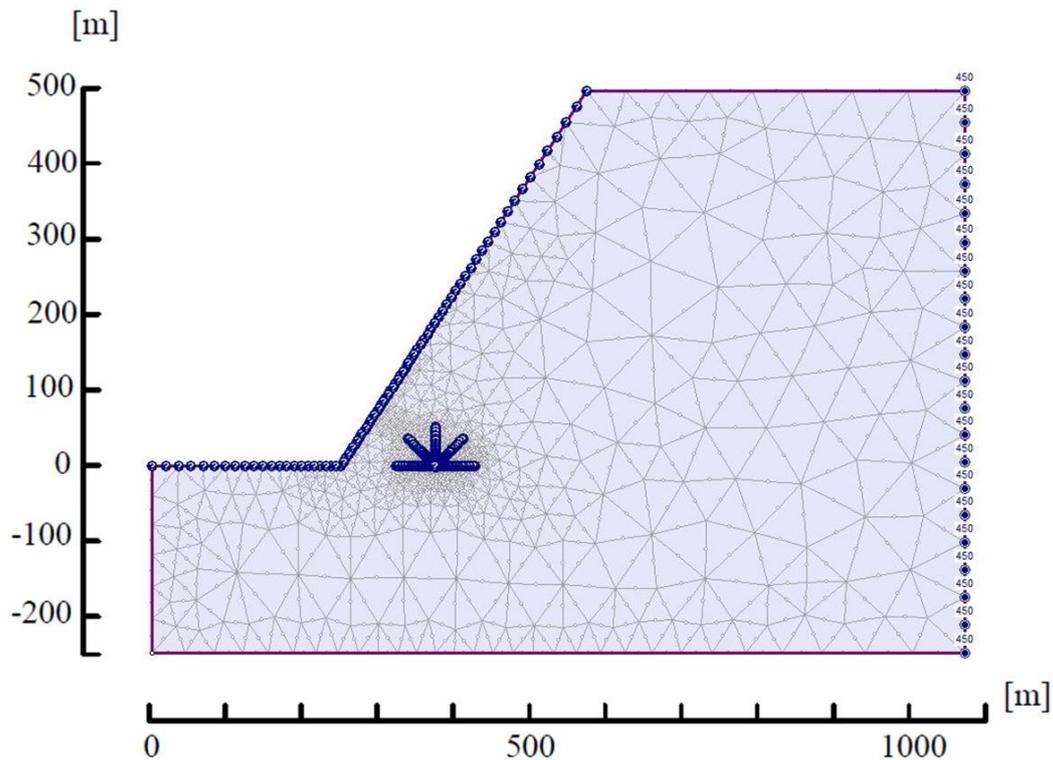


Figura 3.32 – Malha de elementos finitos e condições de contorno de fluxo (T3.3)

Nº de drenos radiais	Comprimento dos drenos	Disposição dos drenos	Legenda
Zero	-	-	s/d
Dois	50 m		2d H 50
Cinco	50 m		5d 50

Figura 3.33 - Disposição dos drenos radiais (T3.3)

3.4.4 POSIÇÕES DO TÚNEL DE DRENAGEM

Foram estudadas oito posições possíveis para a implantação do túnel de drenagem e criadas duas linhas, 1 e 2, cada uma com quatro posições possíveis (A a D) para o túnel. Assim, as oito posições obtidas foram nomeadas de 1A, 1B, 1C, 1D, 2A, 2B, 2C e 2D (Fig. 3.34).

A linha 1 dista horizontalmente 125 m da face do talude, enquanto que a 2 dista horizontalmente 65 m da primeira. As posições A ficam na altura na base do talude, as B estão

elevadas de 60 m em relação às anteriores e assim, sucessivamente, estão elevadas as posições C e D.

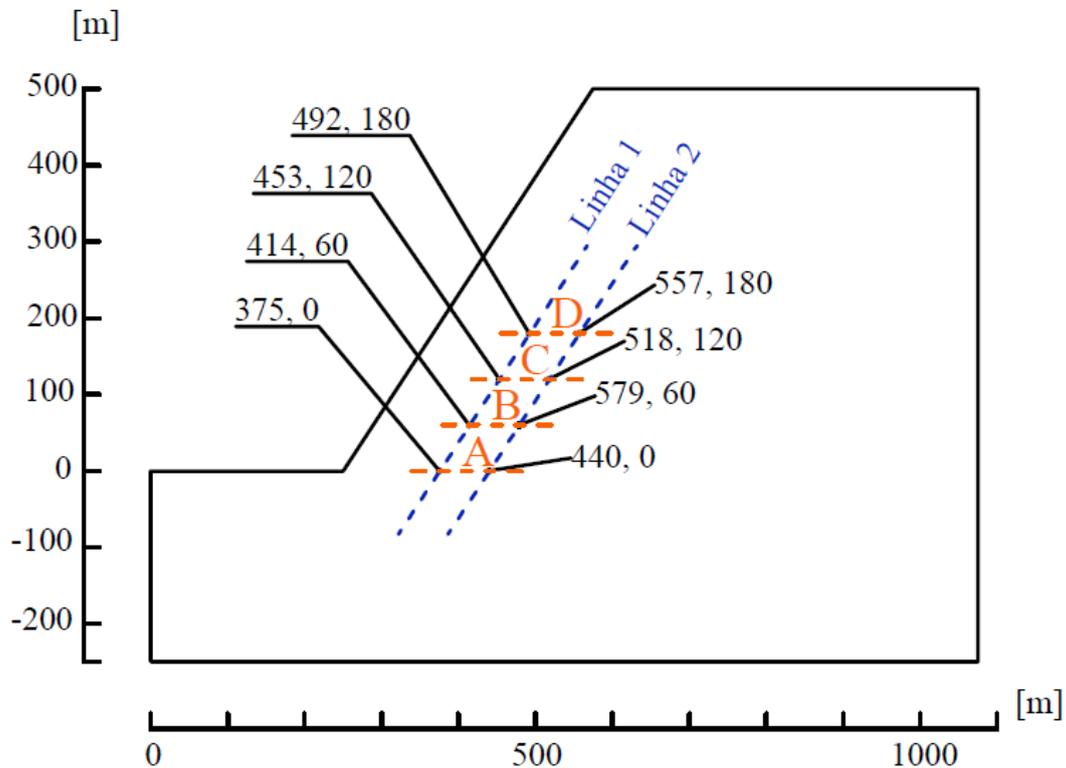


Figura 3.34 - Posições dos túneis de drenagem (T3.3)

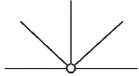
3.4.5 RESULTADOS DO TALUDE T3.3

O talude hipotético T3.3 possui fator de segurança inicial igual a 1,03, sem a intervenção de soluções de engenharia. Com o intuito de entender a influência de túneis de drenagem no aumento deste fator de segurança, foram executadas simulações numéricas de estabilidade e fluxo acoplados, chegando aos resultados expostos na Tab. 3.5.

Interpretando isoladamente os resultados relativos ao fator de segurança, posições de túneis mais baixas, próximas à base do talude, alcançam fatores de segurança mais elevados. O fator decai ao elevar a posição do túnel. Em adição, posições mais internas ao talude também atingem fatores de segurança mais altos, como é o caso das posições localizadas na linha 2. Ainda de forma padronizada, os fatores de segurança aumentam conforme aumenta o número de drenos radiais no túnel. Isto ocorre devido ao maior alívio das poropressões no maciço e ao maior rebaixamento do nível d'água impostos. Sendo assim, a solução que atingiu maior fator de

segurança foi aquela com túnel instalado na posição 2A com cinco drenos radiais, atingindo um $FS = 1,23$.

Tabela 3.5 - Resultados de fator de segurança (T3.3)

TALUDE T3.3				
SITUAÇÃO		FATOR DE SEGURANÇA		
Inicial		1,03		
Com túnel de drenagem	Posição do túnel	Sem dreno ○	2 drenos —○—	5 drenos 
	1A	1,07	1,14	1,19
	1B	1,06	1,12	1,16
	1C	1,07	1,10	1,16
	1D	1,06	1,08	1,13
	2A	1,12	1,19	1,23
	2B	1,12	1,18	1,22
	2C	1,09	1,13	1,18
	2D	1,08	1,10	1,15

Analisando em conjunto as posições do túnel e da zona de cisalhamento na Fig. 3.35, é verificado que os túneis que se encontram nas posições 1B, 1C, 2C e 2D estão próximos ou cruzam a região de ruptura do talude, ocasionando o cisalhamento do túnel. Para a utilização destas posições na alocação do túnel, um suporte para o túnel deve ser dimensionado considerando os esforços cisalhantes em sua estrutura, situação que é indesejada pela projetista. Desta forma, deve ser buscado o posicionamento de túneis abaixo da zona de ruptura, como ocorre nas posições 1A, 2A e 2B, por possuírem um maior potencial de estabilização da encosta e por acarretarem menores custos construtivos e de suporte, já que não concorrem com a superfície de ruptura do talude.

É importante ressaltar que, na Fig. 3.35, não foi especificada uma única superfície de ruptura global para o talude, mas sim uma zona de cisalhamento. Isto foi feito, pois a variação das posições do túnel altera ligeiramente a posição da superfície de ruptura.

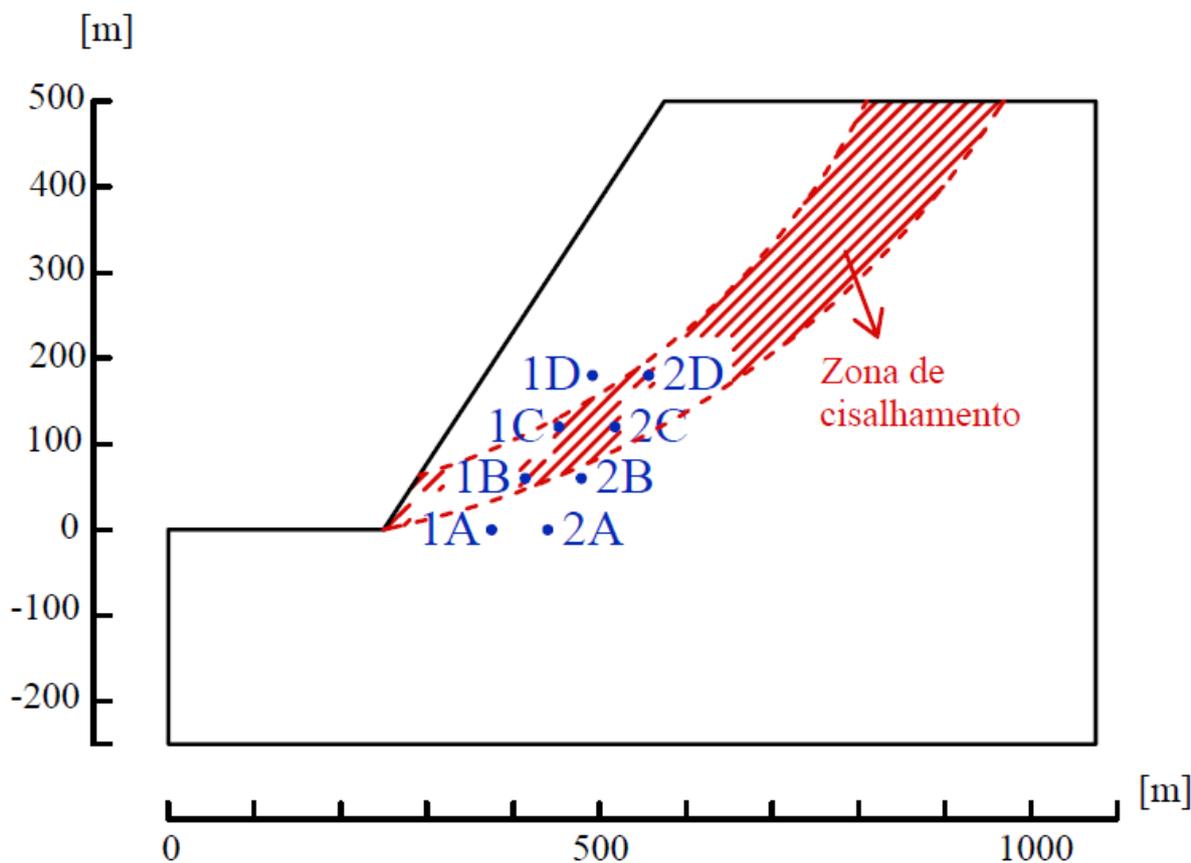


Figura 3.35 – Posições dos túneis de drenagem em relação à zona de cisalhamento (T3.3)

A fim de obter o máximo potencial de estabilização de um talude com soluções de drenagem profunda, foi simulada a situação em que o nível d'água estava abaixo do pé do talude e foi encontrado um fator de segurança igual a 1,68. Isto indica um limite superior do fator de segurança que a drenagem profunda pode atingir. A partir do fator de segurança mais alto encontrado, 1,23, ainda existe um potencial a ser explorado para melhorar a estabilidade da encosta estudada para atingir, por exemplo, um fator de segurança requerido por uma rodovia lindeira. Este potencial pode ser buscado instalando drenos radiais mais longos adentrando o maciço ou até mesmo projetando dois túneis de drenagem. Caso seja insatisfatoriamente baixo o fator de segurança do talude, podem ser incluídas soluções de contenção como tirantes, bermas e muros, além de implementada a solução de drenagem profunda.

A escolha do número e disposição dos drenos é essencial, pois altera completamente a superfície freática final alcançada assim como o tempo de rebaixamento. A alteração da superfície freática afeta diretamente as poropressões no maciço, a resistência ao cisalhamento do material e o fator de segurança global do talude. Na prática, é ressaltada a importância da

verificação dos resultados perante variações na solução idealizada, com o objetivo de encontrar soluções mais otimizadas com resultados satisfatórios. Para exemplificar, são comparados os resultados obtidos pela implementação de um túnel na posição 1A com 5 drenos e na posição 2A com 2 drenos, ambos com fator de segurança global de 1,19. Analisando apenas o fator de segurança, as soluções atingem um mesmo resultado de estabilização, contudo, a solução com cinco drenos acarretaria maiores custos de projeto, construção e manutenção. Porém, esta pode acarretar menor tempo de rebaixamento, além de reduzir os riscos de o sistema não funcionar adequadamente dada possível heterogeneidade do maciço. A solução da posição 2A com dois drenos gera menores custos, porém o seu tempo de rebaixamento é maior e pode não ser eficiente como se espera.

Contudo, para o caso de um talude com um potencial de instabilidade gerado pela percolação de água, seja por elevação de um reservatório no pé do talude, seja pela ocorrência de precipitação, o fator de segurança analisado de forma isolada não possui consistência suficiente para indicar sozinho a eficiência das soluções estabilizadoras. O desempenho de uma solução imposta deve ser avaliado conforme a variação provocada no fator de segurança e, principalmente, conforme reduções significativas nos deslocamentos do talude posteriores à instalação da solução de drenagem (Hoek, 1992).

Nas Fig. 3.36 e 3.37, verificando a poropressão abaixo da cunha de ruptura, a posição 2A, que alcançou os melhores resultados quanto ao fator de segurança, gerou baixos valores de poropressão na região da base da cunha de ruptura, a qual intercepta a face do talude.

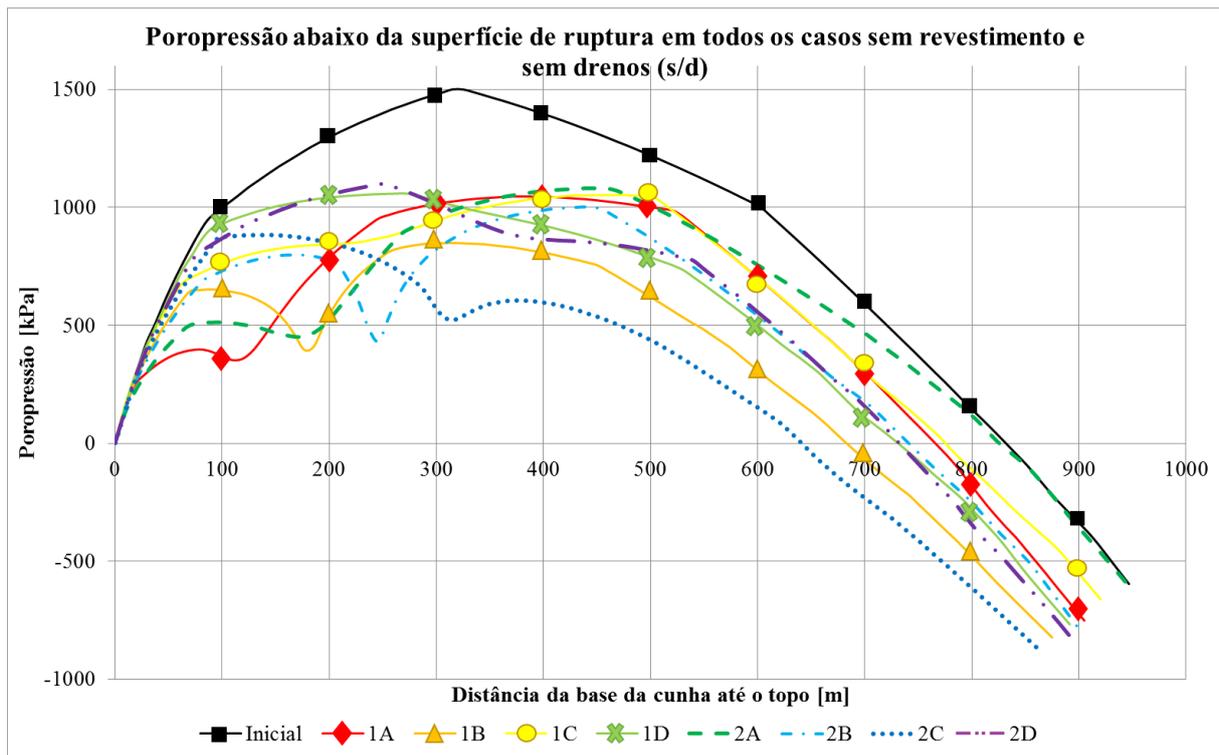


Figura 3.36 - Poropressão abaixo da superfície de ruptura em todos os casos sem drenos (T3.3)

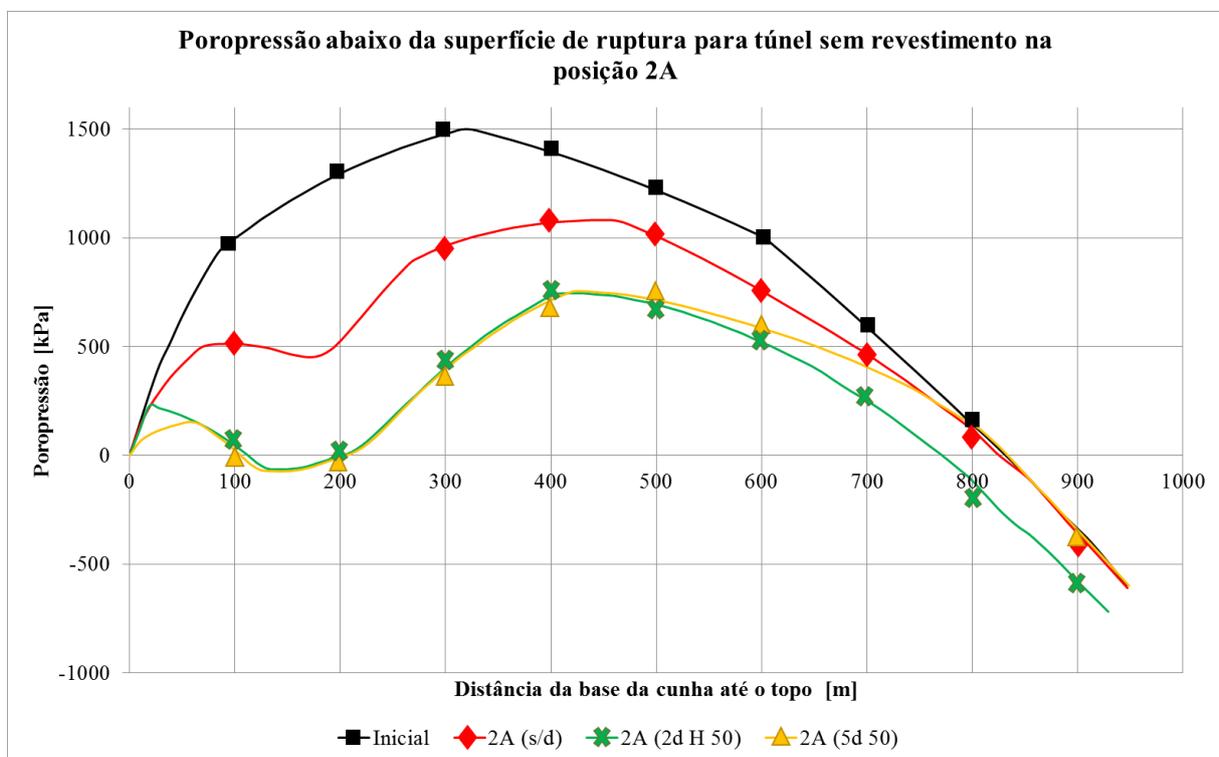


Figura 3.37 - Poropressão abaixo da superfície de ruptura para túnel na posição 2A (T3.3)

3.5 CONCLUSÕES DAS ANÁLISES DOS TALUDES T3.1, T3.2 E T3.3

No talude T3.1, foram estudados os efeitos da variação da permeabilidade do revestimento de um túnel e do dimensionamento de drenos radiais na percolação de água em um talude de 30 m de altura. A fissuração natural do suporte de concreto projetado aplicado nas paredes dos túneis foi estudada variando o seu coeficiente de permeabilidade de 10^{-11} m/s (concreto projetado via úmida intacto) para 10^{-6} m/s (concreto projetado trincado). Este aumento na permeabilidade foi capaz de reduzir de duas a seis vezes a carga de água sobre o suporte do túnel, o que acarretaria em uma camada de concreto projetado mais fina do que desconsiderando a fissuração do material. Avaliando túneis sem revestimento variando o número e comprimento de seus drenos radiais, foi possível constatar que o aumento no comprimento dos drenos gerou maior de rebaixamento do nível d'água e maior redução nas poropressões ao redor do túnel do que o aumento de sua quantidade.

No talude T3.2, foram estudados os efeitos da variação da posição de um túnel de drenagem e do dimensionamento de drenos radiais na percolação de água em um talude de 200 m de altura. Da variação da posição do túnel, concluiu-se que túneis mais profundos são submetidos a poropressões maiores, mas também são responsáveis pelos melhores resultados de rebaixamento do lençol freático.

Quanto aos drenos radiais, o aumento no comprimento dos drenos teve maior influência no rebaixamento do lençol freático e na redução das poropressões do que o aumento na quantidade de drenos aplicada. Além disso, sistemas com cinco drenos dispostos uniformemente ao redor do túnel atingiram o mesmo resultado de rebaixamento de nível d'água de sistemas com dois drenos, porém em posições otimizadas. Porém, na prática, o que se percebe é a aplicação de drenos radiais em abundância buscando minimizar os efeitos da heterogeneidade do maciço e garantir o funcionamento do sistema de drenagem.

No talude T3.3, foram estudados os efeitos da variação da posição de um túnel de drenagem e do dimensionamento de drenos radiais na estabilização de um talude de 500 m de altura. Neste estudo, túneis instalados em posições mais profundas atingiram melhores resultados de estabilização, principalmente as que se encontram abaixo da superfície de ruptura do talude, já que posições que cruzam a superfície de ruptura foram desfavoráveis por ocasionar no cisalhamento do túnel. Também foi constatado que o aumento no número de drenos radiais gerou aumento no FS global do talude.

Assim como no talude T3.2, no T3.3 foram encontrados casos em que um sistema drenante com menor capacidade instalado em posição mais profunda atinge o mesmo resultado de FS de um sistema com maior capacidade drenante instalado em posição mais superficial. Nestes casos, para melhor julgamento dos sistemas, é importante avaliar os demais efeitos de cada um, como a variação da superfície de ruptura, tempo de rebaixamento e de estabilização da encosta, redundância do sistema de drenos implementado e custos construtivos e de manutenção.

4 EFEITOS DE TÚNEIS DE DRENAGEM NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE NATURAL INSPIRADO NO CASO DA RODOVIA DOS IMIGRANTES, VIADUTO VA-19, BRASIL

Com o objetivo de entender a influência de um túnel de drenagem em taludes, neste capítulo será avaliado um talude com seção em rocha e solo. Conforme apresentado no Capítulo 4, a Rodovia dos Imigrantes possui um trecho cuja encosta foi estabilizada com a aplicação de solução de drenagem profunda associada a um sistema de galerias de drenagem. Wolle *et al.* (2004) e Bastos (2008) apresentam estudos de caso sobre esta obra onde fazem análises dos dados de instrumentação e estabilidade estudando a eficiência do sistema de drenagem empregado na estabilização da encosta.

Por se tratar de uma obra que conta com uma relevante disponibilidade de dados técnicos, inspirou um estudo hipotético a respeito de como um túnel de drenagem influenciaria um talude composto de solo e rocha, a depender de sua posição de instalação. A Figueiredo Ferraz disponibilizou dados de relatórios técnicos e imagens da obra em apoio a esta pesquisa.

Foram realizadas simulações numéricas em duas dimensões considerando condições de deformação plana para entender o comportamento do maciço em interação com um túnel de drenagem. O programa de elementos finitos RS² foi utilizado como ferramenta aplicando o método de cálculo do fator de segurança *Shear Strength Reduction* (SSR). Em relação ao fluxo, foi considerado regime permanente.

O estudo foi conduzido de forma a analisar duas possíveis superfícies de ruptura em uma seção, associadas à instalação de um túnel de drenagem em diferentes posições. O objetivo do capítulo é entender como se dá a interação do túnel de drenagem com o maciço misto no que diz respeito ao fator de segurança e distribuição das pressões de água.

4.1 SIMPLIFICAÇÕES E ALTERAÇÕES NO MODELO

Na região do viaduto VA-19, foi construído um sistema de galerias de drenagem que buscou reduzir as poropressões no maciço instável. O traçado das galerias e o perfil geológico-geotécnico apresentados pela Vecttor Projetos em 2000 segundo Bastos (2006) (Fig. 4.1) implica em uma situação tridimensional, dificilmente analisada com acurácia em duas dimensões. Contudo, o presente estudo contempla apenas análises bidimensionais e, para isso, o problema foi simplificado. Foi escolhido o perfil ilustrado na Fig. 4.1 dentre os que melhor

representam o movimento do maciço. Com uma seção simplificada e os dados dos materiais alterados, o estudo se distancia da realidade do caso e inicia um caso totalmente hipotético.

Ao realizar as primeiras simulações numéricas utilizando perfil semelhante ao da Fig. 4.1, foi verificado que a rocha pouco intemperizada afetou minimamente os resultados das análises de estabilidade e fluxo. A partir de então, o material abaixo do solo residual foi considerado como sendo completamente composto de rocha muito intemperizada. O mesmo ocorreu com o tálus, sendo considerado como solo residual.

O perfil geológico fornecido pelas investigações indica uma irregularidade na interface entre o solo residual e a rocha muito intemperizada. Este tipo de geometria pode estar presente por conta de um evento pontual que ocorrera naquele trecho, como uma falha. Por ser uma geometria atípica que não gera grande variação nos cálculos, foi planificada para simplificação da análise.

Então, foi criado o primeiro talude simplificado composto de dois materiais chamado de talude T4.1. A transição entre os dois materiais ocorre de forma brusca, não considerando um material transicional.

Ao ser intemperizada, a rocha passa por uma fase de transição em que é denominada, solo de alteração ou solo transicional. Este solo de alteração é composto de uma mistura de solo oriundo da intemperização da rocha e blocos de rocha menos intemperizada ou até grumos de solo que se assemelham a rocha. Assim, no contato entre o solo e estes blocos de rocha existe uma região de permeabilidade ainda maior que a do solo residual, podendo estar relacionada com acúmulos de poropressão (Patton & Deere, 1970).

Devido à alta permeabilidade do material de transição, o perfil geológico adquire a característica de permeabilidade invertida, ou seja, o coeficiente de permeabilidade não diminui com a profundidade, como seria esperado. Em um perfil com permeabilidade invertida o coeficiente de permeabilidade é relativamente alto na camada mais superficial, muito alto no solo de alteração e menor em rocha menos intemperizada ou intacta.

Para simular esta situação, uma camada de aproximadamente 5 m de espessura de solo de transição foi adicionada ao talude T4.1, dando origem a um talude com permeabilidade invertida chamado de T4.2.

A seção dos túneis reais possui formato aproximadamente circular com sapatas laterais, diâmetro de 3,40 m e cinco drenos radiais de 15 m de comprimento (Fig. 4.2 e 4.3). Como os objetivos deste estudo não abrangem os aspectos relativos ao formato da seção do túnel e o seu revestimento, a seção foi simplificada para circular de diâmetro 4 m. O dimensionamento dos drenos radiais será abordado posteriormente.



Figura 4.2 – Foto interna do túnel de drenagem, podendo ser observados o formato da seção transversal do túnel e a água drenada por meio de drenos radiais (Figueiredo Ferraz, 2009)



Figura 4.3 - Foto interna do túnel de drenagem mostrando detalhe dos drenos radiais (Figueiredo Ferraz, 2009)

4.2 ESTUDO DE UM TALUDE COMPOSTO DE DOIS MATERIAIS - TALUDE

T4.1

As análises deste estudo são compostas de duas etapas cada. A primeira representando a condição inicial do talude natural e a segunda representando o talude após a instalação do túnel de drenagem a um tempo suficiente para que a situação seja de fluxo permanente.

4.2.1 GEOMETRIA DO MODELO

O Talude T4.1 (Fig. 4.4) possui dois materiais compondo sua geometria: a rocha gnaisse muito intemperizada foi mantida no material sob a interface e o solo residual sobre a interface.

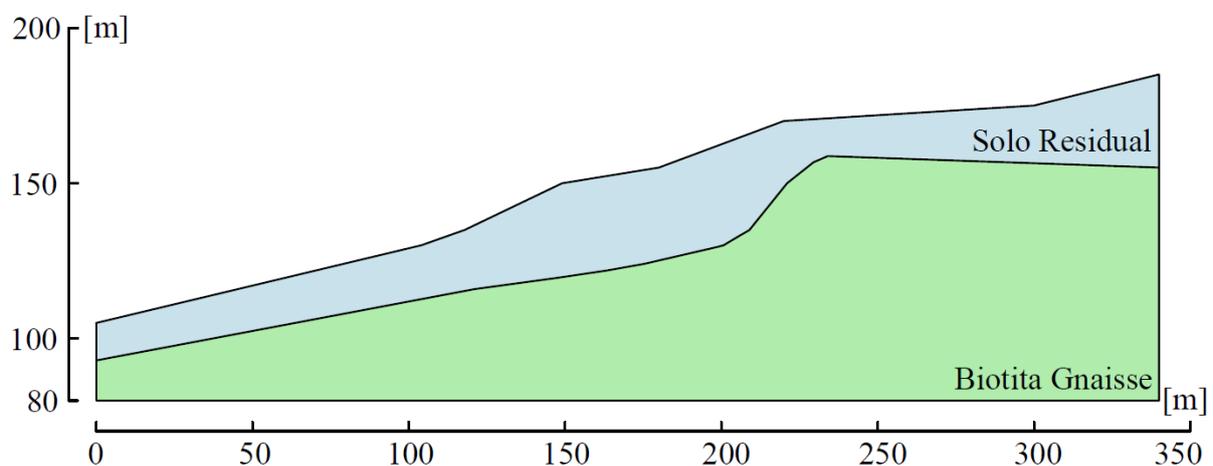


Figura 4.4 – Geometria (T4.1)

4.2.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Para este estudo, foi buscado um maior refinamento da malha em regiões que recebam mais influência da escavação do túnel, da variação das propriedades dos materiais e das alterações das condições de fluxo.

Para melhores resultados em modelagens, é recomendado começar com um número pequeno de elementos e refinar a malha gradualmente observando a sensibilidade do modelo ao aumento do número de elementos. A partir disso, foi utilizado o elemento triangular de seis nós, pois se ajusta melhor à fronteira curva do túnel. A malha utilizada possui de 3009 a 3319 elementos, dependendo da posição de instalação do túnel e dos drenos.

4.2.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno aplicadas contam com a restrição dos movimentos nas direções x e y nas fronteiras inferior e laterais, aplicando elementos de engaste nestas fronteiras. A superfície do topo foi mantida livre em ambas as direções. A Fig. 4.5 ilustra as condições de contorno de restrição de movimentos aplicadas ao modelo em todas as análises.

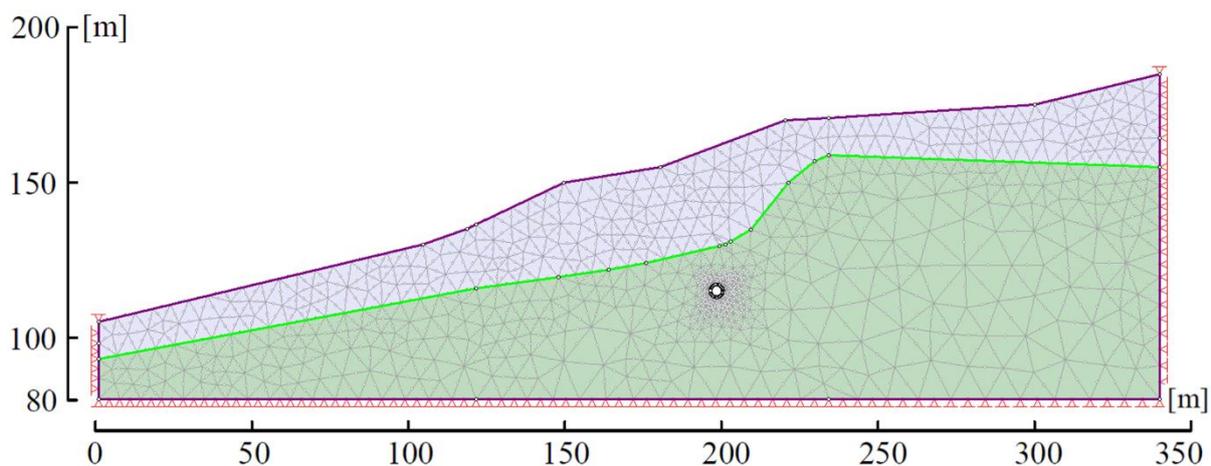


Figura 4.5 - Condições de contorno de restrição de movimento (T4.1)

O nível d'água no maciço real foi definido por meio da leitura de piezômetros (PZ1 e PZ4) monitorados durante o rebaixamento do lençol freático, tal como são apresentados na Fig. 4.1. As medidas iniciais indicavam um nível d'água elevado, mas que não aflorava à superfície.

O modelo em estudo buscou aproximar o nível d'água inicial do talude hipotético o máximo possível do valor medido em campo e, para isso, no estágio inicial, o nível d'água desejado foi fixado em dois dos pontos onde se encontravam os piezômetros. Os pontos de instalação dos piezômetros estão indicados na Fig. 4.6 pelas duas linhas verticais centrais.

No estágio inicial ilustrado na Fig. 4.6, como condição de contorno de fluxo, foram aplicadas as cargas hidráulicas totais nas fronteiras onde eram conhecidas (piezômetros e fronteiras laterais). Na face do talude, foi aplicada a condição de contorno “*unknown*” para que esta fronteira permitisse o afloramento do nível d'água, caso ocorresse.

No segundo estágio (Fig. 4.7), o túnel foi escavado e foi permitida drenagem por ele, desconsiderando a permeabilidade de possíveis revestimentos. Para isso, foi aplicada a condição de contorno “*unknown*” nas paredes do túnel e drenos, quando existiam. Quando o

túnel de drenagem foi acionado, foram retiradas as imposições iniciais de carga hidráulica total nas posições dos piezômetros permitindo a livre oscilação. Assim, a posição do nível d'água neste estágio foi determinada pelo programa conforme a influência do túnel de drenagem.

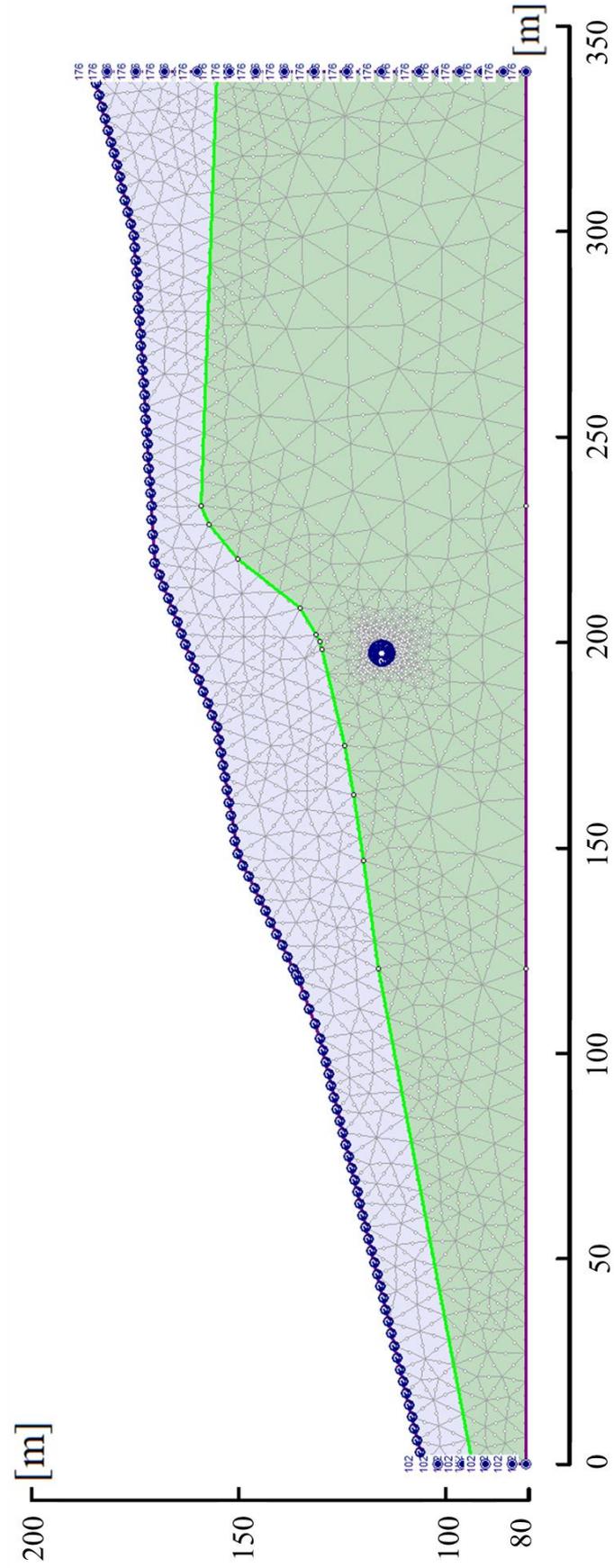


Figura 4.7 - Condições de contorno de fluxo com túnel escavado (T4.1)

4.2.4 DADOS DOS MATERIAIS

Assim como a geometria da seção, que foi alterada para este estudo, os dados dos materiais também foram alterados de forma a obter um talude com fator de segurança inicial entre 1,00 e 1,10. Os dados dos materiais utilizados nas análises do talude T4.1 se encontram na Tab. 4.1.

Tabela 4.1 - Parâmetros do solo residual e da rocha biotita gnaisse muito alterada

Parâmetro do material	Solo residual	Biotita gnaisse muito alterado
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Tipo de material	Plástico	Plástico
Resistência à tração [kPa]	0	0
Ângulo de atrito	22°	35°
Ângulo de atrito Residual	22°	35°
Coesão [kPa]	10	100
Coesão Residual [kPa]	10	100
Ângulo de dilatância	0°	0°
Coefficiente de Poisson	0,33	0,25
Módulo de Young [MPa]	20	800
Módulo de Young Residual [MPa]	20	800
Coefficiente de Permeabilidade [m/s]	10 ⁻⁶	10 ⁻⁸

4.2.5 MODOS DE RUPTURA

Na análise de estabilidade de um talude, diversos modos de ruptura devem ser considerados, de forma a avaliar o fator de segurança para diversas possibilidades estudadas. Essa análise deve ser feita para permitir que outros modos de ruptura possam ser investigados e evitar, em contrapartida, que se estude a estabilização apenas do modo de ruptura verificado em campo.

Neste contexto, as medições dos inclinômetros instalados na obra indicaram movimentações no maciço com superfície de ruptura tangentes à interface entre solo residual e a rocha muito intemperizada, tal como mostra a Fig. 4.1. Neste estudo, foram analisadas

ocorrências de rupturas em formato aproximadamente circular (Fig. 4.8), como foi analisado pela Vector Projetos em 2000, segundo Bastos (2008), ou deslizando ao longo da interface (Fig. 4.9).

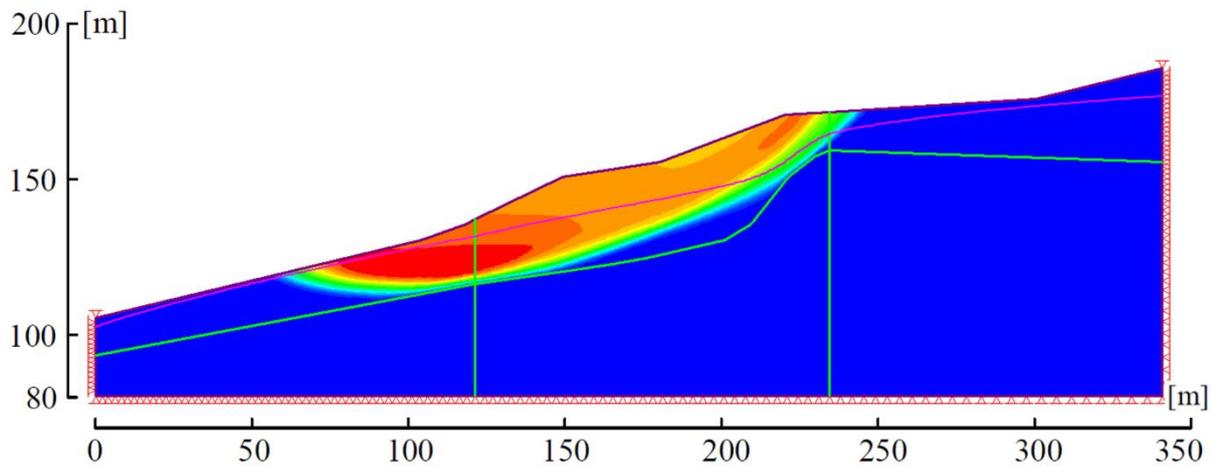


Figura 4.8 - Ruptura em cunha circular (T4.1)

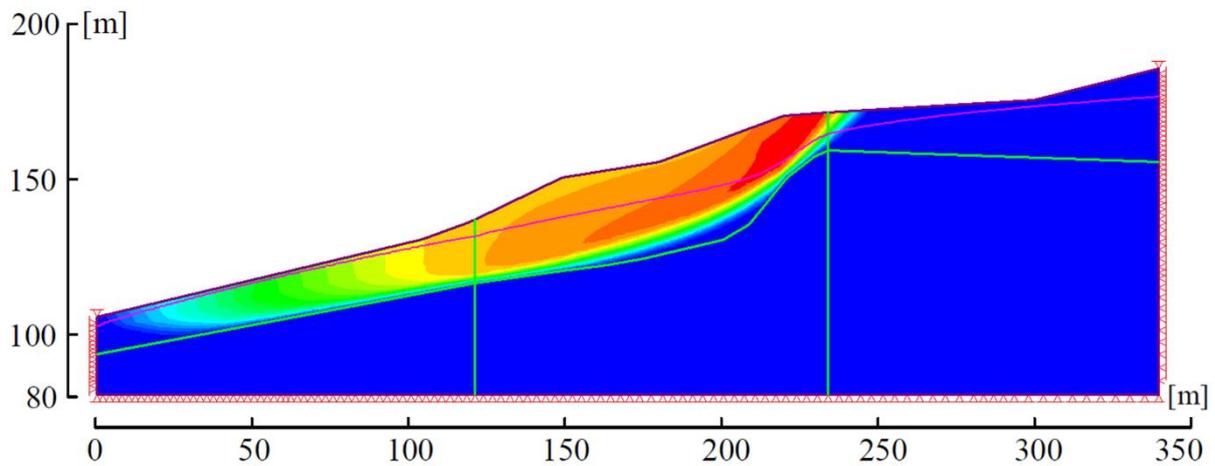
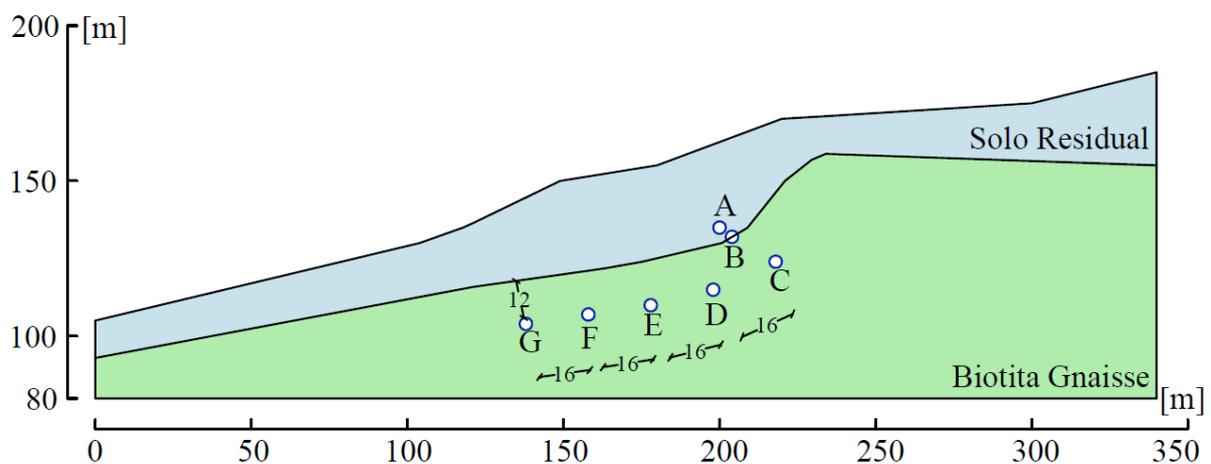


Figura 4.9 - Ruptura ao longo da interface entre solo residual e rocha (T4.1)

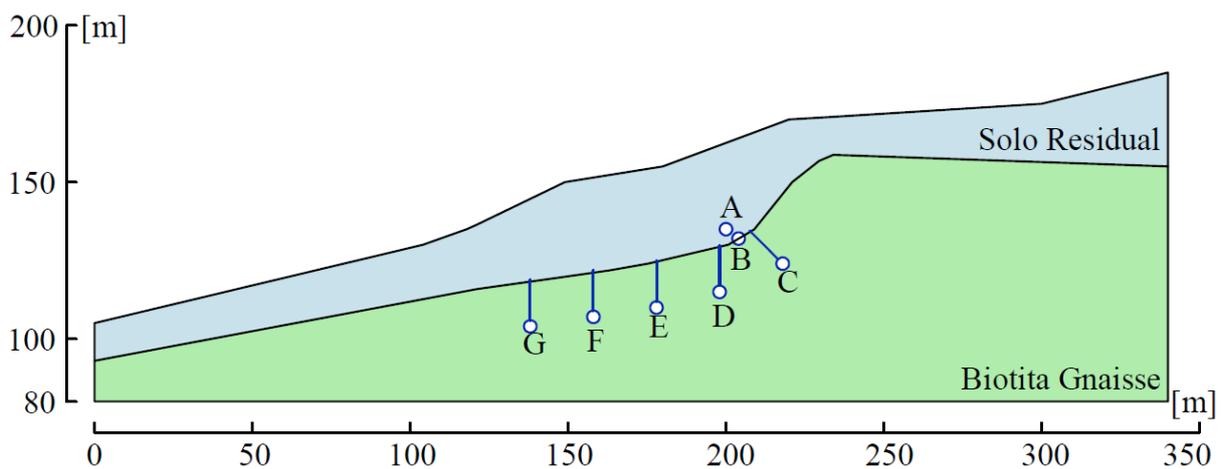
4.2.6 POSIÇÕES DOS TÚNEIS E DRENOS RADIAIS

A partir de um fator de segurança inicial de 1,07 para ruptura em cunha circular e 1,30 para ruptura ao longo da interface entre materiais, um túnel de drenagem profunda foi implantado a fim de aumentar este indicador de desempenho. O túnel alocado em posições diferentes foi avaliado segundo seus efeitos na percolação de água no maciço e estabilidade do talude.

Foram sete as posições de túnel estudadas, ilustradas na Fig. 4.10, as quais foram estabelecidas a partir das superfícies de rupturas analisadas. A posição A se encontra em solo residual imediatamente acima da interface entre o solo e a rocha, distando 5 m da interface. A posição B cruza a interface entre solo e rocha sendo, portanto, uma seção de escavação mista com a calota em solo e a bancada em rocha. A posição B foi inspirada na posição do túnel instalado no caso real, onde o túnel foi alocado ora em solo, ora concorrente com a interface, ora em rocha. As posições C, D, E, F e G localizam-se em rocha, distando aproximadamente três diâmetros (12 m) da interface e quatro diâmetros entre si.



(a)



(b)

Figura 4.10 - Posições dos túneis de drenagem (a) sem drenos radiais e (b) com um dreno radial nos túneis em rocha biotita gnaisse (T4.1)

Em condições de permeabilidade muito baixa, ou seja, quando o túnel foi instalado em rocha (posições C, D, E, F e G), foi estudada a adição de um dreno radial de 15 m de comprimento que alcançou o solo residual (Fig. 4.10). Neste caso, deve ser possível reduzir as poropressões na base da superfície de ruptura sem que um túnel fosse instalado diretamente neste local.

4.2.7 RESULTADOS DO TALUDE T4.1

Foram obtidos resultados de fator de segurança das soluções de drenagem profunda impostas ao talude T4.1 contendo análises de ruptura em cunha circular e ao longo da interface entre solo residual e rocha. Os dados se encontram na Tab. 4.2.

Tabela 4.2 - Resultados de fator de segurança para todos os casos estudados (T4.1)

TALUDE T4.1				
Condição	Posição do túnel	Um dreno radial	FS (ruptura em cunha)	FS (ruptura ao longo da interface)
Inicial	N/A	N/A	1,07	1,30
Com túnel de drenagem	A	Não	1,44	1,74
		Sim	-	-
	B	Não	1,49	1,78
		Sim	-	-
	C	Não	1,39	1,70
		Sim	1,45	1,76
	D	Não	1,41	1,77
		Sim	1,50	1,87
	E	Não	1,40	1,78
		Sim	1,50	1,89
	F	Não	1,40	1,78
		Sim	1,50	1,89
	G	Não	1,40	1,76
		Sim	1,49	1,86

Para o caso de ruptura em cunha circular, situação com fator de segurança inicial de 1,07, as soluções de túneis fornecem aumento deste fator. Analisando os casos de túneis sem drenos radiais, a posição B oferece o maior fator de segurança (FS=1,49 indicando aumento de 39%), seguido da posição A (FS=1,44 indicando aumento de 35%). Isto ocorre, pois, estes túneis estão inseridos no solo residual, o qual possui maior permeabilidade, e assim o alívio das

poropressões no maciço em ruptura é maior. A posição do túnel em A concorre com a superfície de ruptura em cunha circular, o que ocasiona o cisalhamento desta estrutura, assim como o túnel B está próximo da região da ruptura. Sendo assim, estas posições permitem que a estrutura do túnel esteja susceptível a deslocamentos excessivos, principalmente durante a sua construção e no início de sua vida útil.

Ainda sobre os casos de túneis sem drenos radiais, os túneis instalados em rocha (posições C, D, E, F e G) acarretam aumento de até 32% nos fatores de segurança, com resultados entre 1,39 e 1,41. Entre estas posições, a que gerou maior fator de segurança foi a posição D (FS=1,41), localizada na porção anterior da região abaixo da cunha de ruptura. A posição C, próxima a D, obteve resultado ligeiramente inferior (FS=1,39), mostrando a importância da análise de diferentes posicionamentos de túneis buscando encontrar a melhor alternativa.

Observando os resultados de túneis com um dreno radial para a superfície de ruptura em cunha circular, os dados mostram que a adição de um túnel com um único dreno radial que atinge o solo residual foi capaz de elevar o fator de segurança em até 40% comparado à situação inicial. As posições D, E e F se destacam com FS=1,50, enquanto a posição C atingiu novamente resultado inferior (FS=1,45). Assim, os drenos radiais têm papel importante na estabilização de encostas com túneis de drenagem profunda, já que aumentam significativamente o fator de segurança das mesmas. A adição de drenos adicionais pode aumentar ainda mais este fator.

Comparativamente, a inserção de drenos radiais que alcançam a região mais permeável do maciço em ruptura é capaz de estabilizar o maciço de forma equivalente a túneis inseridos diretamente nestas regiões, como mostra o caso do túnel em B (FS=1,49) e dos túneis em D, E ou F com um dreno radial (FS=1,50). Desta forma, a construção de túneis em rocha com drenos atingindo regiões em solo é favorável pois pode requerer suporte menos robusto, por estar localizada fora da região de ruptura da encosta.

Para o caso de ruptura ao longo da interface entre solo e rocha, inicialmente com FS=1,30, as soluções de túneis sem drenos ocasionaram aumento de até 37% no fator de segurança, enquanto os casos com um dreno radial o elevou em até 45%. Para túneis sem drenos, as posições B, E e F alcançaram os maiores fatores de segurança (1,78) e, neste caso, existe vantagem em optar pelas posições E ou F já que estão localizadas em rocha. Dos posicionamentos de túneis em rocha para estabilização da ruptura na interface entre materiais, as posições E e F atingem os melhores resultados (FS=1,89).

Em resumo, para os casos deste estudo, as melhores posições de instalação de túneis para estabilização de uma ruptura estão localizadas na porção anterior da região abaixo da superfície de ruptura. Se possível, é interessante evitar a instalação de túneis de drenagem em solos (caso A) e próximos à ruptura (caso B) pois estes podem sofrer com deslocamentos excessivos do maciço de solo, e ainda evitar túneis fora da região inferior à superfície de ruptura (caso C e posições ainda mais anteriores) por terem sua eficiência reduzida.

A Fig. 4.11 mostra a poropressão calculada abaixo da superfície de ruptura para os casos inicial e com túnel de drenagem sem drenos radiais. Para estes casos, foi comparado o nível d'água atingido em cada solução na Fig. 4.12. Os túneis posicionados em solo (A) ou em seção mista (B) geram maior alívio de poropressões na região da interface e maior rebaixamento do nível freático.

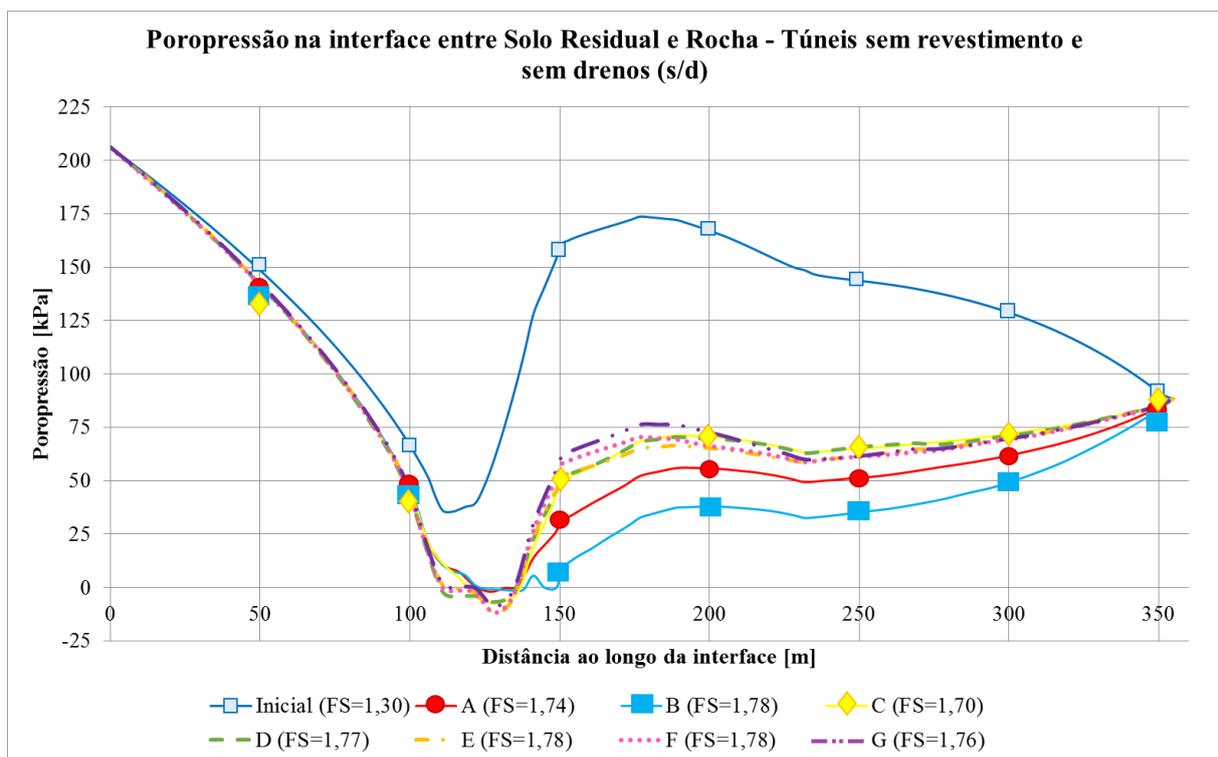


Figura 4.11 - Poropressão na interface entre solo residual e rocha - túneis sem drenos (T4.1)

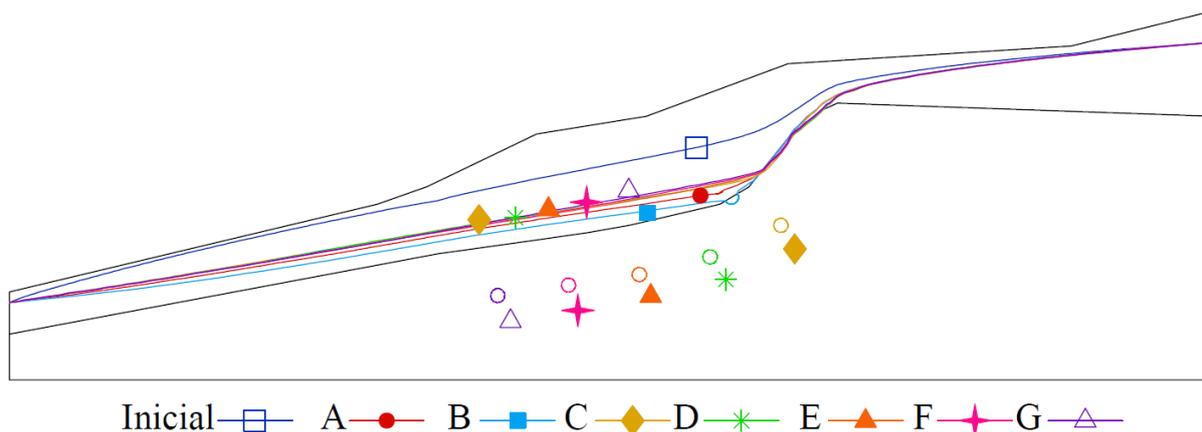


Figura 4.12 - Níveis d'água para todas as posições de túneis sem drenos (T4.1)

Comparando apenas túneis localizados em rocha, buscou-se entender se a variação das suas posições em relação à de ruptura de fato afetava os resultados da solução. Apesar de a posição C, localizada no extremo anterior da região sob a ruptura, gerar menor aumento do fator de segurança, não há diferença relevante de redução de poropressão e de rebaixamento do lençol freático. As demais posições de túneis instaladas em rocha sem drenos radiais alcançaram valores semelhantes de poropressões, níveis freáticos e fator de segurança.

Analisando a inserção de um dreno radial no túnel de cada posição, as poropressões na interface sofrem redução de até 85% (Fig. 4.13), comparando com os casos sem drenos (Fig. 4.11). A Fig. 4.14 mostra que os níveis freáticos sofreram maior rebaixamento com a adição de um dreno radial de 15 m de comprimento que atinge o solo residual. A legenda utilizada nestes casos é 1d 15.

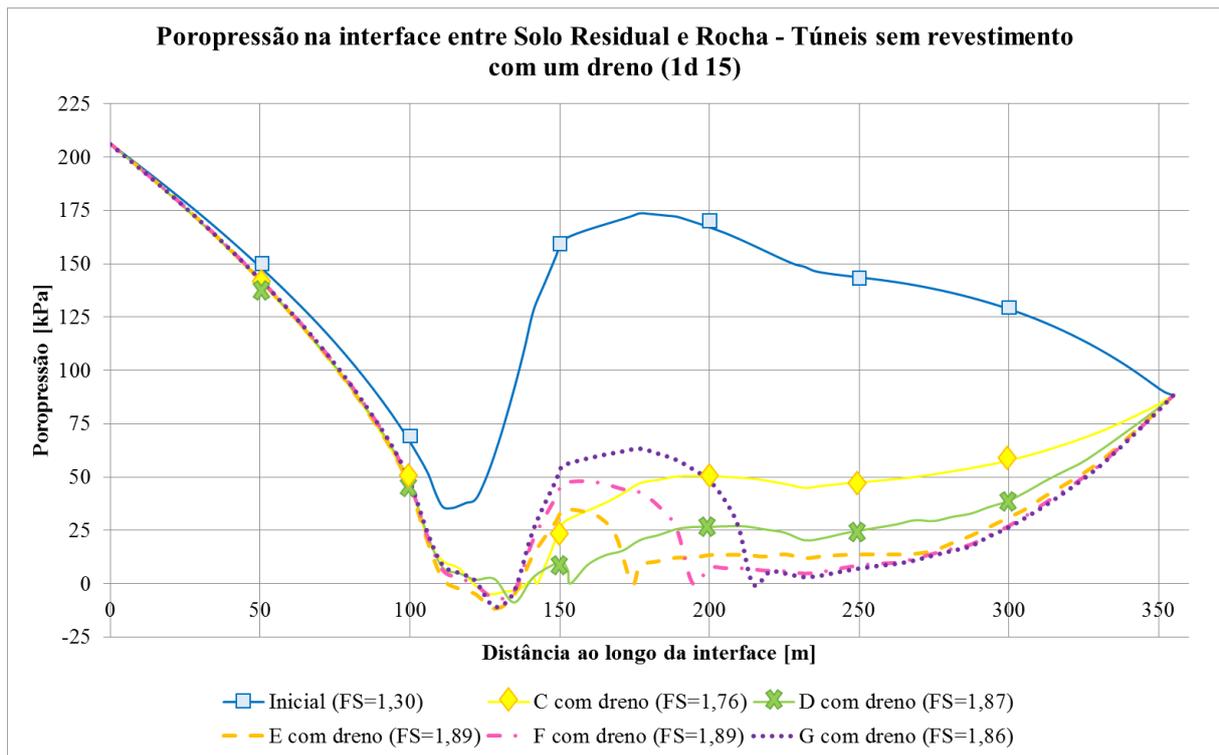


Figura 4.13 - Poropressão na interface entre solo residual e rocha - túneis com um dreno (T4.1)

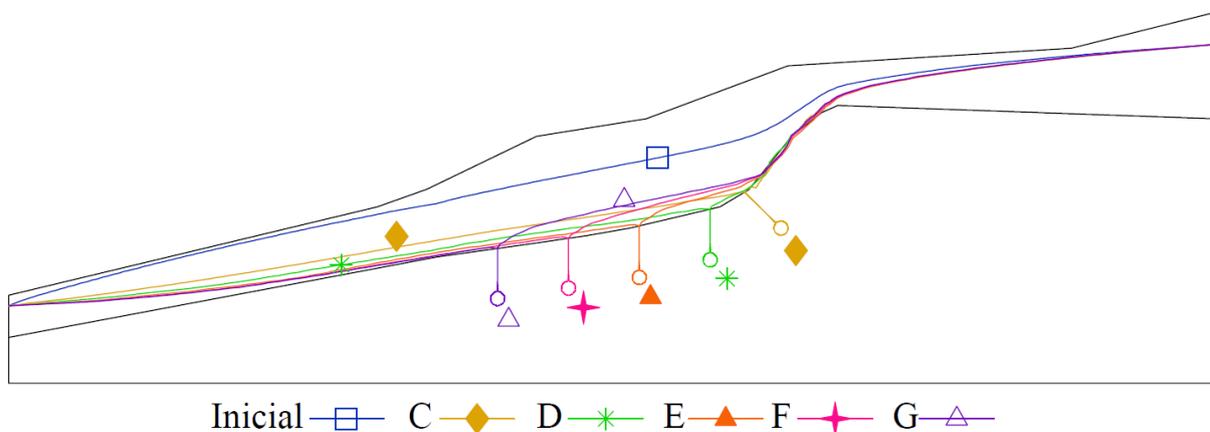


Figura 4.14 - Níveis d'água para as posições de túneis contendo um dreno radial (T4.1)

Comparando os casos de túneis inseridos total ou parcialmente em solo residual e o túnel na posição D, a Fig. 4.15 mostra que o túnel inserido em rocha na posição D com um dreno radial é capaz de rebaixar o lençol freático de forma semelhante ao túnel localizado em B.

Da análise de fator de segurança, foi constatado que os túneis em B e em D com um dreno obtiveram resultados semelhantes. A Fig. 4.16 indica que a posição D com um dreno atingiu

valores menores de poropressão na interface. Neste contexto, quando foi adicionado um único dreno no túnel na posição D, o seu potencial de drenagem aumentou, tornando-o uma opção competitiva quando comparada com a opção localizada em B. Portanto, um túnel em rocha com drenos radiais que alcançam um maciço mais permeável pode ter um efeito vantajoso considerando o potencial de redução das poropressões e os menores custos de construção e manutenção devidos a estar escavado em um maciço de melhor qualidade.

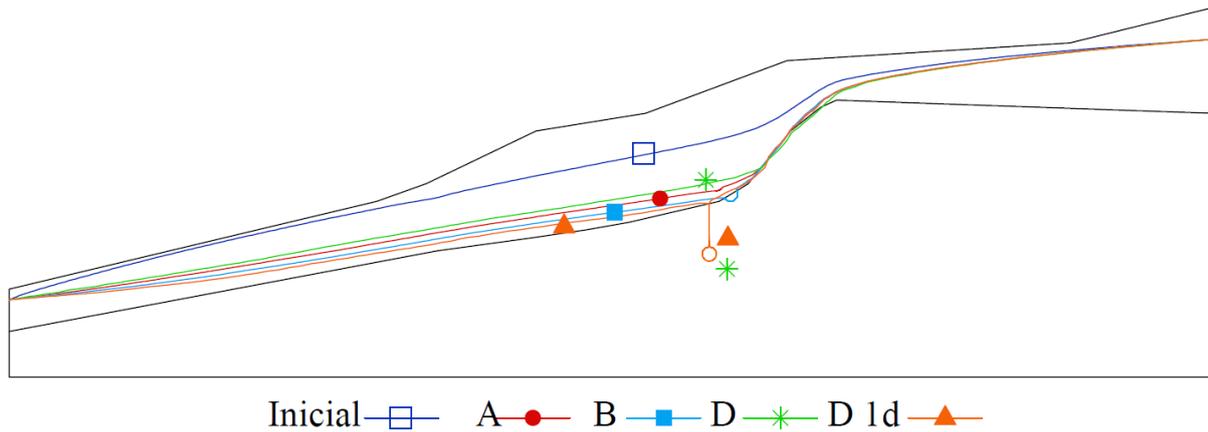


Figura 4.15 - Níveis d'água inicial e para as posições de túneis A, B, D e D com dreno (T4.1)

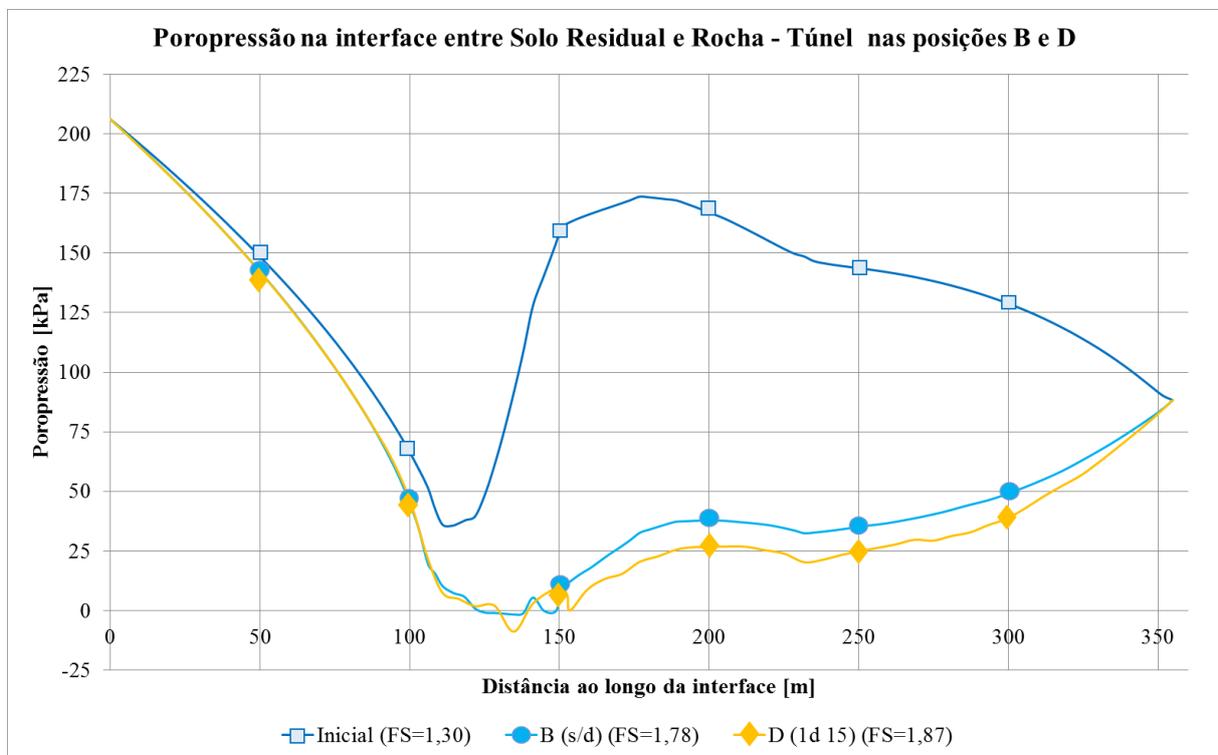


Figura 4.16 - Poropressão na interface entre solo residual e rocha - túnel nas posições B e D (T4.1)

4.3 ESTUDO DE UM TALUDE COMPOSTO DE TRÊS MATERIAIS - TALUDE T4.2

De forma semelhante ao realizado para o talude T4.1, este estudo apresenta análises em duas etapas, onde a primeira simula a condição inicial do talude, e a segunda representa o talude após a instalação do túnel de drenagem em condição de fluxo permanente. Para este estudo, as etapas de modelagem numérica são semelhantes às realizadas no talude T4.1.

4.3.1 GEOMETRIA DO MODELO

Conforme foi apresentado por Patton & Deere (1970) e interpretado neste estudo, o talude T4.2 é composto de três materiais, tais como rocha gnaisse muito alterada na base do talude, uma camada de 5 a 10 m de espessura de solo de alteração e solo residual na superfície. O solo de alteração possui uma permeabilidade muito alta, dando ao perfil a característica de permeabilidade invertida, já que existe uma camada muito permeável de solo de alteração ($k=10^{-4}$ m/s) entre a rocha pouco permeável ($k=10^{-8}$ m/s) e o solo residual ($k=10^{-6}$ m/s). O talude T4.2 então obtido é ilustrado pela Fig. 4.17. A modelagem da geometria do talude T4.2 segue os mesmos passos executados para o talude T4.1, com a etapa adicional de inclusão da camada de solo de alteração.

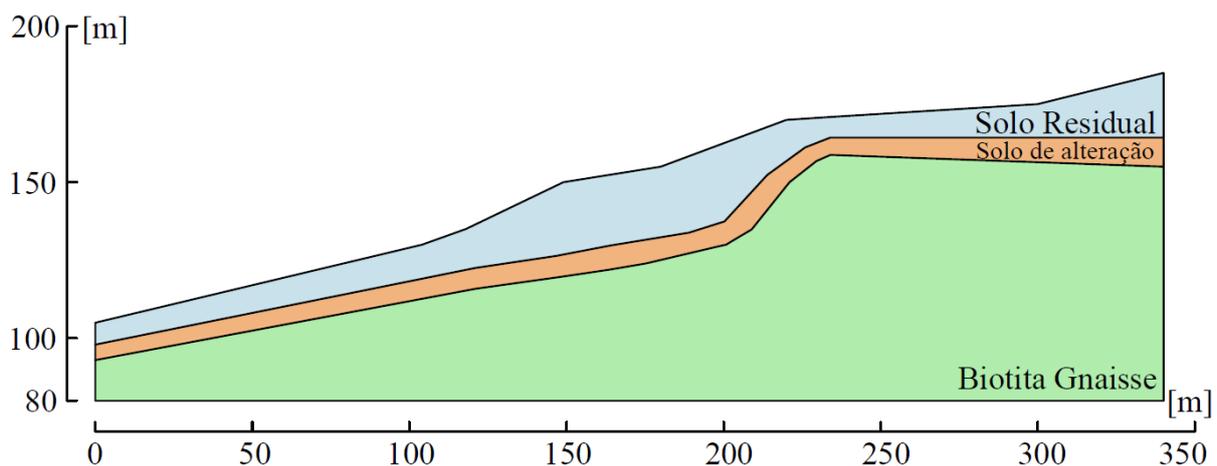


Figura 4.17 - Geometria (T4.2)

4.3.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A malha de elementos finitos utilizada no talude T4.2 é composta de elementos triangulares de seis nós, ajustando-se melhor à fronteira da curva do túnel. Assim, a malha escolhida possui de 1831 a 3249 elementos, dependendo da posição de instalação do túnel e dos drenos.

4.3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno de restrição de movimento, assim como as de fluxo, aplicadas ao talude T4.2 são semelhantes às aplicadas ao talude T4.1. As Fig. 4.18, 4.19 e 4.20 ilustram as condições de contorno aplicadas ao modelo em todas as análises.

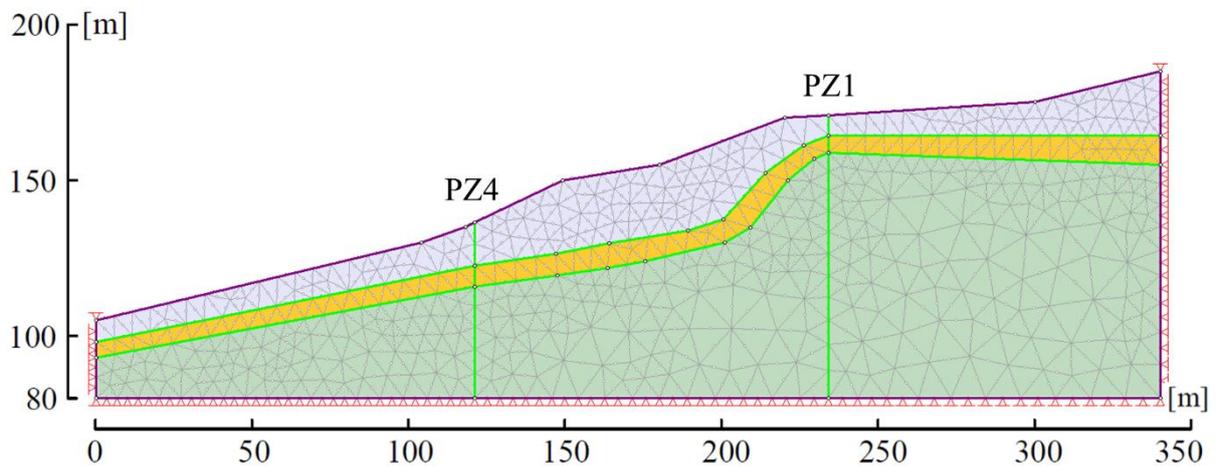


Figura 4.18 - Condições de contorno de restrição de movimento (T4.2)

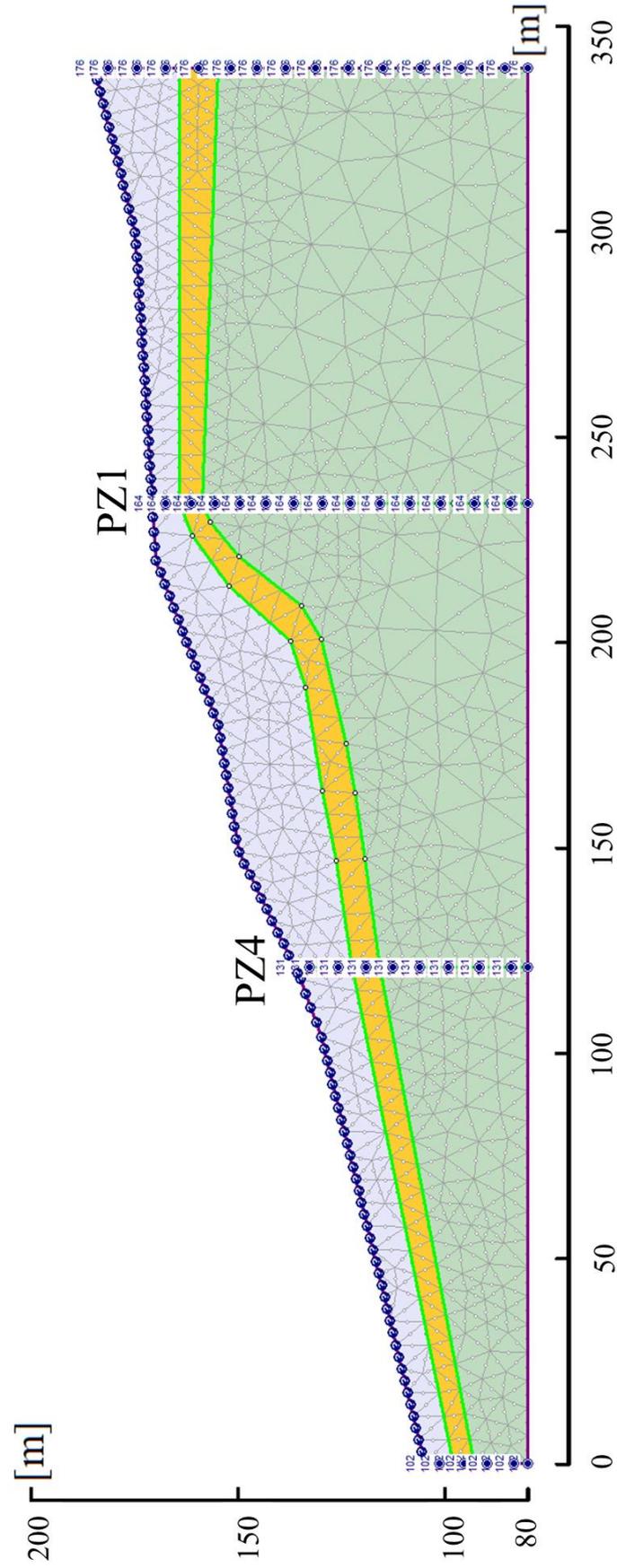


Figura 4.19 - Condições de contorno de fluxo iniciais (T4.2)

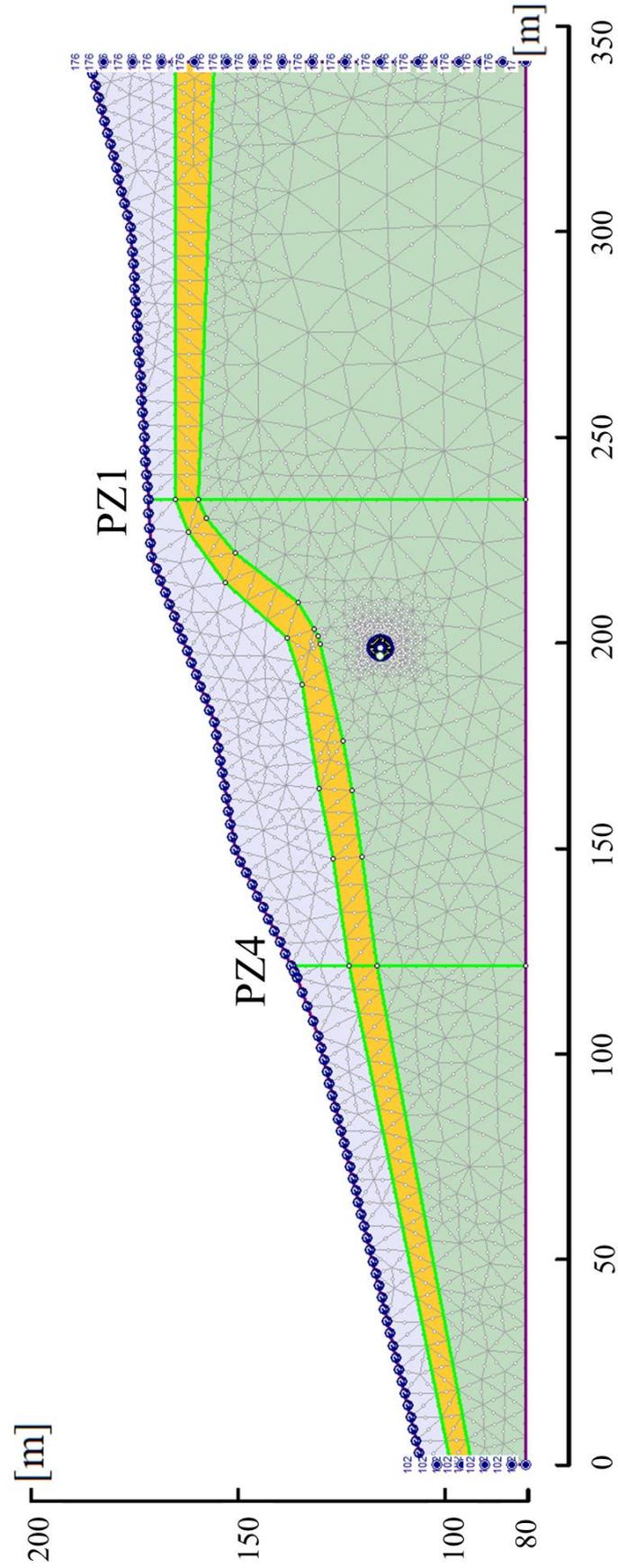


Figura 4.20 - Condições de contorno de fluxo com túnel de drenagem (T4.2)

4.3.4 DADOS DOS MATERIAIS

Considerou-se a resistência ao cisalhamento do solo de transição igual à do solo residual, alterando-se apenas o coeficiente de permeabilidade. Os dados dos materiais utilizados em todas as análises do talude T4.2 se encontram na Tab. 4.3.

Tabela 4.3 - Parâmetros do solo residual, da rocha biotita gnaisse muito alterada e do solo de alteração

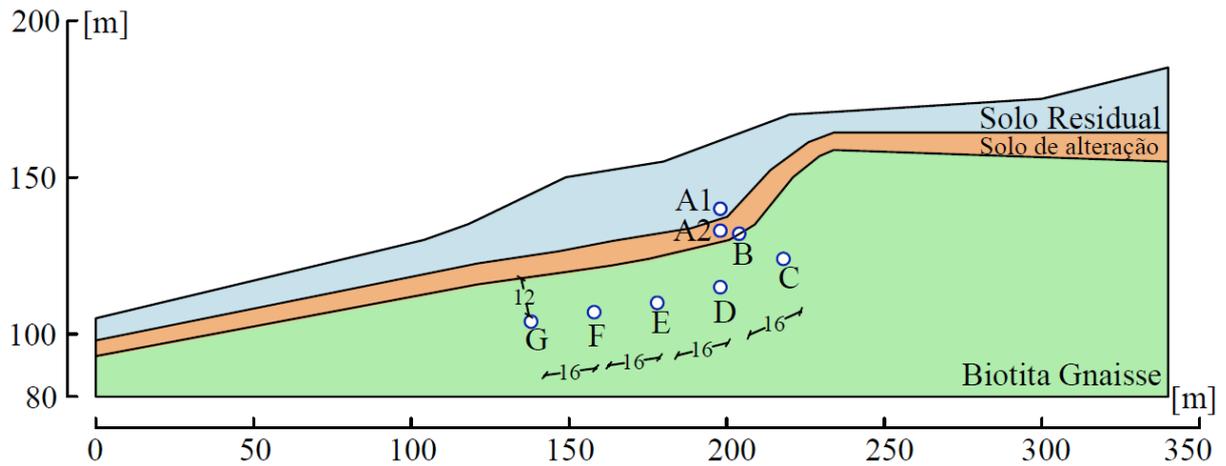
Parâmetro do material	Solo residual	Biotita gnaisse muito alterado	Solo de alteração
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Tipo de material	Plástico	Plástico	Plástico
Resistência à tração [kPa]	0	0	0
Ângulo de atrito	22°	35°	22°
Ângulo de atrito Residual	22°	35°	22°
Coesão [kPa]	10	100	10
Coesão Residual [kPa]	10	100	10
Ângulo de dilatação	0°	0°	0°
Coefficiente de Poisson	0,33	0,25	0,33
Módulo de Young [MPa]	20	800	20
Módulo de Young Residual [MPa]	20	800	20
Coefficiente de Permeabilidade [m/s]	10^{-6}	10^{-8}	10^{-4}

4.3.5 MODOS DE RUPTURA

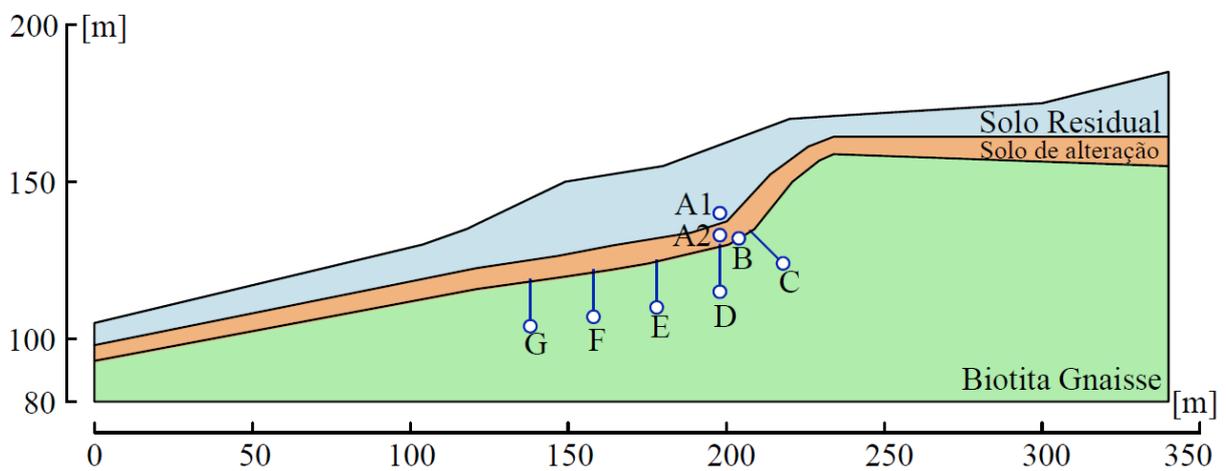
Com o objetivo de analisar comparativamente os resultados obtidos para os taludes T4.1 e T4.2, foram considerados os mesmos modos de ruptura. Então, os modos de ruptura analisados ocorreram em formato de cunha ou deslizando ao longo da interface entre o solo de alteração e a rocha muito intemperizada.

4.3.6 POSIÇÕES DOS TÚNEIS E DRENOS RADIAIS

A partir de um fator de segurança inicial de 0,98 para a ruptura em cunha circular e 1,16 para ruptura ao longo da interface entre solo de alteração e rocha, um túnel de drenagem foi implementado buscando melhorar as condições de segurança. Desta vez, oito posições de túnel foram estudadas, as quais estão ilustradas na Fig. 4.21.



(a)



(b)

Figura 4.21 - Posições dos túneis de drenagem (a) sem drenos radiais e (b) com um dreno radial nos túneis em rocha biotita gnaiss (T4.2)

A posição A1 se encontra em solo residual. A posição A2 se encontra em solo de alteração. A posição B concorre com a interface entre o solo de alteração e a rocha, ocasionando uma

seção de escavação mista com a calota em solo e a bancada em rocha. As posições C, D, E, F e G estão localizadas em rocha, três diâmetros (12 m) abaixo da interface entre o solo de alteração e a rocha, distando horizontalmente quatro diâmetros entre si.

Para túneis instalados em rocha (posições C, D, E, F e G), foi incluída a implantação de um dreno radial de 15 m de comprimento que alcançou o solo de alteração (Fig. 4.21). Como o coeficiente de permeabilidade do solo de alteração era maior que o do solo residual, não seria necessário alcançar o solo residual para reduzir as poropressões na superfície de ruptura.

4.3.7 RESULTADOS DO TALUDE T4.2

A Tab. 4.4 indica os resultados de fator de segurança das análises do talude T4.2 de ruptura em cunha circular e ao longo da interface entre solo de alteração e rocha.

Tabela 4.4 - Resultados de fator de segurança para todos os casos estudados (T4.2)

TALUDE T4.2				
Condição	Posição do túnel	Um dreno radial	FS (ruptura em cunha)	FS (ruptura ao longo da interface)
Inicial	N/A	N/A	0,98	1,16
Com túnel de drenagem	A1	Não	1,25	1,60
		Sim	-	-
	A2	Não	1,50	1,81
		Sim	-	-
	B	Não	1,48	1,84
		Sim	-	-
	C	Não	1,39	1,68
		Sim	1,48	1,80
	D	Não	1,40	1,70
		Sim	1,50	1,89
	E	Não	1,41	1,70
		Sim	1,49	1,90
	F	Não	1,43	1,70
		Sim	1,49	1,89
	G	Não	1,41	1,70
		Sim	1,50	1,88

Considerando uma ruptura em formato circular, a encosta se encontra em situação de instabilidade dado o fator de segurança inicial de 0,98. A adição de um túnel de drenagem sem drenos ofereceu aumento de até 53% no fator de segurança. A posição A2 e B atingiram os melhores resultados, já que estão inseridas na região de maior permeabilidade, a do solo de alteração. A posição A1 ofereceu o resultado pouco interessante, já que nesta posição não foi capaz de reduzir apropriadamente as poropressões na cunha de ruptura. Entre as posições de túneis inseridos em rocha sem drenos radiais, todas apresentaram resultados semelhantes.

Analisando a adição de um dreno radial nos túneis em rocha para o caso de ruptura em cunha circular, o aumento no fator de segurança é importante e semelhante para todos os casos (FS=1,48 a 1,50). O fato de não haver diferença significativa nos fatores de segurança destes casos indica que a camada de solo de alteração permite a drenagem e a redução eficiente da poropressão na superfície de ruptura.

Quanto à análise de ruptura ao longo da interface entre solo de alteração e rocha, os resultados são ainda mais indicativos de que a camada de solo de alteração facilita a drenagem e, conseqüentemente, a redução das poropressões na interface. As posições A2 e B são capazes de aumentar o fator de segurança da encosta (FS igual a 1,81 e 1,84) de forma mais significativa que os túneis inseridos em rocha sem drenos (FS=1,68 a 1,70). Porém, ao adicionar drenos radiais que alcancem o solo de alteração, os fatores de segurança dos túneis em rocha chegam a 1,90. Como a ruptura se dá na interface, os efeitos da drenagem nesta região são consistentes.

É importante lembrar que as posições de túneis localizadas em solo de alteração e em solo residual sofrem com deslocamentos do maciço durante a construção e operação do túnel. Esta situação pode ser criticamente desfavorável, podendo ocasionar o colapso do túnel, como apresentado no Capítulo 2 no estudo de caso de Deffayet (2015). Neste contexto, é possível comparar resultados de fator de segurança de encostas com túneis em diferentes posições, porém é necessário contabilizar os demais fatores que afetam o desempenho e a viabilidade da obra.

A Fig. 4.22 apresenta as poropressões calculadas na interface entre o solo de alteração e a rocha apenas para os casos de túneis sem drenos radiais, assim como a Fig. 4.23 ilustra os níveis freáticos alcançados por estas análises.

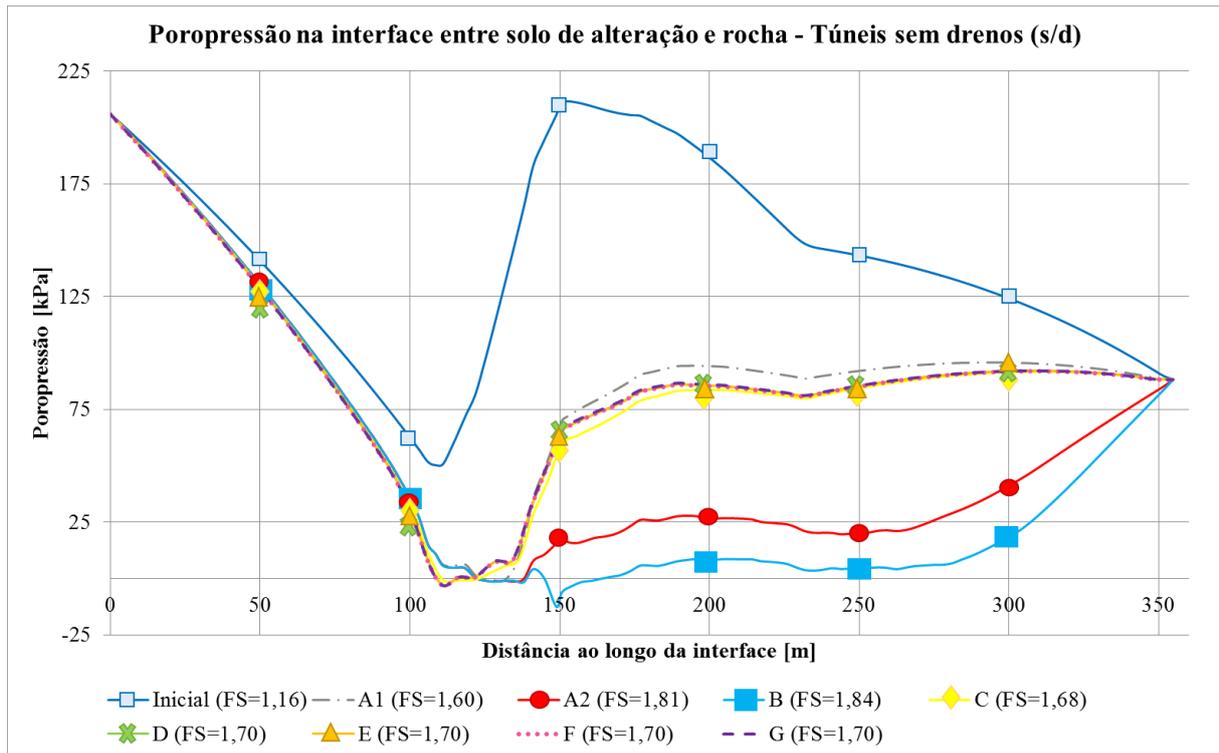


Figura 4.22 - Poropressão na interface entre solo de alteração e rocha - Túneis sem drenos (T4.2)

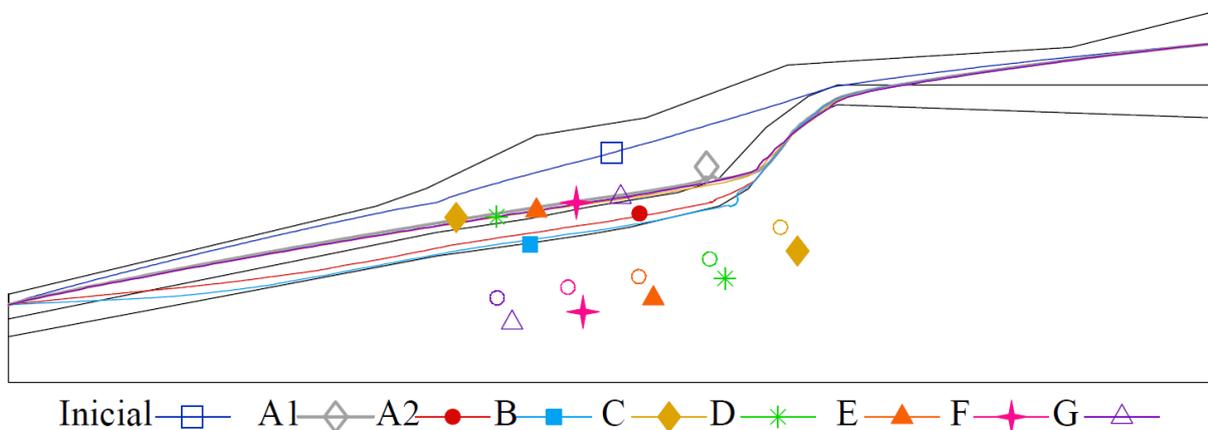


Figura 4.23 - Níveis d'água para todas as posições de túneis sem drenos (T4.2)

As posições A2 e B geram menores poropressões na interface, explicando o motivo pelo qual os resultados de fator de segurança para estes casos foram mais elevados. De forma contrária, a posição A1 foi a que menos aliviou as poropressões e, conseqüentemente, teve o pior resultado de estabilidade. Dentre as posições localizadas em rocha, de fato, nenhuma se

diferencia quanto aos resultados de rebaixamento de lençol freático e poropressão na interface, assim como ocorreu com os resultados de fator de segurança.

Analisando a adição de um dreno radial, o qual alcança a região de solo de alteração, nos túneis em rocha, houve redução de até 95% das poropressões na interface quando comparados os resultados para túneis em rocha sem drenos radiais. A Fig. 4.24 mostra os rebaixamentos maiores alcançados por estas análises e a Fig. 4.25 os dados de poropressão.

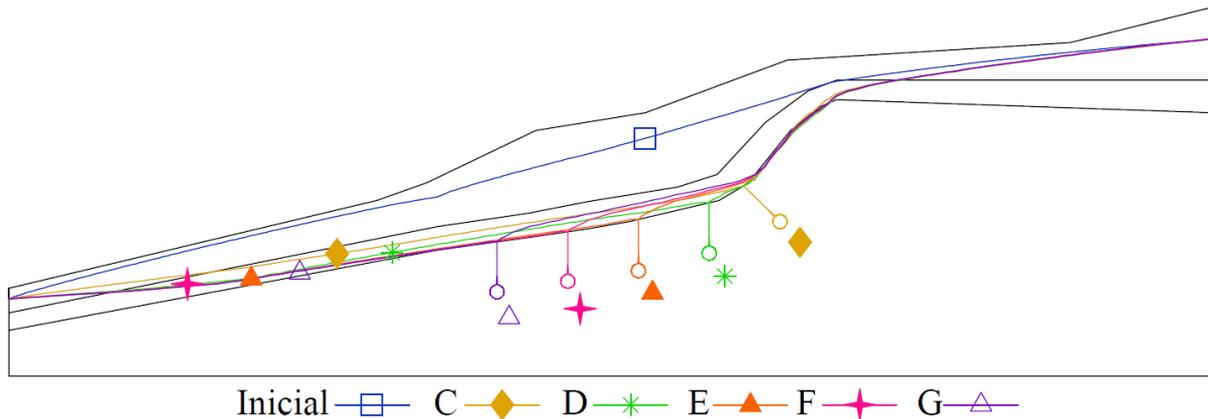


Figura 4.24 - Níveis d'água para as posições de túneis contendo um dreno (T4.2)

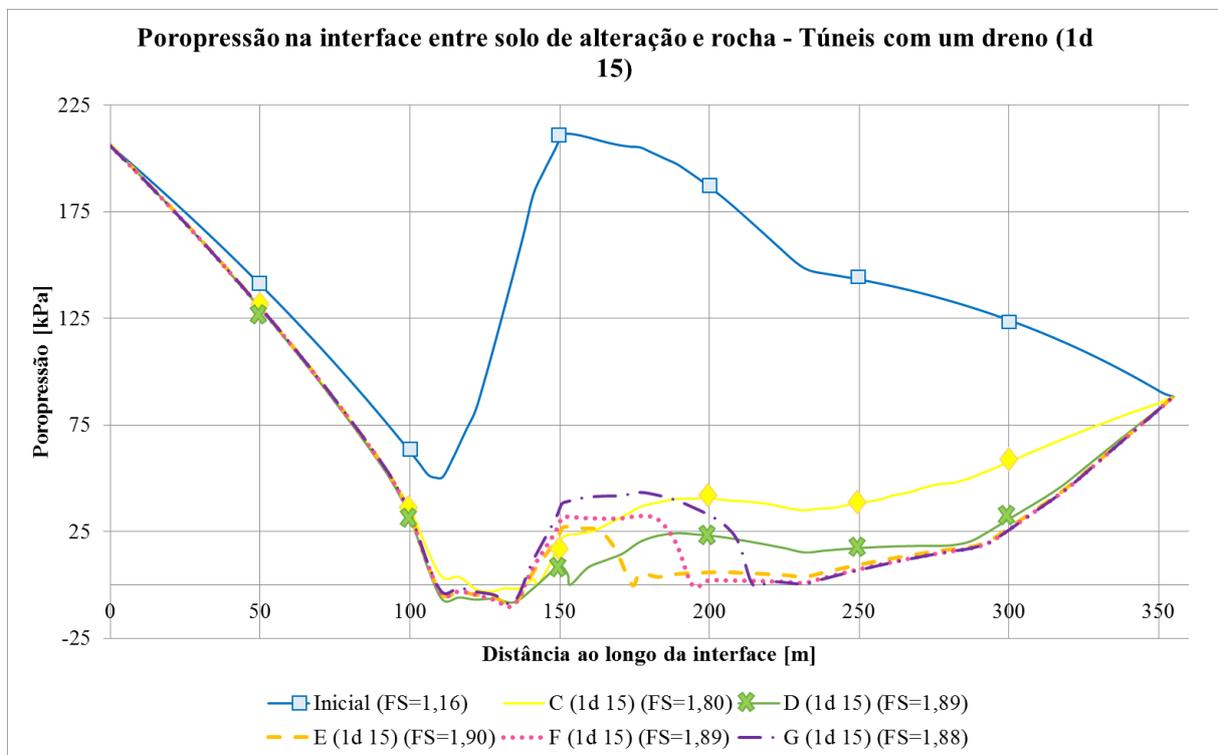


Figura 4.25 - Poropressão na interface entre solo de alteração e rocha - Túneis com um dreno (T4.2)

4.4 CONCLUSÕES DAS ANÁLISES DOS TALUDES T4.1 E T4.2

É interessante notar que, considerando a encosta composta de dois materiais sem material transicional, o fator de segurança é de 1,07, e que considerando um material de transição com alta permeabilidade, como apresenta Patton & Deere (1970), a encosta não é estável com fator de segurança 0,98. Assim, a presença de um material de alteração entre materiais menos permeáveis pode estar associado à um potencial de ruptura da encosta, dada a possibilidade de acúmulo de poropressões nesta camada.

Aplicando túneis de drenagem para estabilização de deslizamentos, o sistema de drenagem deve alcançar a região de acúmulo de poropressões, a qual tem relação direta com a instabilidade na mesma. Para isso, o sistema pode conter um túnel inserido nesta região de poropressão elevada, mas é preferível que este esteja afastado da região de instabilidade, como mostram os estudos de caso do Capítulo 2. Para que o alívio de poropressões na zona de ruptura seja potencializado, devem ser utilizados drenos radiais de longo alcance para atingir estas regiões.

De forma a melhorar o desempenho dos sistemas de drenagem, estudos devem ser encaminhados buscando avaliar diferentes mecanismos de ruptura no maciço. Assim, podem ser previstas soluções que englobem diversas formas de ruptura e não só aquela que é esperada. Além disso, são importantes os estudos que procurem encontrar o melhor posicionamento e dimensionamento para o sistema de drenagem, de forma a tornar o sistema o mais eficiente e otimizado possível.

5 EFEITOS DE TÚNEIS DE DRENAGEM NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE ROCHOSO COM UMA JUNTA BIPLANAR INSPIRADO NO CASO DE VAJONT, ITÁLIA – TALUDE T5

Soluções para estabilização de encostas usando túneis de drenagem profunda geralmente são aplicadas em taludes de grande altitude e que contenham rupturas profundas e de grande volume. Os deslizamentos que ocorrem a grandes profundidades podem se dar em maciços rochosos, muitas vezes tendo seus comportamentos governados por descontinuidades. Por esta razão, é importante a avaliação da presença de elementos de fraqueza no maciço rochoso que possam facilitar o acontecimento de uma ruptura.

Segundo Hendron & Patton (1987), é possível que o deslizamento de Vajont seja o caso de ruptura com maior quantidade de dados publicados e análises realizadas no mundo, em razão de que estudos de geometria, dados geomecânicos dos materiais e causas da ruptura são constantemente publicados na literatura desde sua ocorrência (Alonso & Pinyol, 2010).

A barragem de Vajont é localizada no norte da Itália. A obra foi finalizada em 1960, construída em arco com 276 m de altura, promovendo um reservatório no rio Vajont com capacidade de 169 milhões de m³. Em 1960, teve início o enchimento de seu reservatório. Um deslizamento antigo deu origem a uma junta de argila de montmorilonita cálcica (Hendron & Patton, 1987) de 1 m de espessura e 2,5 km de comprimento que existia na encosta sul adjacente ao reservatório. Com a elevação do nível d'água, começaram a ser monitorados movimentos do maciço sobrejacente à junta, em direção ao reservatório (Müller-Salzburg, 1986).

A barragem de Vajont foi projetada para que o reservatório fosse elevado da cota de 580 m até 720 m. Com monitoramento dos deslocamentos e poropressões em alguns pontos da encosta, o reservatório foi parcialmente esvaziado e preenchido três vezes em aproximadamente três anos, como mostra as medições apresentadas na Fig. 5.1. As três tentativas de enchimento ocorreram por conta de movimentos no maciço detectados pelos inclinômetros. Ao notar movimentação anormal no talude, o nível do reservatório era mantido ou rebaixado, e só depois de certo tempo era retomado.

No terceiro ciclo de enchimento do reservatório, em 1963, quando o reservatório atingiu a cota de 710 m, os movimentos do maciço sofreram aceleração acentuada e romperam a encosta sul do vale. Também foi medida uma chuva de 240 mm nos 30 dias que precederam a ruptura, além de ter ocorrido derretimento de gelo oriundo das geleiras das montanhas (Hendron & Patton, 1987).

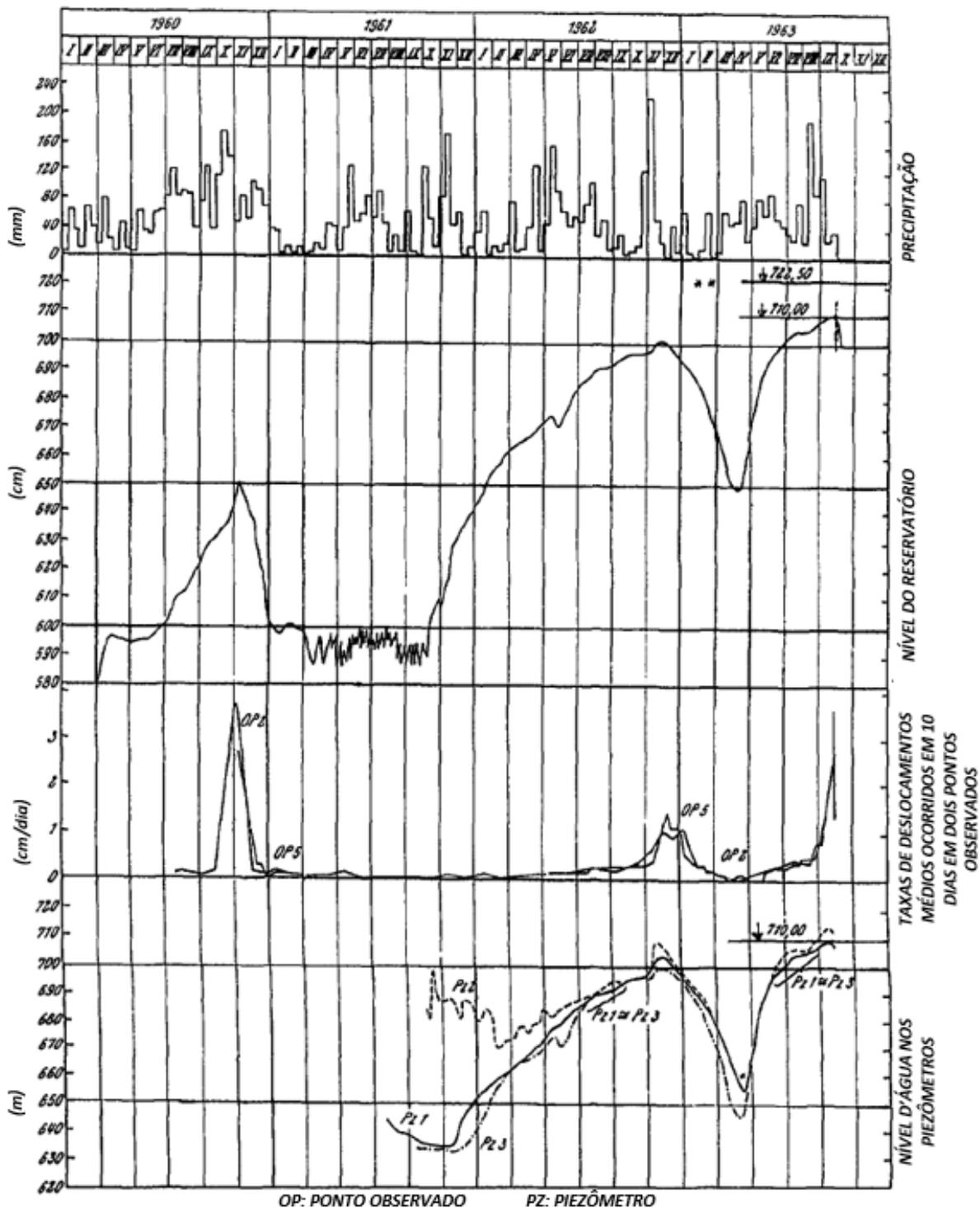


Figura 5.1 - Gráfico de tempo versus precipitação, nível do reservatório, deslocamentos e nível d'água em um piezômetro (modificado de Müller em 1964, citado por Müller-Salzburg, 1986)

O maciço rompido possui 2 km de extensão, totalizando uma superfície de ruptura de 2 km² (Müller-Salzburg, 1986). Foi estimado um volume total de maciço rochoso de 280 milhões de

m³ que sofreu aceleração e deslizou adentrando o reservatório de Vajont a uma velocidade avaliada em 110 km/h (Alonso & Pinyol, 2010).

A alta velocidade alcançada pelo maciço rompido fez com que atingisse a encosta norte do vale, expulsando a água do reservatório em direção à barragem. Foi formada uma onda de 160 m de altura sobre a barragem, cuja estrutura se manteve intacta, que gerou alagamento de vilas a jusante da barragem e matou 1925 pessoas (Müller-Salzburg, 1986).

Tendo o caso da catástrofe de Vajont e as circunstâncias que a envolveram como motivadoras para estudos de estabilidade de taludes adjacentes a reservatórios, são estudados neste capítulo os efeitos de túneis de drenagem na estabilização de uma grande ruptura de encosta, ocasionada pela elevação do nível do reservatório de uma barragem, o qual interferiu em uma junta de argila profunda.

As análises apresentadas neste capítulo foram inspiradas em informações publicadas sobre o deslizamento de Vajont, porém, contam com simplificações e modificações de perfil geológico, geometria, nível d'água e dados geomecânicos dos materiais. Como o objetivo deste capítulo é estudar os efeitos de túneis drenantes no comportamento de um talude rochoso com uma junta, o modelo elaborado é hipotético e divergente da realidade do caso de Vajont.

5.1 GEOMETRIA DO MODELO

A partir de investigações realizadas na região, um perfil geológico foi inferido por Semenza e Ghirotti (2000) e está apresentado na Fig. 5.2. O perfil indica o vale de Vajont e a localização do deslizamento.

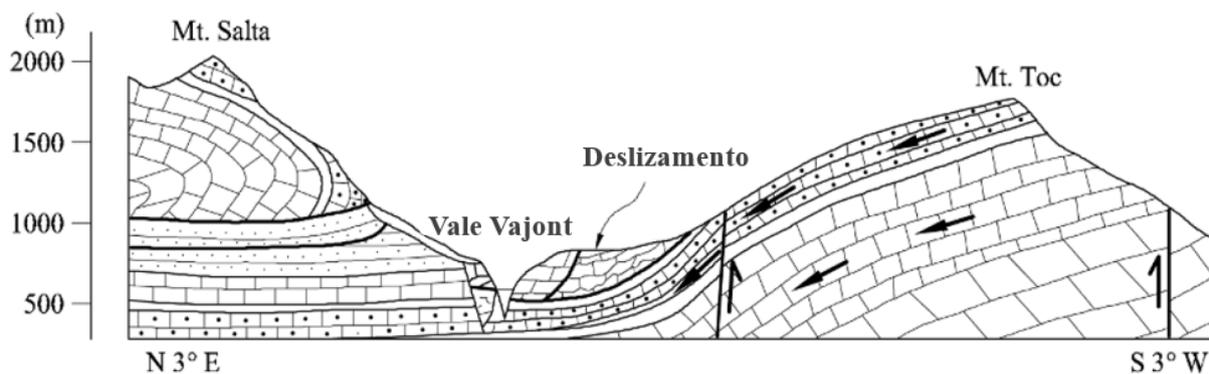


Figura 5.2 - Seção de norte (Monte Salta) a sul (Monte Toc) mostrando a sinclinal, o vale de Vajont e a posição do deslizamento (modificado de Semenza and Ghirotti, 2000).

Hendron & Patton (1985) ilustram um perfil inferido mais detalhado da ruptura, incluindo as posições de dois, de quatro piezômetros representados por P1 e P2 na Fig. 5.3. O perfil foi simplificado por Alonso & Pinyol (2010), segundo a Fig. 5.4. O perfil utilizado no presente estudo foi inspirado na seção simplificada apresentada por Alonso & Pinyol (2010), modificado e está apresentado na Fig. 5.5 e é denominado de talude T5.

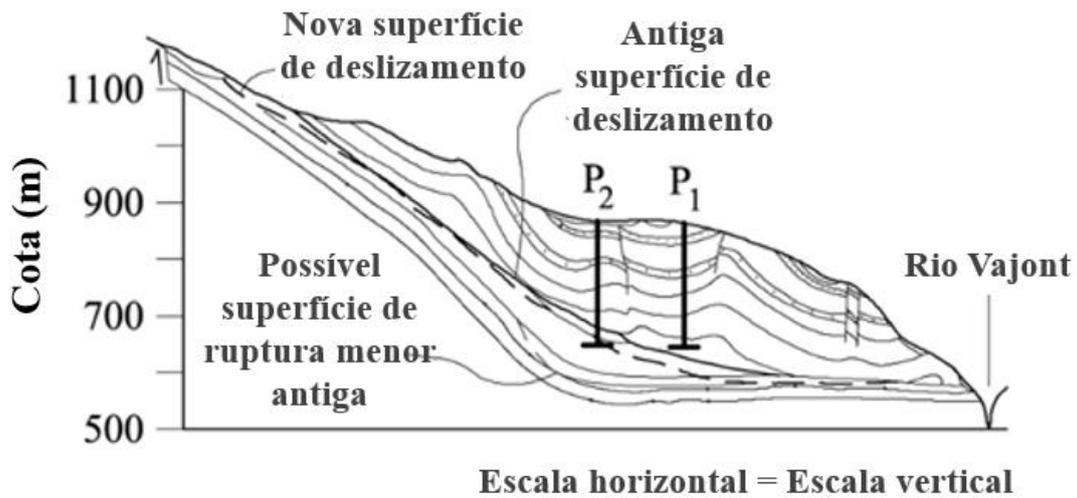


Figura 5.3 - Seção representativa do deslizamento (modificado de Hendron & Patton, 1985)

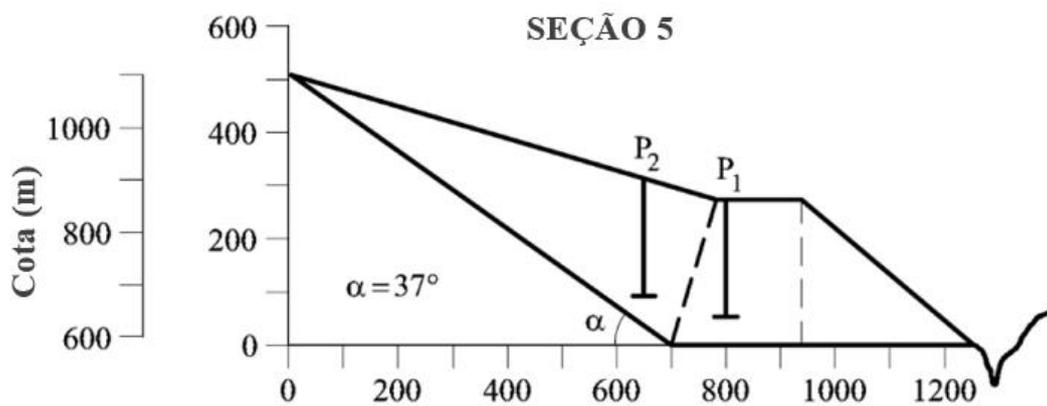


Figura 5.4 - Seção 5, geometria inicial simplificada (modificado de Alonso & Pinyol, 2010)

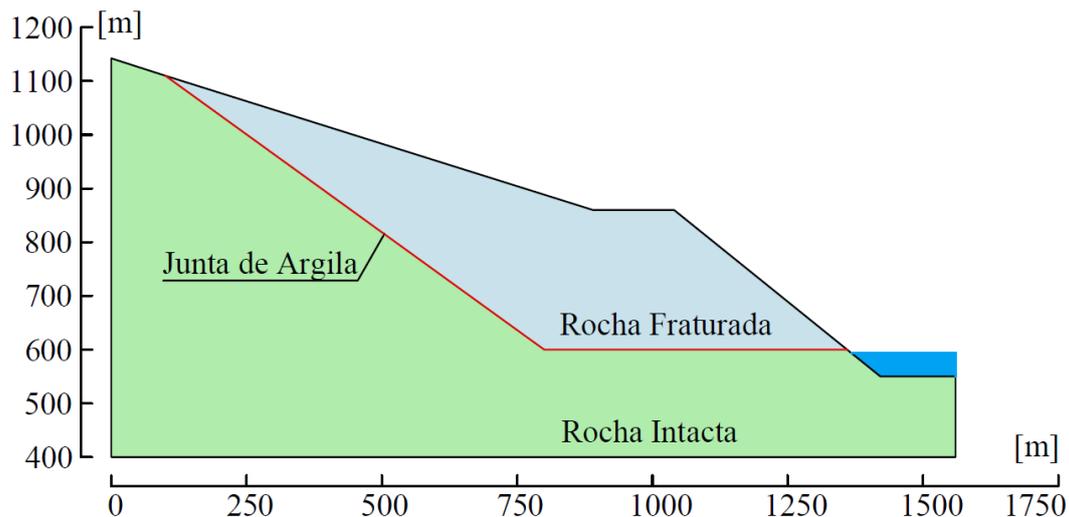


Figura 5.5 – Geometria do modelo simplificado (T5)

O perfil geológico do modelo é bidimensional sendo composto por três materiais: rocha calcária intacta na base do perfil, junta de argila e, sobre a junta, rocha fraturada formada por camadas finamente estratificadas de margas e calcário. As análises consideram o estado de deformação plana.

Foi estimado que a ruptura tenha acontecido ao longo de uma espessura de 5 cm internamente à junta de argila de 1 m de espessura existente no talude. A junta se encontrava em condições residuais por se tratar de um deslizamento antigo que, na grande ruptura de Vajont, foi reativado pela elevação do nível d'água do reservatório (Alonso & Pinyol, 2010). No modelo adotado, a junta foi inserida usando o próprio elemento de junta disponível no programa, a qual funciona como uma fronteira entre materiais sem dimensão mas com propriedades de resistência ao cisalhamento, segundo um critério de ruptura escolhido pelo usuário, que no caso foi o de Mohr-Coulomb com SSR.

5.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Usando elementos triangulares de seis nós, foi aplicada malha uniforme. Foram estabelecidos 1121 a 1566 elementos dependendo da inserção ou não de túneis de drenagem no maciço.

As condições de contorno foram aplicadas restringindo os movimentos nas direções x e y nas fronteiras inferior e laterais, enquanto a superfície do topo da encosta foi mantida livre. A junta foi inserida com as suas extremidades abertas, não possuindo restrições de movimento

senão os seus parâmetros de resistência e deformabilidade. A Fig. 5.6 ilustra as condições impostas.

Na etapa inicial, as condições de contorno de fluxo foram aplicadas buscando manter o nível d'água na cota de 580 m em todo o talude, sendo esta a cota inicial do rio Vajont. Foi imposta à fronteira lateral esquerda a carga hidráulica total de 580 m, valor mantido em todos os momentos das simulações, já que esta fronteira foi considerada isenta dos efeitos do reservatório por estar localizada a aproximadamente 1,3 km de distância do reservatório e por a rocha intacta possuir um coeficiente de permeabilidade baixo. A longo prazo esta região sofrerá os efeitos do reservatório, embora não tenham sido contabilizados neste estudo.

Nas análises de fluxo permanente, o nível d'água no reservatório foi imposto a partir de uma carga hidráulica total atribuída à fronteira referente ao reservatório (Fig. 5.7). Nas análises de fluxo transiente, na mesma fronteira, foi imposta a condição de contorno de função transiente, na qual foi inserida uma função que relaciona o nível d'água do reservatório e o tempo (Fig. 5.8).

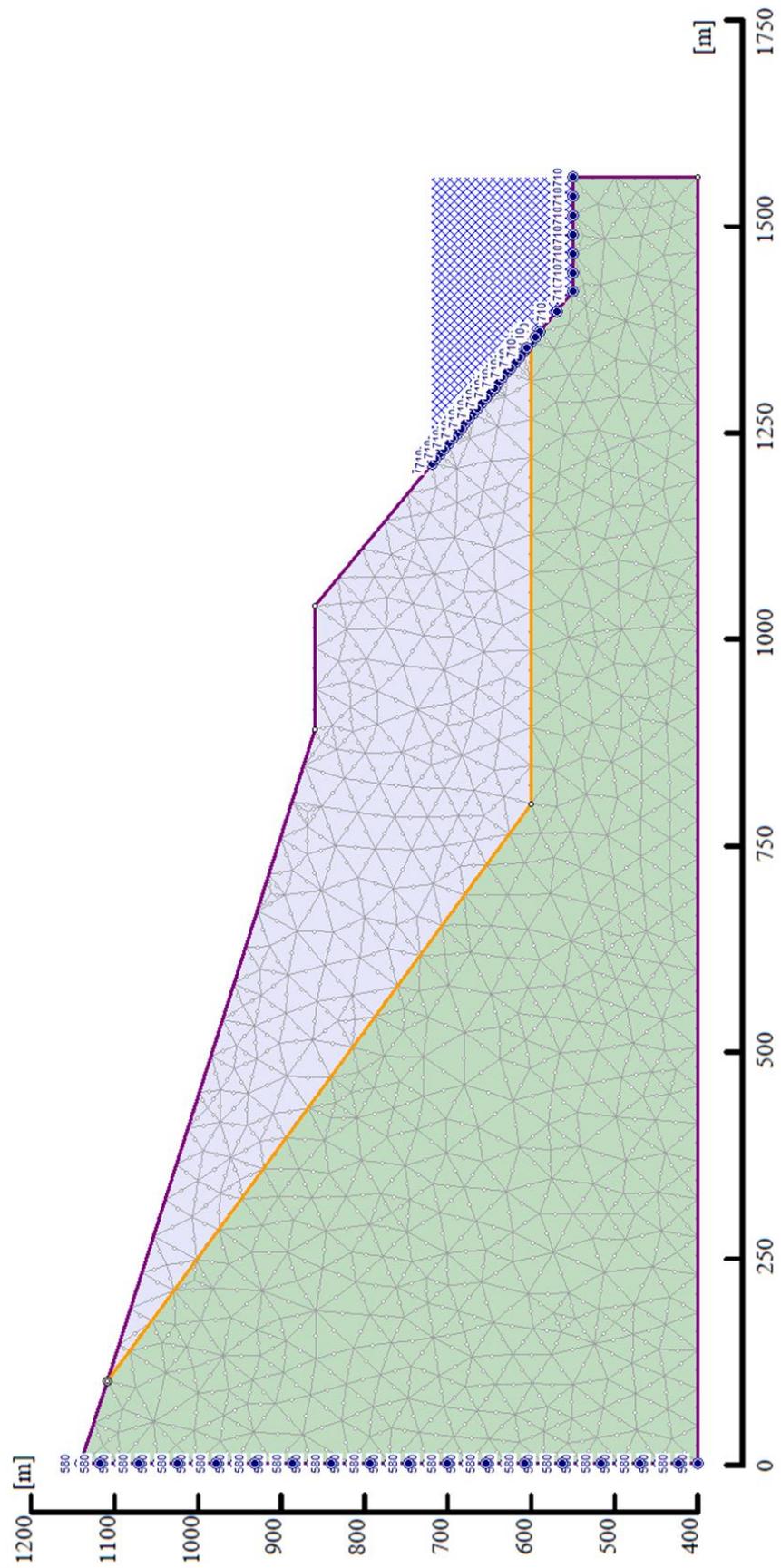


Figura 5.7 - Condições de contorno de fluxo para a análise de fluxo permanente (exemplo do caso de reservatório na cota 710 m) (T5)

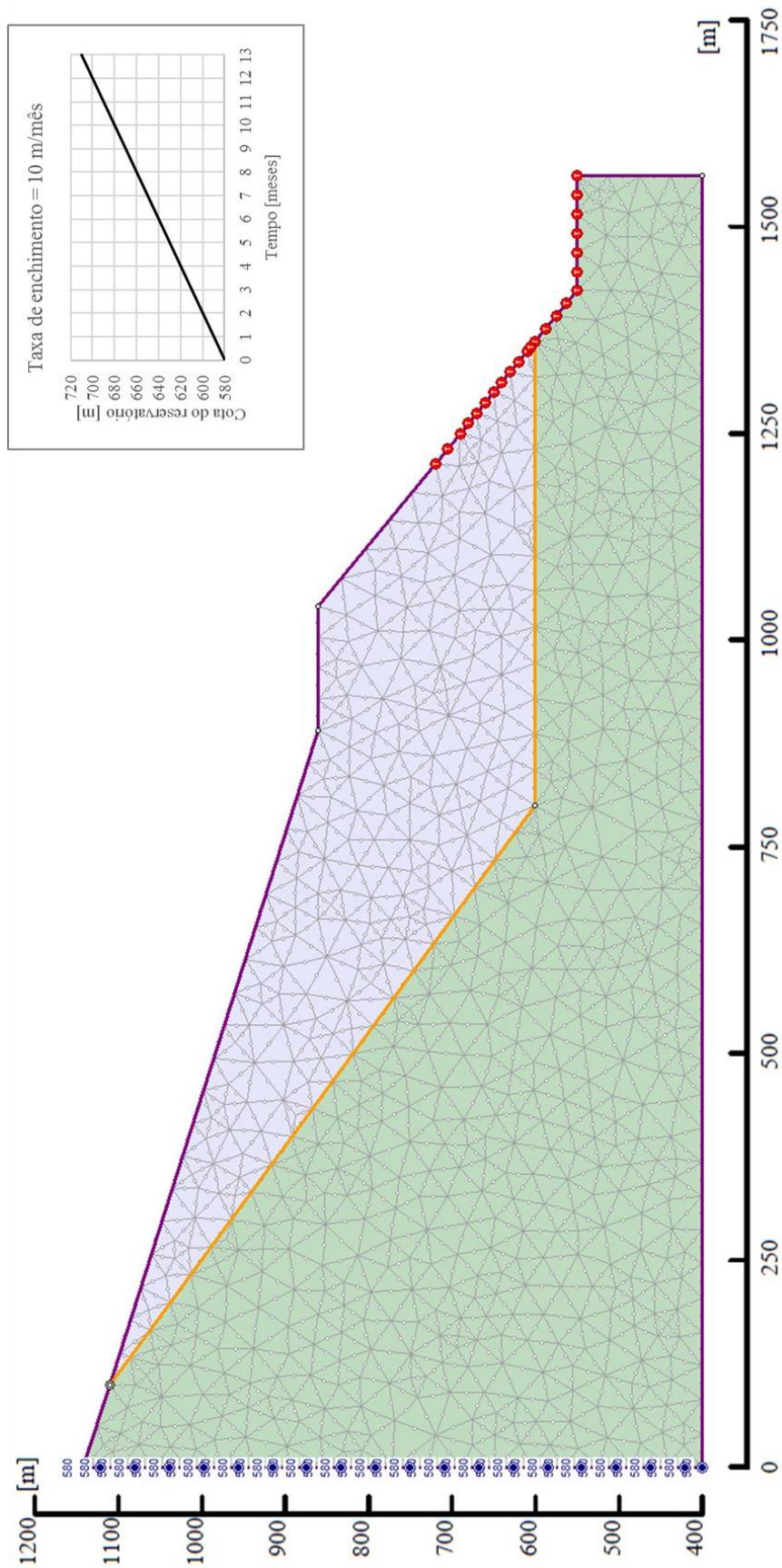


Figura 5.8 - Condições de contorno de fluxo para a análise de fluxo transiente e função que descreve a elevação da cota do reservatório ao longo do tempo (T5)

5.3 DADOS DOS MATERIAIS

Os parâmetros dos materiais empregados neste estudo foram inspirados nos dados apresentados por Alonso & Pinyol (2010), Pinyol & Alonso (2010) e Alonso *et al.* (2015) e alterados. Certos parâmetros que não aparecem nestes trabalhos anteriores foram baseados em valores típicos para os litotipos encontrados nas investigações.

A respeito do maciço rochoso fraturado estratificada de margá e calcário, localizado sobre a junta, Alonso & Pinyol (2010) apresentam a classificação de Hoek-Brown: resistência à compressão da rocha intacta, GSI, m_i e fator de alteração, a partir dos quais foi possível estimar os parâmetros equivalentes de Mohr-Coulomb usando o programa RocData® da RocScience (Fig. 5.9). Isto foi feito de forma a se adequar à recomendação de Hammah *et al.* (2004) de utilizar o critério de ruptura de Mohr-Coulomb em análises com *Shear Strength Reduction*.

Foram instalados quatro piezômetros na encosta de Vajont, todos localizados em maciço rochoso estratificado sem tangenciar a zona de ruptura. Três piezômetros, incluindo P1 (Fig. 5.3), foram capazes de detectar boa concordância entre pressões de água medidas e os níveis d'água no reservatório, o que leva a atribuição de uma moderada a alta permeabilidade ao maciço fraturado (Alonso & Pinyol, 2010). Então, a partir do GSI=50, o coeficiente de permeabilidade utilizado para o maciço rochoso fraturado estratificado foi de 10^{-5} m/s.

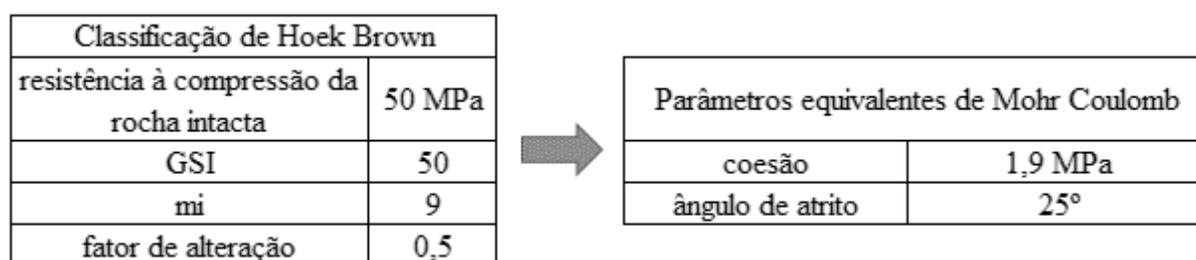


Figura 5.9 - Conversão dos parâmetros de Hoek-Brown para Mohr-Coulomb, extraídos do RocData para a rocha fraturada estratificada (T5)

Sobre a rocha calcária intacta, localizada abaixo da superfície de ruptura, foram poucos os dados encontrados na literatura. Assim, foram atribuídos ao maciço parâmetros típicos para este tipo de rocha e, a partir do GSI=85 de uma rocha intacta, o coeficiente de permeabilidade atribuído foi de 10^{-7} m/s.

Excepcionalmente, o piezômetro P2 indicava 90 m de coluna de água a mais do que o nível do reservatório, ao menos no início das medições. Este dado foi interpretado como resultado da intervenção de fatores como infiltração da água oriunda das chuvas e do derretimento de gelo nas montanhas, embora nenhuma destas hipóteses tenha sido comprovada (Alonso & Pinyol, 2010).

Devido à superfície crítica de ruptura do talude ser uma ruptura antiga com possibilidade de reativação, os parâmetros da junta são considerados em estado residual. Os dados da rocha calcária intacta, da rocha fraturada estratificada e da junta de argila se encontram na Tab. 5.1. De Alonso *et al.* (2015), foram utilizados os valores de módulo de Young, coeficiente de Poisson, coesão efetiva, ângulo de atrito efetivo, ângulo de atrito residual, coeficiente de compressibilidade e porosidade. Sobre a resistência ao cisalhamento da argila montmorilonita que compõe a junta, Hendron & Patton (1987) afirmam que ensaios de laboratório chegaram a valores de ângulo de atrito residual drenado entre 6° e 10°, sendo estes condizentes com os limites de Atterberg da argila amostrada no local. Contudo, afirmam que dadas as irregularidades na abertura da junta e alguns pontos contendo contato rocha-rocha, foi considerado um ângulo de atrito residual de 12°. Foram estimadas as rigidezes normal e cisalhante da junta considerando uma espessura de 1 m, segundo o método indicado nos tutoriais oficiais da RocScience apresentado nas expressões a seguir:

$$G = \frac{E}{[2(1+\nu)]} \quad (5.1)$$

$$k_n = \frac{E}{h} \quad (5.2)$$

$$k_s = \frac{G}{h} \quad (5.3)$$

Onde: k_n = Rigidez normal da junta; k_s = Rigidez cisalhante da junta; E = Módulo de Young do preenchimento da junta; G = Módulo cisalhante do preenchimento da junta e h = Abertura ou espessura da junta.

Calculando os valores de G, k_n e k_s a partir das Equações 5.1, 5.2 e 5.3, temos que:

$$G = \frac{E}{[2(1+\nu)]} = \frac{5,00}{[2(1+0,33)]} = 1,88 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

$$k_n = \frac{E}{h} = \frac{5,00}{1,00} = 5,00 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

$$k_s = \frac{G}{h} = \frac{1,88}{1,00} = 1,88 \text{ MPa} \quad (5.6)$$

Quanto à permeabilidade da junta de argila, Alonso & Pinyol (2010) indicam o valor de 10^{-11} m/s. Contudo, o programa permite optar por uma junta impermeável ou pela possibilidade de haver fluxo transversal à junta, sem especificação de coeficiente de permeabilidade do preenchimento. Neste caso, foi escolhida a opção de junta impermeável, já que a sua permeabilidade é muito baixa.

Tabela 5.1 - Parâmetros da rocha calcária intacta e da rocha fraturada estratificada

Parâmetros	Rocha calcária intacta	Rocha composta de camadas finamente estratificadas de marga e calcário	Junta de argila	
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	
Tipo de material	Plástico	Plástico	Plástico	
Resistência à tração [MPa]	4,7	0,1	0	
Ângulo de atrito	42°	25°	12°	
Ângulo de atrito Residual	42°	25°	12°	
Coesão [MPa]	18,7	1,9	0,3	
Coesão Residual [MPa]	18,7	1,9	0	
Ângulo de dilatância	0°	0°	0°	
Coefficiente de Poisson	0,3	0,3	k_n [MPa/m]	5
Módulo de Young [MPa]	20000	20000	k_s [MPa/m]	1,9
Módulo de Young Residual [MPa]	20000	20000	k_s Residual [MPa]	1,9
Coefficiente de Permeabilidade [m/s]	10^{-7}	10^{-5}	impermeável	

5.4 SIMULAÇÃO DA RUPTURA DA JUNTA E INSTALAÇÃO DE TÚNEIS DE DRENAGEM

O deslizamento de Vajont, segundo Hendron & Patton (1987), ocorreu ao longo da junta de argila oriunda de uma antiga superfície de ruptura, que levou à aceleração do maciço rochoso fraturado localizado sobre a junta. Para análise da estabilidade do talude hipotético apresentado

neste capítulo, foi buscada uma superfície crítica que passa pela junta e gera o deslizamento nesta descontinuidade devido ao excesso de poropressões local. Definido o modo de ruptura ilustrado nas Fig. 5.10 e 5.11, foram verificados os efeitos de túneis de drenagem no alívio das poropressões excessivas e consequente estabilização da encosta.

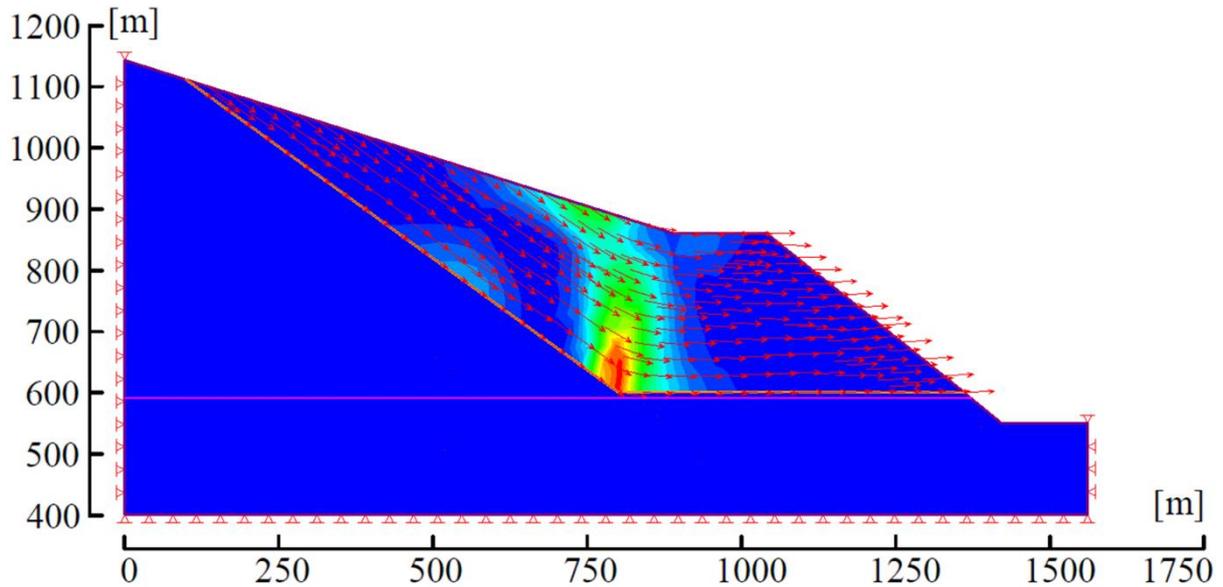


Figura 5.10 - Deformações cisalhantes máximas e setas de deslocamento total indicando ruptura do talude no estado inicial com nível d'água na cota de 580 m (representado pela linha rosa) (T5)

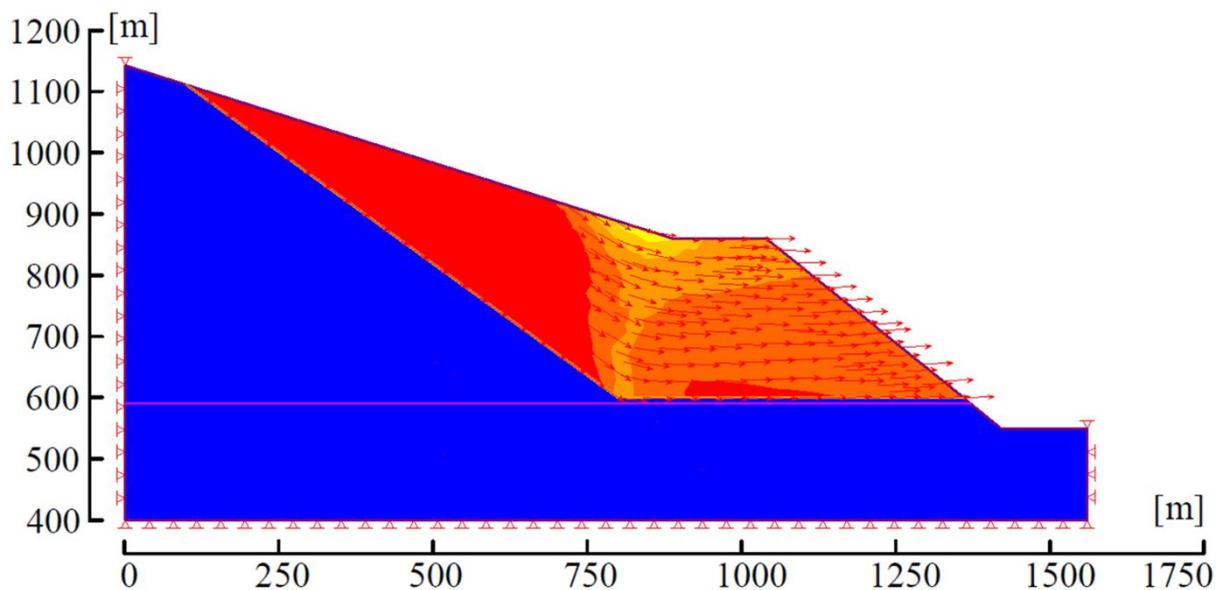


Figura 5.11 - Deslocamentos totais indicando ruptura do talude no estado inicial com nível d'água na cota de 580 m (representado pela linha rosa) (T5)

Considerando uma taxa de enchimento do reservatório de 10 m/mês e variação do nível d'água de 130 m, da cota 580 a 710 m, o ciclo de enchimento duraria treze meses. As análises foram conduzidas para seis estágios da elevação do nível d'água.

Inicialmente, foram feitas análises considerando regime estacionário e efeitos de poropressões negativas (sucção). A Fig. 5.12 indica uma redução sutil de aproximadamente 0,15 no fator de segurança conforme o nível do reservatório é elevado. Ao elevar o nível d'água, apesar da carga estabilizadora da água do reservatório, o maciço que conta com sucção adquire gradualmente poropressões positivas, as quais reduzem as tensões efetivas e, conseqüentemente, a coesão aparente do maciço.

Considerando que a análise em regime estacionário não representa um processo de enchimento de reservatório, foi realizada uma análise transiente não acoplada considerando efeitos da sucção. A Fig. 5.12 indica como o FS varia com a elevação do nível d'água em regime transiente.

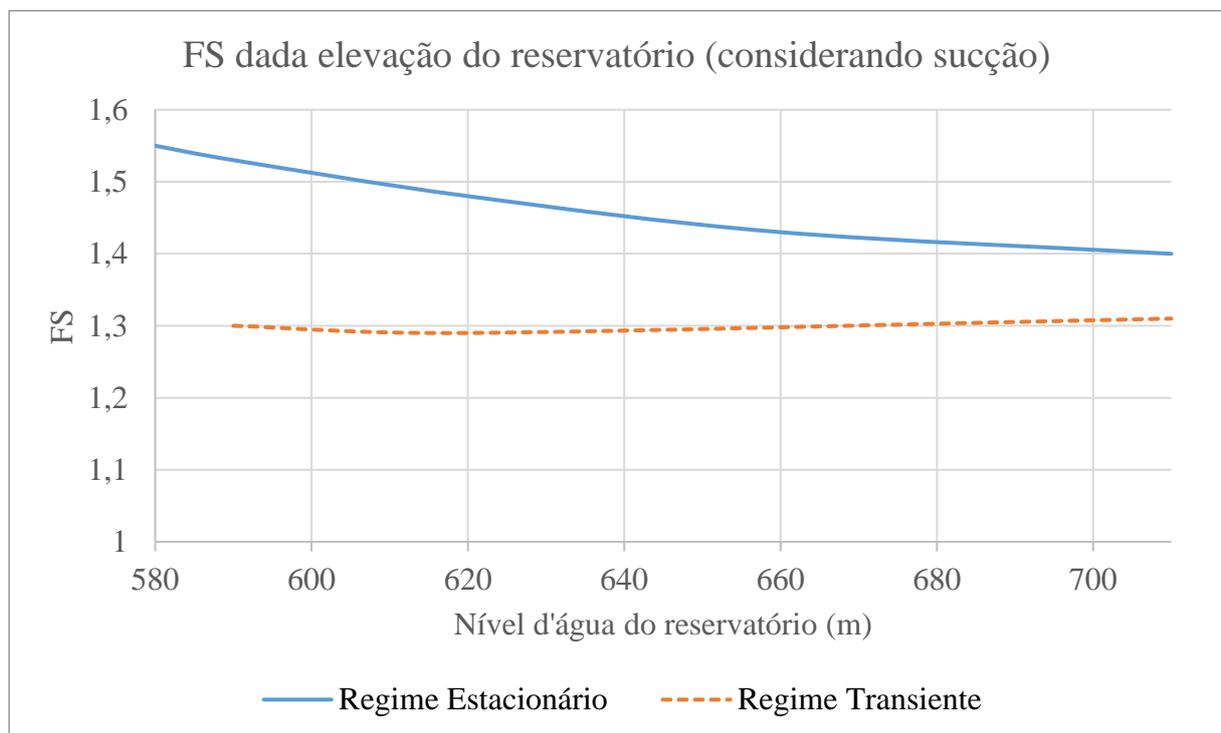


Figura 5.12 - FS x Nível d'água do reservatório. Análises não acopladas em regime estacionário e transiente considerando efeitos de sucção (T5)

A Fig. 5.12 indica que os valores de $FS_{ESTACIONÁRIO}$ são maiores que os de $FS_{TRANSIENTE}$, o que provavelmente se deve à variação nos valores de poropressão. Como os efeitos da elevação do nível d'água não foram observados nos fatores de segurança calculados em regime transiente, uma hipótese para este resultado é que ainda não tivesse ocorrido aumento das poropressões nas etapas analisadas. Isto foi investigado ao comparar as poropressões ao longo do tempo medidas nas porções inferior e superior da junta, em pontos acima e abaixo dela (um 10 cm acima e outro 10 cm abaixo da junta), conforme indica a Fig. 5.13. Foram escolhidos pontos próximos à junta já que a poropressão exatamente na junta decorre da interpolação dos valores nestes pontos.

As Fig. 5.14 e 5.15 indicam que as poropressões, apesar de diferirem abaixo e acima da junta, são muito próximas para os regimes estacionário e transiente. Uma pequena diferença foi notada para os pontos abaixo da junta (curvas azul e verde), em maciço com permeabilidade menor (10^{-7} m/s), já que a velocidade de percolação deve ser de fato menor neste material, gerando retardamento na elevação das poropressões no regime transiente. Contudo, os resultados como um todo indicam boa equivalência das poropressões para todas as etapas de enchimento. Isto indica que, na análise em regime transiente, o FS foi calculado em estágio próximo ao regime permanente.

Comparando os resultados das análises com regimes transiente e estacionário, o fato de as poropressões encontradas na junta estarem próximas nas duas análises leva a concluir que os valores de $FS_{TRANSIENTE}$ deveriam ser iguais ou ligeiramente maiores que os $FS_{ESTACIONÁRIO}$. Este resultado não foi observado, já que a análise em regime transiente apresentou FS menores.

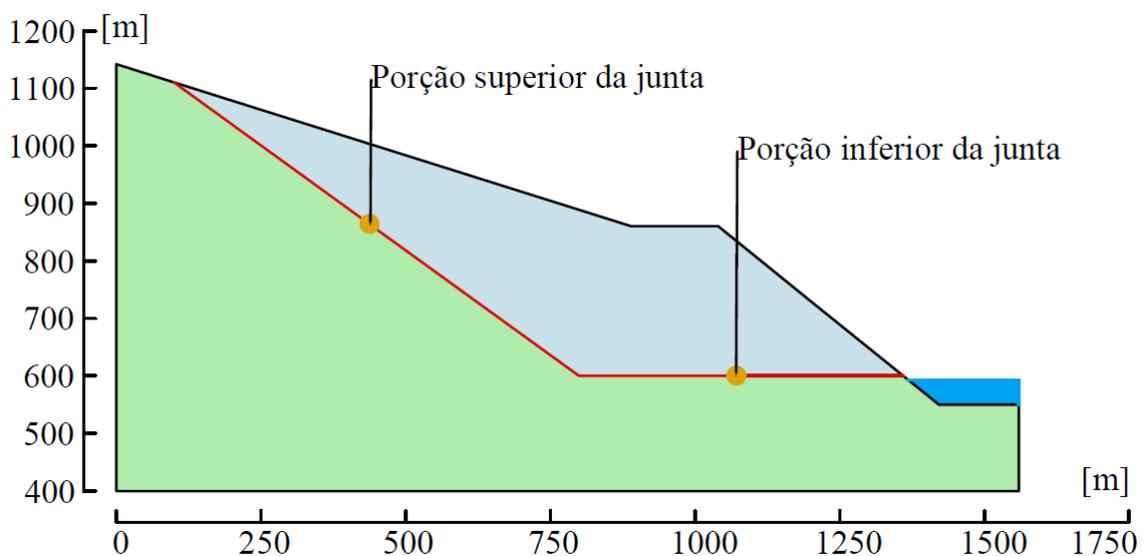


Figura 5.13 – Pontos próximos à junta em que foram calculadas as poropressões (T5)

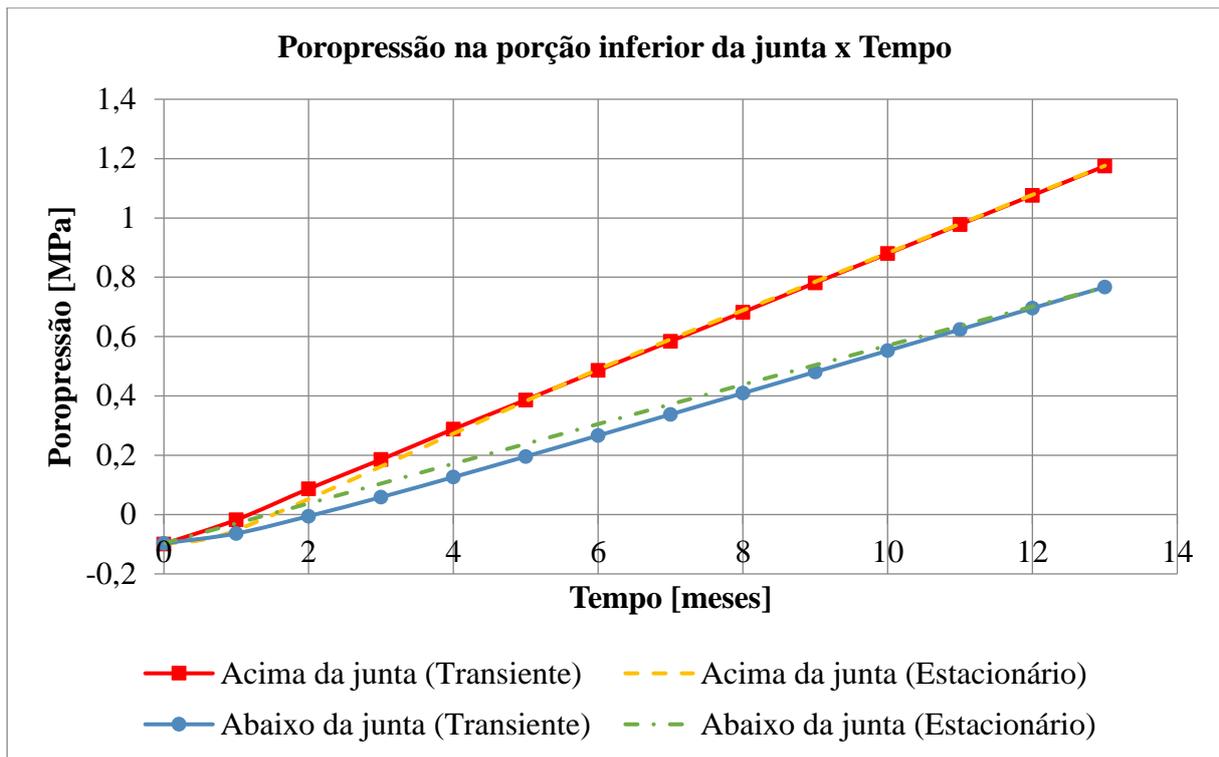


Figura 5.14 - Poropressão na porção inferior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente considerando a sucção (T5)

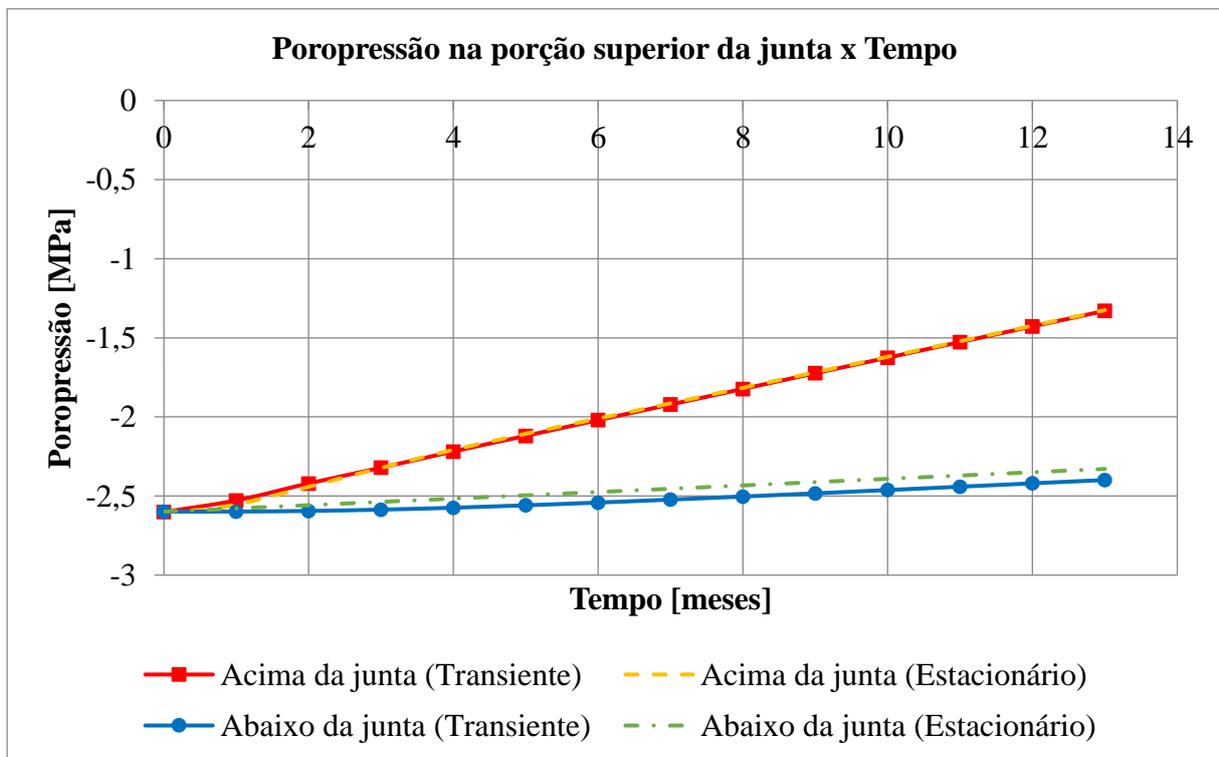


Figura 5.15 - Poropressão na porção superior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente considerando a sucção (T5)

A envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb em termos de tensões efetivas é definida pela expressão seguinte:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (5.7)$$

Onde: τ = resistência ao cisalhamento, c' = coesão efetiva, σ' = tensão efetiva e ϕ' = ângulo de atrito efetivo.

Considerando que os valores de c' e ϕ' foram mantidos nas análises em regime transiente e permanente, é questionado como é feita a consideração das poropressões no cálculo da tensão efetiva, expressão abaixo, já que a metodologia de cálculo de tensões efetivas nos elementos de junta não é clara nos tutoriais do programa.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (5.8)$$

Onde: σ' = tensão efetiva, σ = tensão total e u = poropressão.

Se os resultados indicam que $FS_{\text{TRANSIENTE}} < FS_{\text{ESTACIONÁRIO}}$, é possível que os dados de sucção (poropressões negativas) estejam sendo contabilizados como valores positivos de poropressão. Se isto ocorrer, o cálculo de tensões efetivas só é afetado nas porções do maciço que apresentam sucção, já que estes são valores negativos. Como as Fig. 5.14 e 5.15 indicam que no regime transiente a junta apresenta poropressões menores ou iguais quando comparadas ao regime estacionário, ao contabilizar a sucção, os $FS_{\text{TRANSIENTES}}$ seriam sempre menores que os $FS_{\text{ESTACIONÁRIOS}}$.

Para verificação desta hipótese sobre o cálculo das tensões efetivas, para o material da junta foi considerado $\phi' = 0^\circ$ nas análises em regime transiente e estacionário. Com esta consideração, os resultados de FS devem ser iguais para as duas análises, já que o termo que contém as tensões efetivas seria anulado na Equação 5.7 de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, o que leva à expressão:

$$\tau = c' \text{ (para } \phi' = 0^\circ) \quad (5.9)$$

De fato, com $\phi' = 0^\circ$ as análises em ambos os regimes apresentaram FS equivalentes, confirmando a hipótese de que a sucção é considerada como valores positivos de poropressão pelo programa.

Identificada a limitação do programa na consideração da sucção, foram efetuadas análises desconsiderando os efeitos da sucção na junta nos cálculos de estabilidade adicionando

um limite máximo de poropressão negativa de -0,05 MPa. Estas simulações foram realizadas seguindo a mesma metodologia das análises já efetuadas.

Da análise em regime estacionário, a Fig. 5.16 indica que o FS não se altera conforme o reservatório tem seu nível d'água elevado. Isto ocorre, pois, o efeito estabilizador da carga de água do reservatório sobre a base da encosta é compensado pela redução das tensões efetivas dado o aumento da poropressão. Ainda na Fig. 5.16, na análise em regime transiente é observada elevação sutil de 0,07 no FS ao longo do enchimento, porém muito pequena para ser considerada.

Como os FS_{ESTACIONÁRIOS} são iguais ou ligeiramente menores que os FS_{TRANSIENTES}, as poropressões na junta devem ser semelhantes para estas análises ou sutilmente menores para o regime transiente. Este resultado é observado nas Fig. 5.17 e 5.18, indicando que o cálculo no regime transiente foi realizado próximo à estabilização das poropressões na junta e, por isso, os FS são tão próximos.

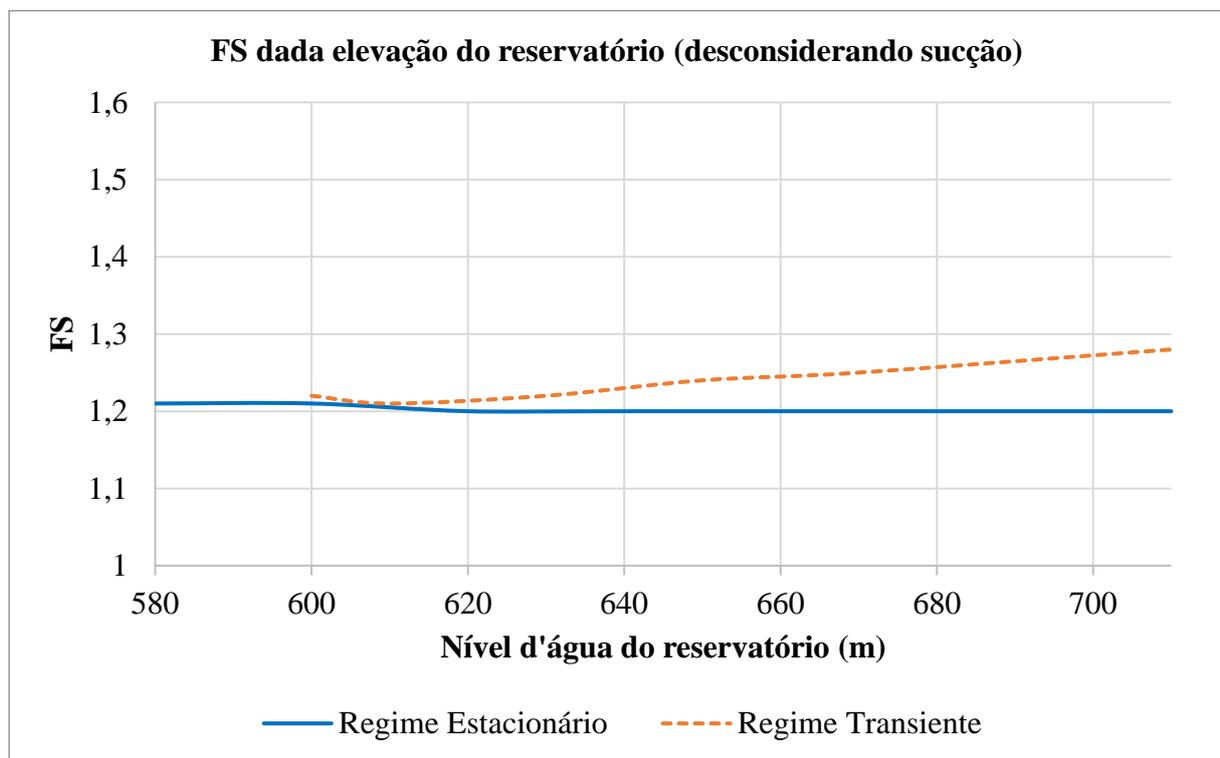


Figura 5.16 - FS x Nível D'água do reservatório. Análises não acopladas em regime estacionário e transiente desconsiderando efeitos de sucção (T5)

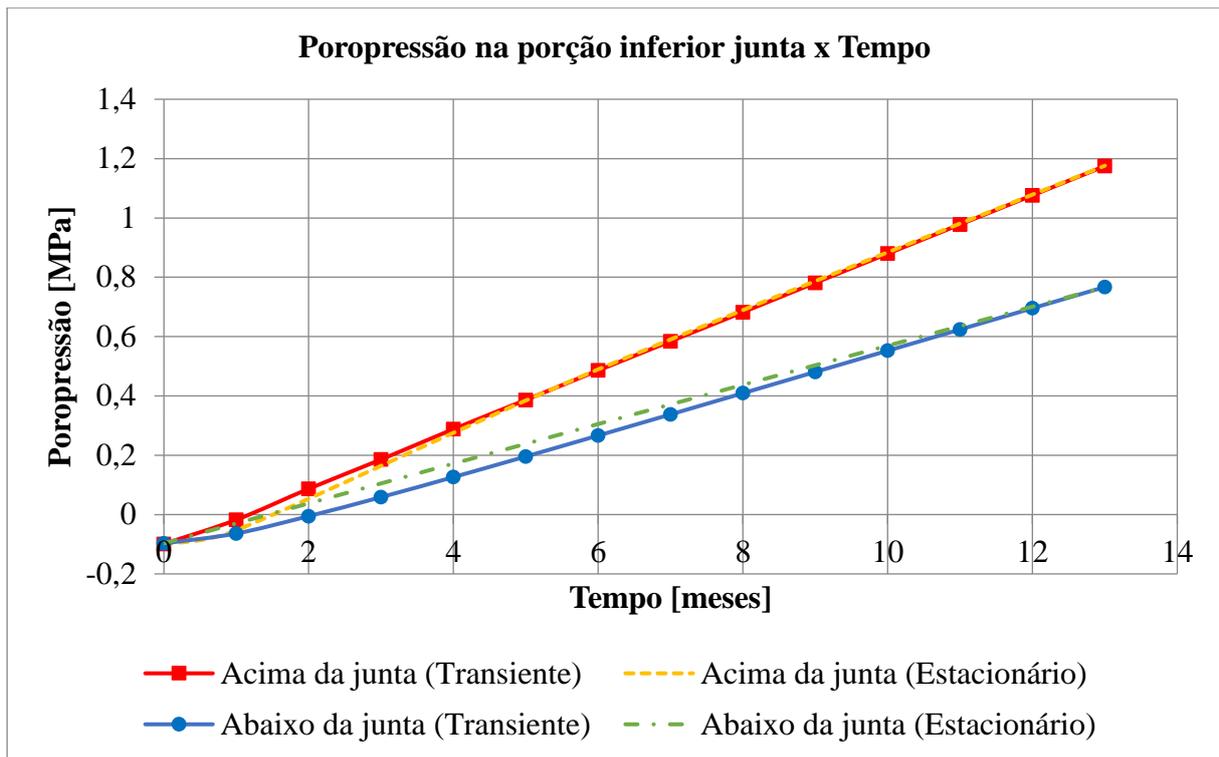


Figura 5.17 - Poropressão na porção inferior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente desconsiderando a sucção (T5)

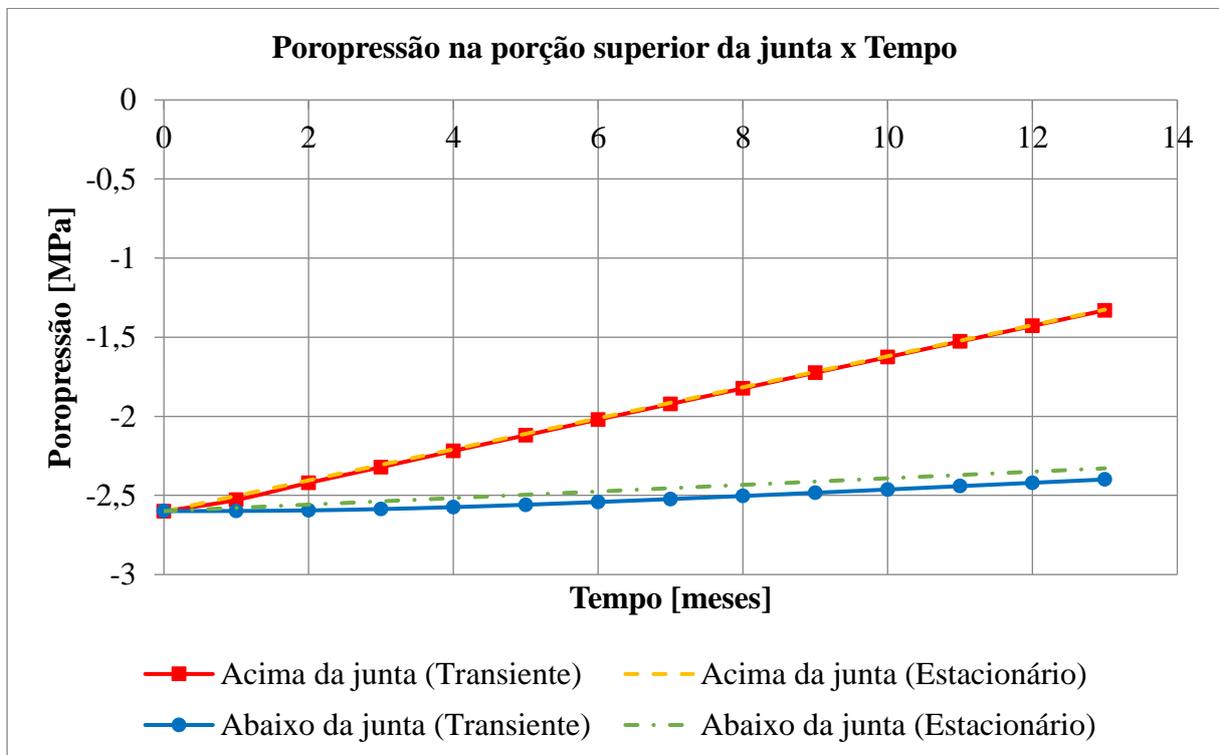


Figura 5.18 - Poropressão na porção superior da junta x Tempo. Análises em regime estacionário e transiente desconsiderando a sucção (T5)

A partir das análises iniciais apresentadas, em nenhum caso o talude hipotético apresenta ruptura dada elevação do nível d'água do reservatório. Como estudado no caso de Vajont, em situações de juntas de baixa permeabilidade em contato com materiais mais permeáveis, é possível que ocorra acúmulo de poropressões na junta. Um excesso de poropressão nesta região reduz as tensões efetivas e gera forças expansivas, podendo levar o talude ao colapso. Buscando o deslizamento da encosta por meio da ruptura da junta de argila, uma pressão adicional foi gradualmente incluída no interior da junta até que o colapso do talude fosse atingido.

Para que o talude colapse com a cota do nível d'água máxima atingida de 710 m, neste estágio das análises foi adicionada a pressão no interior da junta. A Fig. 5.19 se refere ao regime transiente em que foram desconsiderados efeitos de sucção. A evolução da estabilidade do talude conforme os valores de pressão adicional são elevados indica que a ruptura ocorre com pressão interna adicional de aproximadamente 350 kPa. Assim, o talude rompe em decorrência da pressão no interior da junta, e não puramente da elevação do reservatório.

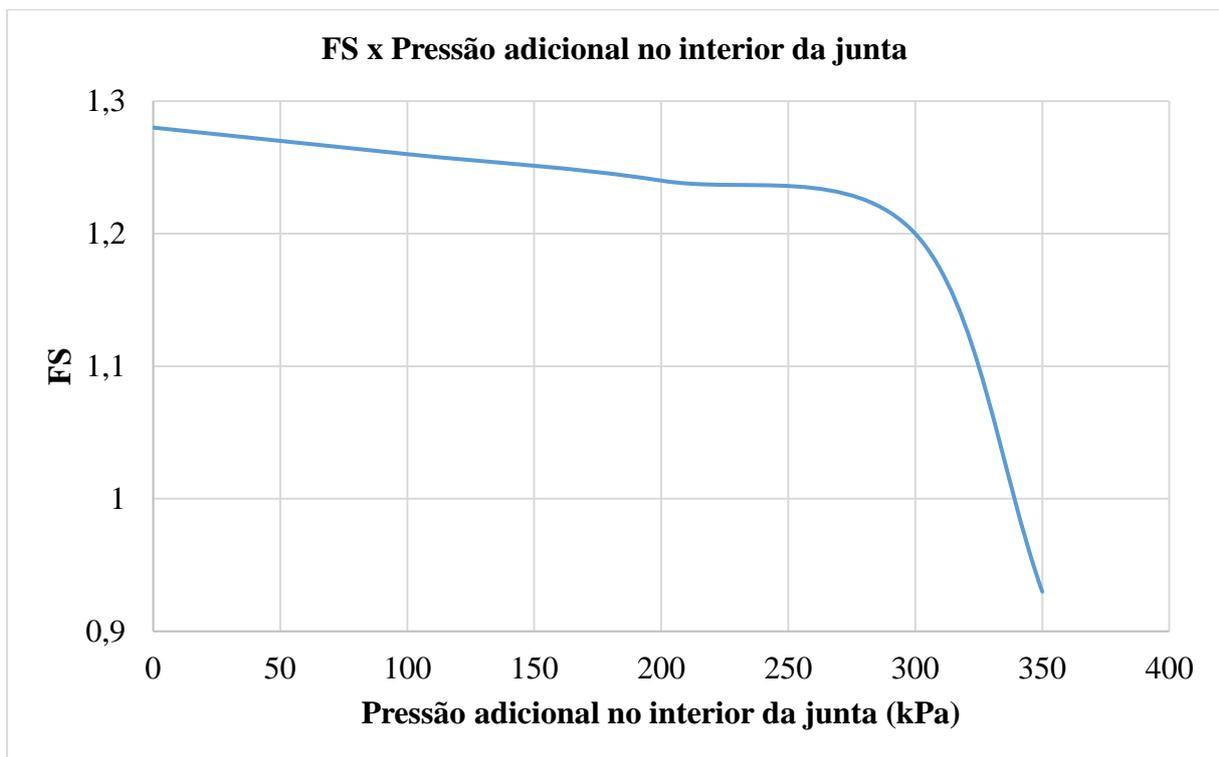


Figura 5.19 - FS x Pressão adicional no interior da junta. Análise no regime transiente para reservatório na cota 710 m (T5)

Sendo a causa principal da ruptura do talude o excesso de pressão no interior da junta, soluções de estabilização eficientes deverão buscar o alívio das elevadas pressões nesta região. Para estudar os efeitos de túneis de drenagem na estabilização do talude hipotético, foram avaliadas as alterações de fator de segurança, poropressão em pontos próximos à junta e rebaixamento do nível d'água causadas pelas estruturas drenantes.

Sabendo que a ruptura ocorre ao longo da junta preenchida de argila e buscando o alívio das poropressões nesta região, foram estudadas posições de instalação para os túneis de drenagem que alcançassem a junta, mesmo que por meio de drenos radiais. A partir de recomendações da literatura apresentada no Capítulo 2 e dos resultados obtidos nos Capítulos 3 e 4, os túneis de drenagem devem ser implementados abaixo da superfície de ruptura da encosta, a fim de maximizar os seus efeitos na estabilização.

Foram estudados os efeitos de um sistema composto por dois túneis de drenagem (Fig. 5.20). As posições para instalação dos túneis estão localizadas 60 m abaixo da superfície de ruptura, nas coordenadas (781, 530) e (1100, 530) onde estão desprovidos de suportes por estarem alocados em rocha calcária intacta competente.

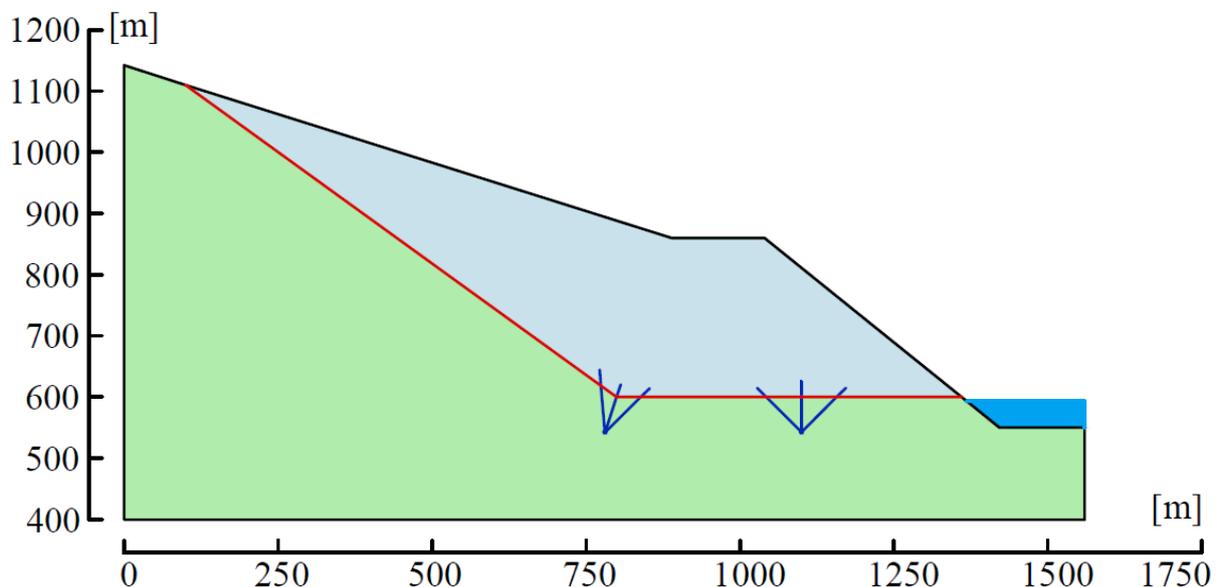


Figura 5.20 – Posições de instalação dos túneis de drenagem no talude hipotético com nível d'água ilustrado na cota de 580 m referente ao estado inicial do reservatório (T5)

Cada um dos túneis foi provido de três drenos radiais de 80 a 100 m de comprimento que atingem a junta e a rocha fraturada, regiões onde é interessante que a poropressão seja aliviada.

O papel dos drenos é essencial para que o alívio das pressões de água nestas regiões ocorra em tempo hábil, já que as posições dos túneis os impossibilita de atingir este objetivo sem drenos por estarem inseridos no maciço rochoso intacto abaixo de uma camada de argila praticamente impermeável.

Foi considerado que os túneis de drenagem foram construídos antes do início da elevação do reservatório, sabendo que a encosta poderia sofrer instabilizações. Análises desconsiderando efeitos de sucção no regime transiente foram executadas para avaliar os efeitos de estabilização do sistema drenante. A Fig. 5.21 apresenta os resultados de FS dada elevação do nível d'água do reservatório, desta vez considerando uma pressão adicional de 350 kPa no interior da junta de argila durante toda o processo de enchimento. Com a inserção da drenagem profunda, o maciço que era instável com a pressão adicional sofre aumento no seu fator de segurança, mostrando que os túneis com drenos radiais foram capazes de aliviar a pressão excessiva na junta e melhorar as condições de estabilidade da encosta.

A Fig. 5.22 apresenta a variação na poropressão na porção inferior da junta, em dois pontos (um 10 cm acima e outro 10 cm abaixo da junta), em função do tempo em que o reservatório é elevado. A influência da drenagem profunda é observada na redução considerável das poropressões na junta, sendo esta redução a responsável pelo aumento no FS da encosta.

Como conclusão das análises, a estabilidade de taludes pode ser definida segundo parâmetros de descontinuidades, como juntas. No caso estudado, o deslizamento do talude por uma junta biplanar ocorreu devido ao acúmulo de pressões nesta zona de fraqueza associado a um aumento do nível d'água do reservatório da barragem. Assim, ocorreu o alívio destas pressões excessivas por meio de um sistema de túneis de drenagem e drenos radiais de tal forma que possibilitou a elevação do fator de segurança do talude.

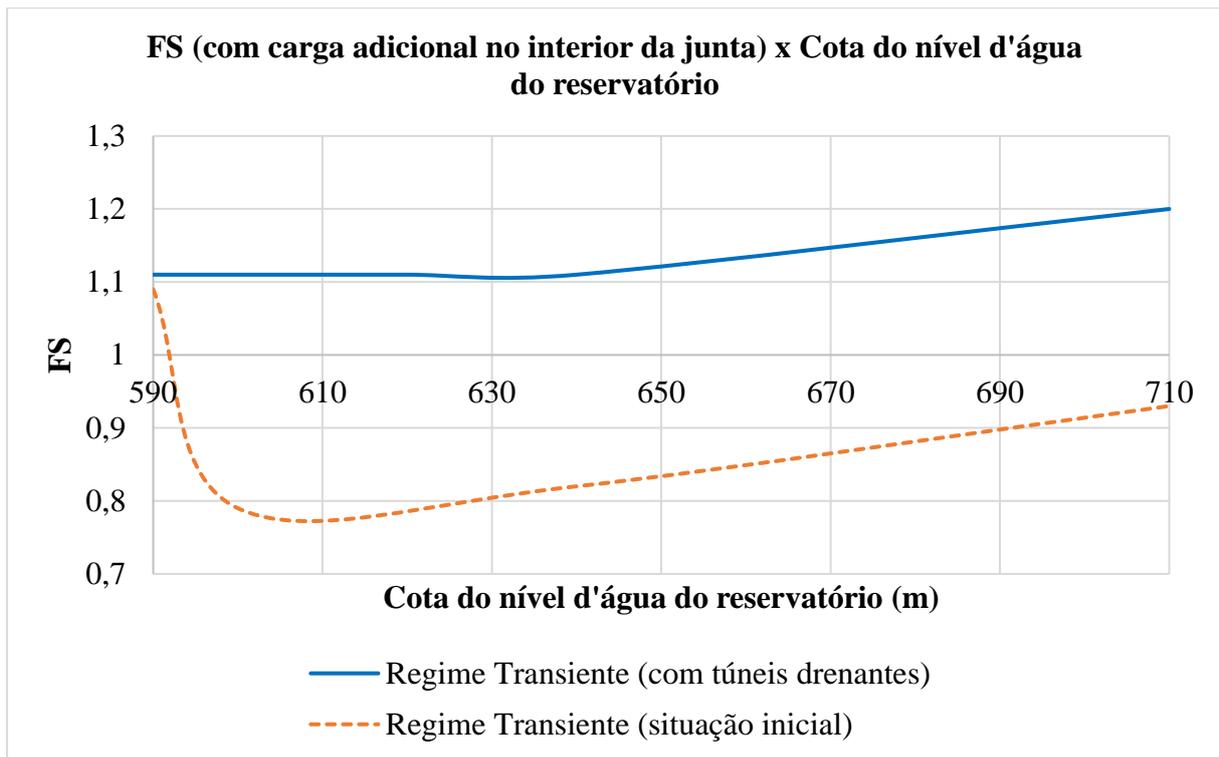


Figura 5.21 - FS x Cota do nível d'água do reservatório. Análises em regime transiente com carga adicional no interior da junta e desconsiderando os efeitos da sucção. Avaliação da inserção do sistema de drenagem profunda (T5)

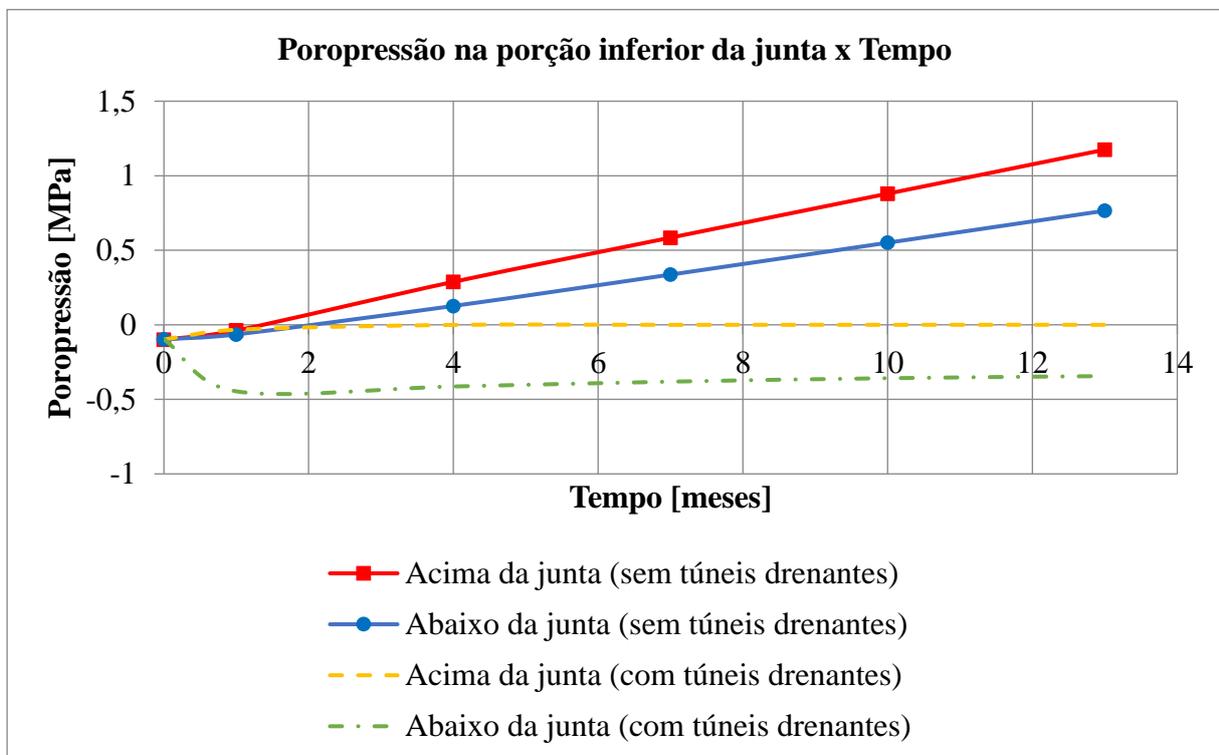


Figura 5.22 – Poropressão na porção inferior da junta para avaliação dos efeitos dos túneis, desconsiderando os efeitos da sucção (T5)

6 CONCLUSÕES

Os túneis de drenagem têm papel importante como solução de estabilização de encostas e têm seus efeitos comprovados em casos históricos, os quais mostram a eficiência destes sistemas na redução das poropressões no interior dos maciços e melhora das suas condições de estabilidade.

Foram avaliados os efeitos drenantes dos túneis, mesmo quando possuem outras finalidades, como é o caso de túneis viários. Entender a permeabilidade do suporte de um túnel é essencial para a consideração correta das pressões de água que atuarão neste revestimento.

No processo de cura do concreto projetado, este adquire gradualmente maior resistência ao mesmo tempo que sofre fissuração e aumento de sua permeabilidade. Assim, enquanto o material possui baixa permeabilidade e baixa resistência, pode ocorrer sobrecarga de água ao redor do túnel. Por isso, é importante considerar a carga de água no início da vida do concreto projetado.

Dada a fissuração do concreto projetado, a água naturalmente infiltra no túnel, o que proporciona o alívio das pressões de água no maciço ao redor do suporte. O túnel como estrutura drenante altera as condições de fluxo do maciço circundante e, conseqüentemente, pode gerar deslocamentos adicionais. Desta forma, na prática, devem ser avaliados os efeitos de túneis no comportamento dos taludes nos quais se inserem, assim como estudada sua interferência em reservatórios e edificações próximas.

Com a finalidade de melhorar as condições de estabilidade de um talude, o posicionamento dos túneis de drenagem na altura da base da encosta apresentou maior eficácia, assim como alocação em zonas mais internas. Isto ocorre, pois, com túneis de drenagem nestas posições, o rebaixamento do lençol freático é maximizado.

Túneis alocados nas proximidades das superfícies de ruptura apresentaram colapso. Portanto, deve ser evitada a alocação de túneis em zonas de cisalhamento do maciço, buscando evitar que o próprio túnel seja cisalhado ou contribua para o deslocamento indesejado do maciço. Para isso, é importante que ocorram investigações de possíveis superfícies de ruptura diferentes, buscando entender o comportamento estrutural da encosta e alocar o túnel em posição eficaz e livre de esforços cisalhantes.

Os efeitos da alteração da capacidade drenante de túneis no rebaixamento do lençol freático e no fator de segurança do talude foram avaliados a partir da variação do número e comprimento

de drenos radiais. Um túnel com drenos radiais em menor número e bem posicionados, atingindo zonas com excesso de poropressão, apresentaram resultados equivalentes aos de um túnel com drenos em abundância e dispostos sem considerar as heterogeneidades locais. Assim, é possível atingir bons resultados de estabilização com sistemas menores posicionando drenos radiais apenas em zonas de maior poropressão, evitando numerosos drenos. O excesso de poropressão pode estar associado a interfaces entre materiais com permeabilidades destoantes, como juntas ou solos de transição.

Porém, no estudo, os materiais estudados eram bem definidos e homogêneos, o que não acontece na natureza. Dadas as incertezas presentes nos maciços naturais, na prática, os túneis de drenagem são providos de um leque de drenos radiais. Buscando uma drenagem bem sucedida e a estabilização da encosta, tal abundância de drenos tem como objetivo reduzir os eventuais efeitos decorrentes da heterogeneidade dos maciços nos resultados de drenagem.

Do estudo do talude próximo ao reservatório da barragem de Vajont, foi notada relação de causa e efeito entre o aumento das poropressões e a movimentação da encosta. O talude rochoso continha uma junta de argila, zona de fraqueza onde teria ocorrido acúmulo de poropressões, o que favoreceu a ruptura do material e o deslizamento de 280 milhões de m³ de maciço rochoso (Alonso & Pinyol, 2010).

O estudo inspirado em Vajont apresentou um talude hipotético que sofreu com os efeitos da elevação do nível d'água e aumento de poropressão no interior de uma junta e foi levado à ruptura. Foram estudados os efeitos de um sistema de drenagem profunda no aumento do fator de segurança da encosta. O sistema era composto de dois túneis de drenagem instalados em rocha intacta com drenos radiais que atravessam a junta e alcançam um maciço rochoso fraturado. A drenagem profunda foi capaz de elevar o fator de segurança da encosta significativamente, o que indica que túneis drenantes possuem potencial para estabilização de grandes rupturas, como indicou Bertola (1997) na análise do caso ocorrido em Campo Vallemaggia, Suíça.

Em resumo, as simulações numéricas efetuadas e os casos históricos analisados propiciaram o entendimento dos efeitos de túneis de drenagem, seus revestimentos, drenos radiais e posicionamentos no comportamento de taludes com diferentes propriedades, levando ao cumprimento dos objetivos estabelecidos para esta pesquisa.

No contexto do presente estudo, trabalhos futuros poderão ser conduzidos de forma a estudar os deslocamentos de maciços como um indicador de eficácia de sistemas de drenagem aplicados para estabilização de encostas.

Inspirado no caso de Vajont, em que a ruptura do talude acarretou a expulsão da água do reservatório atingindo vilarejos localizados à jusante da barragem, trabalhos futuros poderão aplicar o conceito de risco em Geotecnia no estudo de um sistema de túneis de drenagem para estabilização do vale do reservatório de uma barragem qualquer, quando a mancha de alagamento atinge áreas urbanas.

Além disso, pesquisas futuras poderão ser motivadas por casos reais ocorridos nas últimas décadas, quando foi recorrente a incidência de deslizamentos de encostas com superfícies habitadas, principalmente em regiões serranas de países tropicais. Este fenômeno é desencadeado por chuvas intensas e apresenta potencial para ser estabilizado com drenagem profunda. Devem ser evitadas as interferências nas superfícies de encostas com a presença de habitações e nestes casos os túneis de drenagem podem ser aplicados como solução.

Neste contexto, são sugeridas as seguintes vertentes de estudo:

- a) avaliação dos efeitos da estabilização de taludes com túneis de drenagem profunda em edificações de superfície, de forma a prevenir que ocorram os deslizamentos em épocas chuvosas, assim como danos nas estruturas devidos aos túneis de drenagem e
- b) aplicação do conceito de risco em Geotecnia em estudo para implementação de túneis de drenagem para estabilização de encostas habitadas em regiões serranas, considerando que a ruptura da encosta levaria habitações ao colapso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, E.E.; PINYOL, N.M. (2010) Criteria for rapid sliding I. A review of Vaiont case. Elsevier, Engineering Geology, 114: 198-210.
- ALONSO, E.E.; YERRO, A.; PINYOL, N. M. (2015) Recent developments of the Material Point Method for the simulation of landslides. International Symposium on Geohazards and Geomechanics (ISGG 2015), Earth and Environmental Science 26, 012003.
- ARMELIN, H.S. *et al.* (1994) - Shotcrete permeability - Considerations on the durability of tunnel linings. Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Nice, France.
- ARTERIS. Obras de duplicação estão 70% concluídas. Autopista Régis Bittencourt, 2015. Disponível em: <http://www.autopistaregis.com.br/?link=noticias.ver&id=25376>. Acesso em: 08 de agosto de 2016.
- ASSIS, A.P. (2016) - Landslide Stabilisation Means and Methods. In: Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- BAGNOLI, P.; BONFANTI, M.; VECCHIA, G.D.; LUALDI, M.; SGAMBI, L. (2015) - A method to estimate concrete hydraulic conductivity of underground tunnel to assess lining degradation. Elsevier, Tunneling and Underground Space Technology, 50: 415-423.
- BASTOS, I.G. (2006) - Estabilização de encostas através de drenagem profunda: estudo de um caso de estabilização com túnel de drenagem. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil. 204 p.
- BERRIO, J.F.T.; CABALLERO, J.H.A.; DÍAZ, M.E.M.; VÉLEZ, M.V.O. (2004) – Relación lluvia-aguas subterráneas con deslizamientos en Fredonia, Antioquia, Colombia. In: XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica São Pedro, Estado de São Paulo, Brasil, Outubro 2004. 10 p.
- BERTOLA, P.F.; BEATRIZZOTTI, G.; DELLA TORRE, F. (1997) – La estabilización del deslizamiento activo de Campo Vallemaggia em Suiza. In: Conferência Pan Americana sobre Estabilidade de Encostas, PSL COBRAE, 2º, Rio de Janeiro, 2: 655-663.
- COMITÊ BRASILEIRO DE TÚNEIS (2015) - Túneis são essenciais na duplicação da Régis Bittencourt. Comitê Brasileiro de Túneis, 2015. Disponível em: <http://www.tuneis.com.br/home/publicacoes/tuneis/1048-tuneis-sao-essenciais-na-duplicacao-da-regis-bittencourt>. Acesso em: 08 de agosto de 2016.
- DANTAS, F.A.S.; TANGO, C.E.S. (1990) - Estudo do Coeficiente de Permeabilidade em Concreto Projetado. In: 32a Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto Fortaleza, CE. 27 a 31 de agosto de 1990. Anais. 2: 467-480.
- DEFFAYET, M. (2016) - Case-Histories of Tunnels in Landslide Areas. In: Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- DUNCAN, J.M.; WRIGHT, S.G. (2005) – Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. ISBN 0-471-69163-1.

- EBERHARDT, E.; BONZANIGO, L.; LOEW, S. (2007) – Long-term investigation of a deep-seated creeping landslide in crystalline rock. Part II. Mitigation measures and numerical modelling of deep drainage at Campo Vallemaggia. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Canada, 44, doi:10.1139/T07-044, p.1181-1199.
- FARULLA, C.A. (2004) – Soil slope consolidation processes induced by drainage galleries with drainholes. In: *Landslides: Evaluation and Stabilization*. Lacerda, Ehrlich, Fontoura & Sayão (eds). Taylor & Francis Group, London, ISBN 04-1535-665-2. p.1045-1051.
- FIKIRIS, I.F.; DOUNIAS, G.T.; ADDENBROOKE, T.I.; POTTS, D.M. (1999) - Highway slope stabilisation by a drainage tunnel – A parametric study. Barends, F.B.J.; Lindenberg, J.; Luger, H.J.; de Quelerij, L.; Verruijt, A. (eds) *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure – Theory and Practice, Planning and Design, Construction and Maintenance*. Amsterdam, Netherlands.
- FIGUEIREDO FERRAZ CONSULTORIA E PROJETO (2001). – Relatório Técnico das galerias de drenagem na Rodovia dos Imigrantes próximas ao viaduto VA-19. São Paulo, Brasil.
- FIGUEIREDO FERRAZ CONSULTORIA E PROJETO (2009) – Fotos do interior das galerias de drenagem na Rodovia dos Imigrantes próximas ao viaduto VA-19. São Paulo, Brasil.
- GEDNEY, D.S.; WEBER JR., W.G. (1978) – Design and construction of soil slopes. *Landslides: Analysis and Control*, National Academy of Sciences, Washington, D.C., Special Report 176, p.172-191.
- GEORIO (2000) - Manual Técnico de Encostas. 2ª edição.
- GOODMAN, R.E.; TAYLOR, R.L.; BREKKE, T.L. (1968) – A Model for the Mechanics of Jointed Rock. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 637-659.
- GRASSO, P. (2016a) - Tunnels for Railways in Landslide Areas. In: *Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling*, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- GRASSO, P. (2016b) - Case-histories of Railway Tunnels in Landslide Areas. In: *Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling*, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- HAMMAH, R.E.; CURRAN, J.H.; YACOUB, T.; CORKUM, B. (2004) - Stability Analysis of Rock Slopes using the Finite Element Method. *EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium*. Schubert (ed.)
- HAMMAH, R.E.; YACOUB, T.; CORKUM, B.; CURRAN, J.H. (2017) - A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation.
- HENDRON, A., PATTON, F.D. (1985) - The Vaiont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. *Technical Report GL-85-5*. Department of the Army US Army Corps of Engineers, Washington, DC, 259p.
- HENDRON, A.J.; PATTON, F.D. (1987) - The Vaiont slide. A geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. *Elsevier, Engineering Geology*, 24, 475–491.

- HOEK, E. (1991) - When is a design in rock engineering acceptable? Müller Lecture, Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics, Aachen. A.A. Balkema, v. 3, 1485-1497.
- MÜLLER-SALZBURG, L. (1987) - The Vajont Catastrophe – A Personal Review. Engineering Geology, 24, Elsevier, Amsterdam, 423-444.
- PATTON, F.D.; DEERE, D.U. (1970) - Significant Geological Factors in Rock Slope Stability. pp. 143-151 in Planning Open Pit Mines, P. W. J. Van Reusburg, ed. Proc. Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability. Johannesburg, 1970. 388 pp.
- PEILA, D. (2016a) – Tunnels as a mean for landslide stabilisation. In: Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- PEILA, D. (2016b) – Tunnels as alternative solution to prevent landslide risk. In: Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- PINYOL, N.M.; ALONSO, E.E. (2010) - Criteria for rapid sliding II. Thermo-hydro-mechanical and scale effects in Vaiont case. Elsevier, Engineering Geology, 114, 211-227.
- PUZRIN, A.M.; ALONSO, E.E.; PINYOL, N.M. (2010) - Geomechanics of Failures. Advanced Topics. Springer.
- ROCSCIENCE (2005) - Slope Stability Analysis with the Shear Strength Reduction Method. Disponível em: https://www.rocscience.com/documents/pdfs/rocnews/fall2005/SSR_Article.pdf. Acesso em: 20 de dezembro de 2016.
- SANEAR LTDA (1989) – Evaluación de Riesgos Naturales En El Municipio de Fredonia. Relatório técnico. Medellin, Colombia. 165 p.
- SCHUSTER, R.L.; KRIZEK, R.J. (eds) – Landslides Analysis and Control, National Academy of Sciences, Washington, 287 p.
- SEMENZA, E.; GHIROTTI, M. (2000) - History of the 1963 Vaiont slide: the importance of geological factors. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 59, 87–97.
- TERZAGHI, K. (1960) – From theory to practice in soil mechanics. John Wiley & Sons, New York, p. 241-243.
- WAGNER, H. (2016) - Landslides A Global Phenomenon. In: Landslides and Tunneling, Two-day Seminar for Continuing Education in Tunneling, 2016, Riyadh, Arábia Saudita.
- WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. (2004) - Rock Slope Engineering: Civil and Mining. 4th ed. Spon Press, Taylor and Francis Group, London and New York. ISBN 0-203-49908-5.
- WOLLE, C.M.; MELLO, L.G.S.; RIBEIRO, A.V.; MORI, M.; YASSUDA, A. (2004) - Stabilization of deep seated movement in a Saprolitic Massif supporting a highway viaduct. ISL, 9^o, Rio de Janeiro, v. 2, p. 1305-1312.

A. CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO

Uma simulação numérica usando elementos finitos pode ser feita analisando a relação fluido-sólido como acoplada ou não-acoplada. A forma acoplada considera a teoria de Biot, na qual resultados de tensão deformação do sólido afetam os resultados de percolação e vice-versa. Por sua vez, a forma não-acoplada conta com resultados independentes entre sólidos e fluidos.

Em qualquer que seja o tipo de análise escolhida, as condições de contorno do modelo devem ser cuidadosamente estabelecidas, dado que estas controlam a análise como um todo. Pode-se dizer que condições de contorno corretamente escolhidas lideram para obtenção de resultados relevantes e para um bom entendimento dos mesmos. Deste modo, é essencial que ter familiaridade com as condições de contorno oferecidas pelo programa, já que a escolha destas faz parte também da solução do problema.

Devido à importância do tópico, serão apresentadas e discutidas as condições de contorno de fluxo do programa RS² (versão 9.0) e suas aplicações. As siglas citadas neste apêndice são as existentes no programa e foram mantidas em inglês para entendimento e utilização do programa mais intuitivos.

A.1. CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO

As condições de contorno de fluxo oferecidas foram separadas em três categorias para facilitar o entendimento.

a) Condições de Contorno de Carga:

- *Total Head* (H): Carga Hidráulica Total [m]

Representa a carga piezométrica (PH) somada à carga altimétrica (Eq. A.1). Pode ser aplicada em nós, vértices e segmentos.

$$H = P + y \quad (\text{A.1})$$

Onde:

H = Carga hidráulica total [m]

PH = u/γ_w (Carga piezométrica) [m]

y = Carga altimétrica [m]

u = Poropressão [kPa]

γ_w = Peso específico da água [kN/m³]

- *Pressure Head* (PH): Carga Piezométrica [m]

Representa a carga piezométrica desejada na fronteira, independentemente do valor da carga altimétrica. Pode ser aplicada em nós, vértices e segmentos.

$$P = \frac{u}{\gamma_w} \quad (\text{A.2})$$

- *Zero Pressure* (P=0): Carga Piezométrica Nula [m]

Representa uma carga piezométrica nula na fronteira, independente do valor da carga altimétrica. Esta condição de contorno é equivalente a utilizar PH=0. Pode ser aplicada em nós, vértices e segmentos.

$$P = \frac{u}{\gamma_w} = 0 \quad (\text{A.3})$$

b) Condições de Contorno de Vazão:

- *Nodal Flow Rate* (Q): Vazão Nodal [m³/s]

Representa a vazão desejada em um nó ou vértice, e não pode ser aplicada diretamente à segmentos.

- *Normal Infiltration* (q): Infiltração Normal Unitária [m/s]

Representa a vazão que infiltra na direção normal ao segmento. Esta é a vazão por metro quadrado, por isso é chamada de vazão unitária. Deve ser aplicada em um segmento, e não pode ser aplicada a nós e vértices isoladamente.

- *Vertical Infiltration* (q): Infiltração Vertical Unitária [m/s]

Representa a vazão que infiltra no segmento na direção vertical em relação ao sistema de eixos estabelecido. Esta é a vazão por metro quadrado, por isso é chamada de vazão unitária. Deve ser aplicada em um segmento, e não pode ser aplicada a nós e vértices isoladamente.

Ao especificar uma infiltração unitária (q), será necessário fazer uma integração ao longo da aresta do elemento para obtenção da vazão nodal (Q). O próprio programa faz este cálculo, mas é importante que o usuário tenha conhecimento do processo.

Para o programa, o fluxo em uma aresta de um elemento é uniforme. Então, a vazão total em uma aresta é a vazão unitária (q) multiplicada pelo comprimento da aresta do elemento. A forma com que a vazão total na aresta é dividida entre os nós depende do número de nós da mesma. As arestas dos elementos podem ter de dois a três nós. Se a aresta tem dois nós, a vazão na aresta é dividida em duas partes iguais. Se existem nós em comum entre elementos, a vazão

neste nó é acumulada. Se a aresta tem 3 nós, a vazão na aresta é dividida da seguinte forma: 1/6 para cada nó marginal e 4/6 para o nó central.

c) Outras:

- *Pore Pressure* (u): Poropressão [kPa]

Representa a poropressão na fronteira (Eq. A.4). Pode ser aplicada em nós, vértices e segmentos.

$$u = \gamma_w \cdot h \quad (\text{A.4})$$

Onde:

γ_w = Peso específico da água [kN/m³]

h = Altura de coluna d'água [m]

- *Unknown* (P=0 or Q=0): Carga Piezométrica Nula ou Vazão Nula

Representa uma condição de drenagem onde existem duas alternativas possíveis com o conector “ou”. Desta forma, pelo menos uma das condições deve ser verdadeira. Nesta condição, sempre que possível P será levado a zero. Quando P não puder ser nulo, Q será levado a zero. Assim, as situações possíveis nesta condição de contorno são:

- P=0 e Q=0 (não há carga piezométrica, portanto não há vazão);
- P=0 e Q>0 (a vazão positiva alivia totalmente a carga piezométrica) e
- P<0 (sucção) e Q=0 (há sucção, portanto não há vazão).

Esta condição de contorno é assim conduzida de forma a permitir que ocorra sucção em região próxima às condições de contorno. Caso não fosse permitida a sucção, uma carga piezométrica P<0 geraria um fluxo reverso a fim de tornar P positivo ou igual a zero naquele local onde havia sucção, o que é inconsistente com a realidade.

A possibilidade de ocorrer P>0 e Q=0 é descartada por ser uma situação que pode ser especificada com a condição de contorno “Vazão Nodal” nula (Q=0).

- *None / Remove BC*: Nenhuma condição de contorno

Durante a modelagem, automaticamente todos os nós, vértices ou segmentos encontram-se sob esta condição de contorno de fluxo. Caso tenha aplicado uma condição de contorno de fluxo qualquer e queira removê-la, esta opção é capaz de retirá-la.

A.2. APLICANDO AS CONDIÇÕES DE CONTORNO DE FLUXO

As condições de contorno de fluxo são aplicadas em nós, vértices ou segmentos da malha. Para isso, a malha deve estar definida e aplicada no modelo e, só então as condições de contorno de fluxo podem ser aplicadas.

Definida a malha, selecione a aba de fluxo *Groundwater* para visualizar as opções de modelagem de fluxo. O botão  chamado *Set Groundwater Boundary Conditions* é usado para aplicar as condições de contorno. A janela abaixo será aberta.

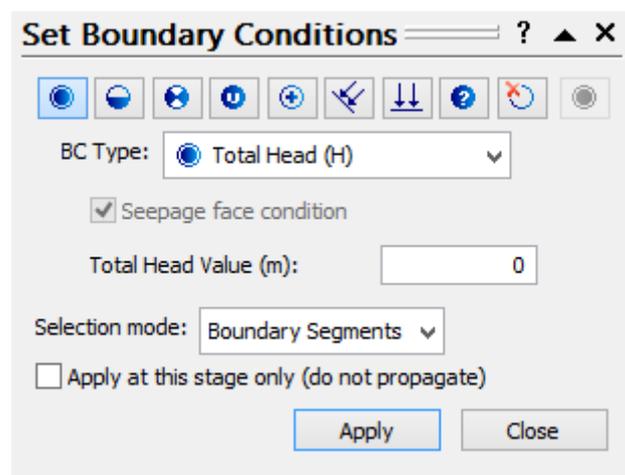


Figura A.1 – Caixa de edição das condições de contorno de fluxo no RS²

Selecione a fronteira e o estágio em que se deseja aplicar a condição de contorno. Em seguida, selecione a condição de contorno escolhida em *BC Type*, configure o valor caso necessário, e defina onde deseja aplicar (nós, vértices ou segmentos). A caixa denominada “*Apply at this stage only (do not propagate)*” define os estágios em que a condição deve ser aplicada. Caso deseje aplicar esta condição para o estágio em que se encontra e para os seguintes, mantenha a caixa sem marcação. Caso deseje aplicar apenas para o estágio em que se encontra, selecione a caixa.

Feita toda a configuração da condição de contorno de fluxo escolhida, clique em “*Apply*” para aplicar. Agora, será possível visualizar a condição de contorno adicionada com o símbolo mostrado na janela de configuração.

B. RESULTADOS DO CAPÍTULO 3

B.1 – RESULTADOS DE REBAIXAMENTO DE LENÇOL FREÁTICO DO TALUDE T3.2

De forma complementar, são ilustrados todos os casos de rebaixamento de nível d'água analisados no Capítulo 3, resultados da aplicação de túneis nas posições estudadas no Talude T3.2 e diferentes disposições de drenos radiais.

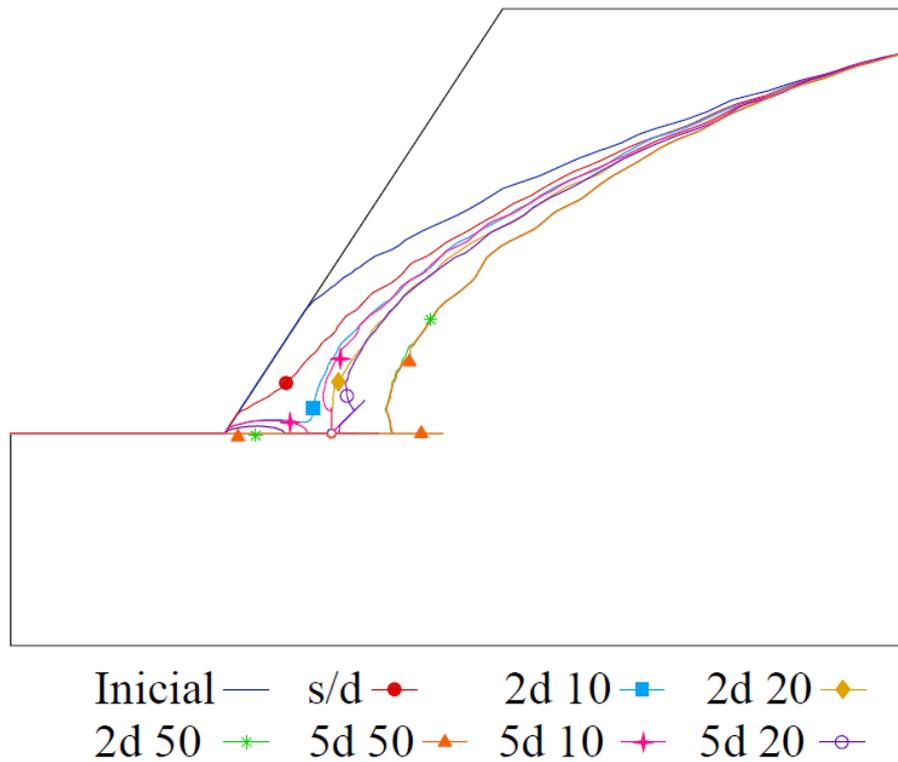


Figura B.1 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1A (T3.2)

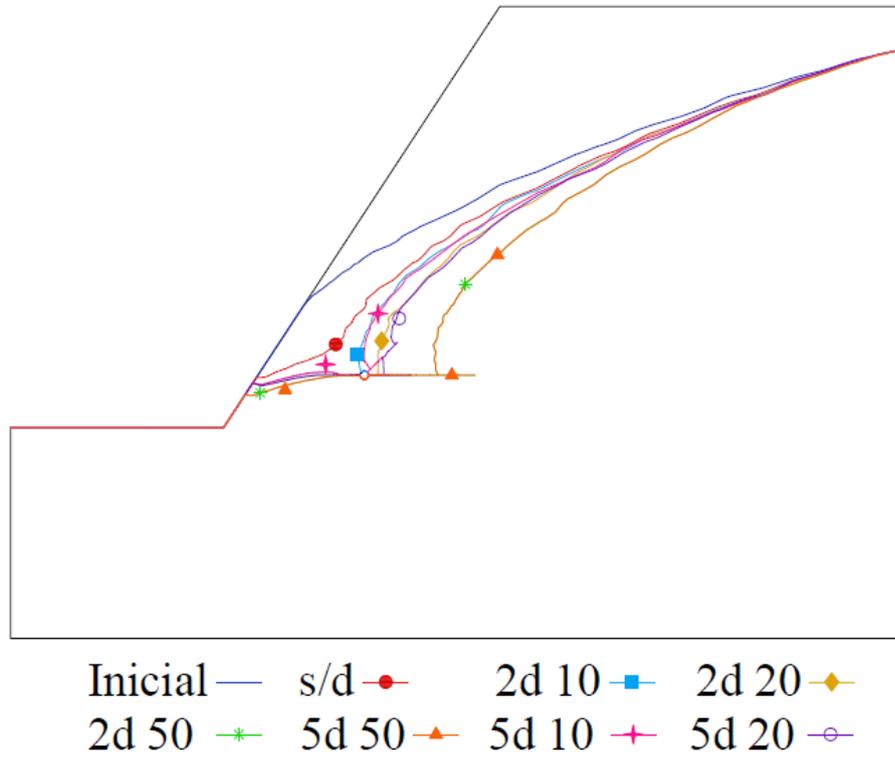


Figura B.2 - Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1B (T3.2)

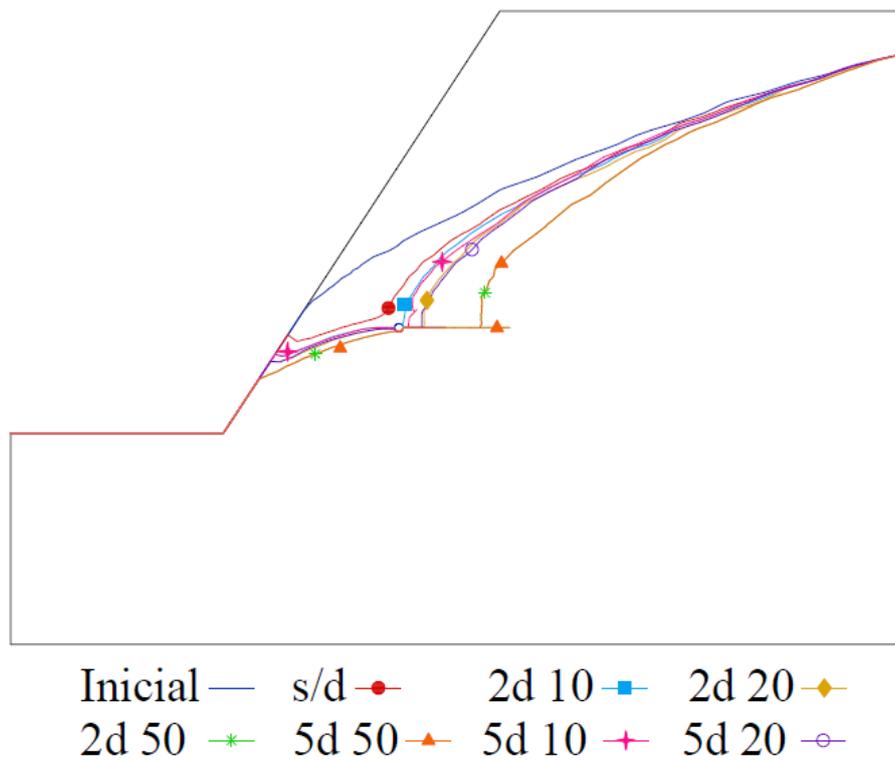


Figura B.3 - Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1C (T3.2)

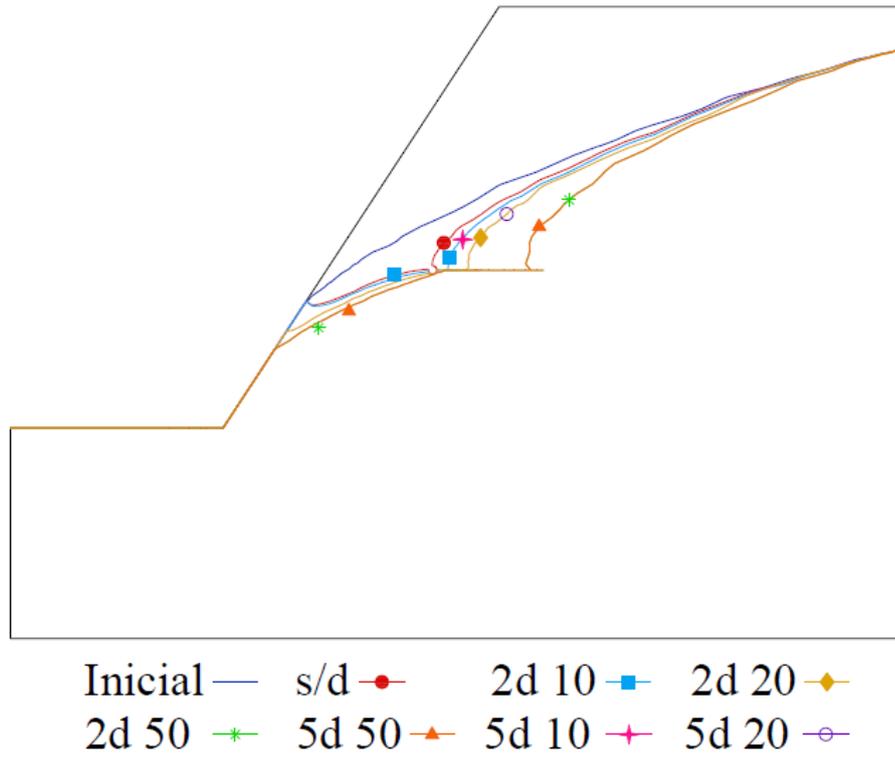


Figura B.4 - Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 1D (T3.2)

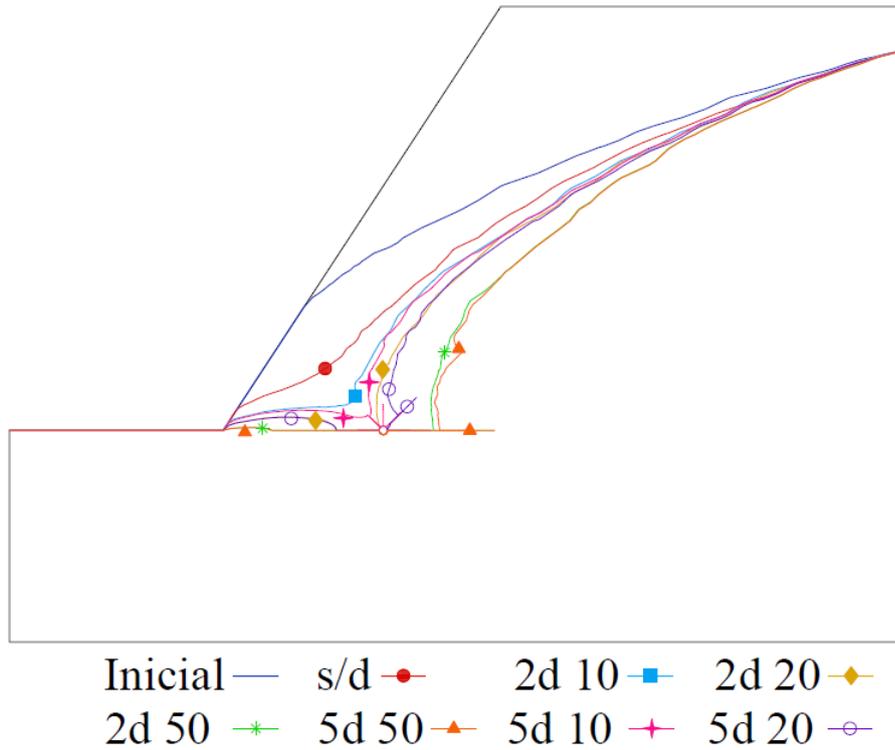


Figura B.5 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2A (T3.2)

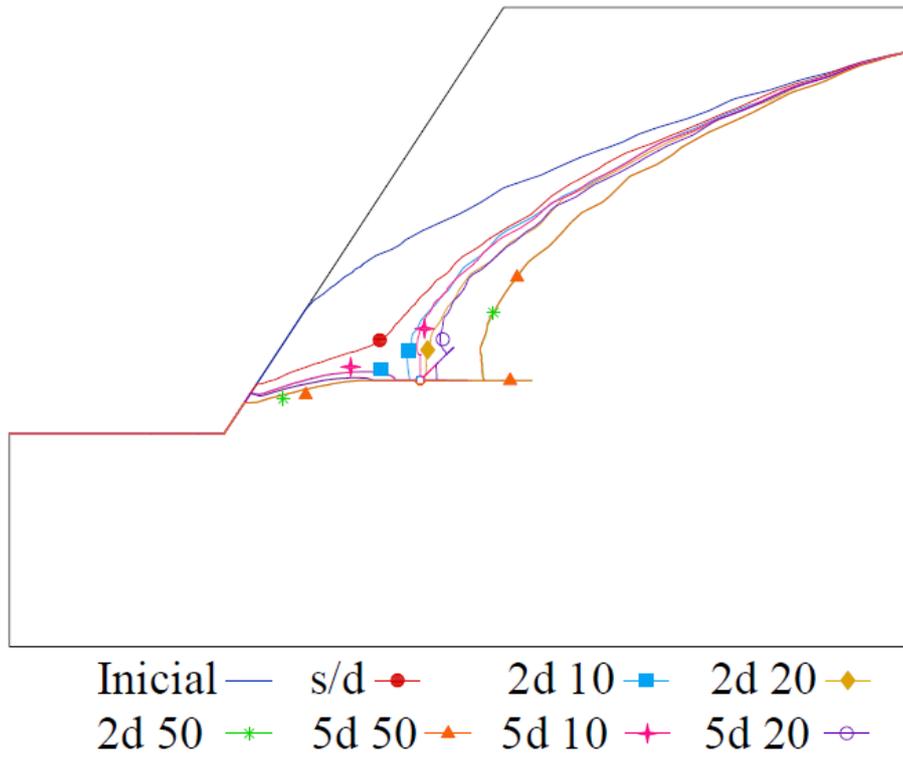


Figura B.6 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2B (T3.2)

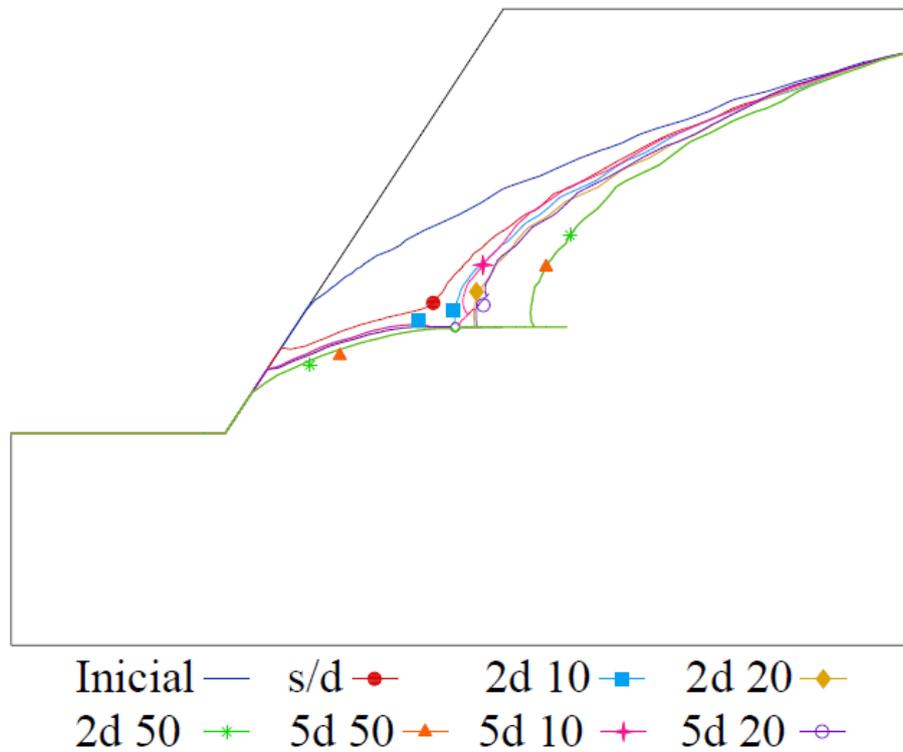


Figura B.7 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2C (T3.2)

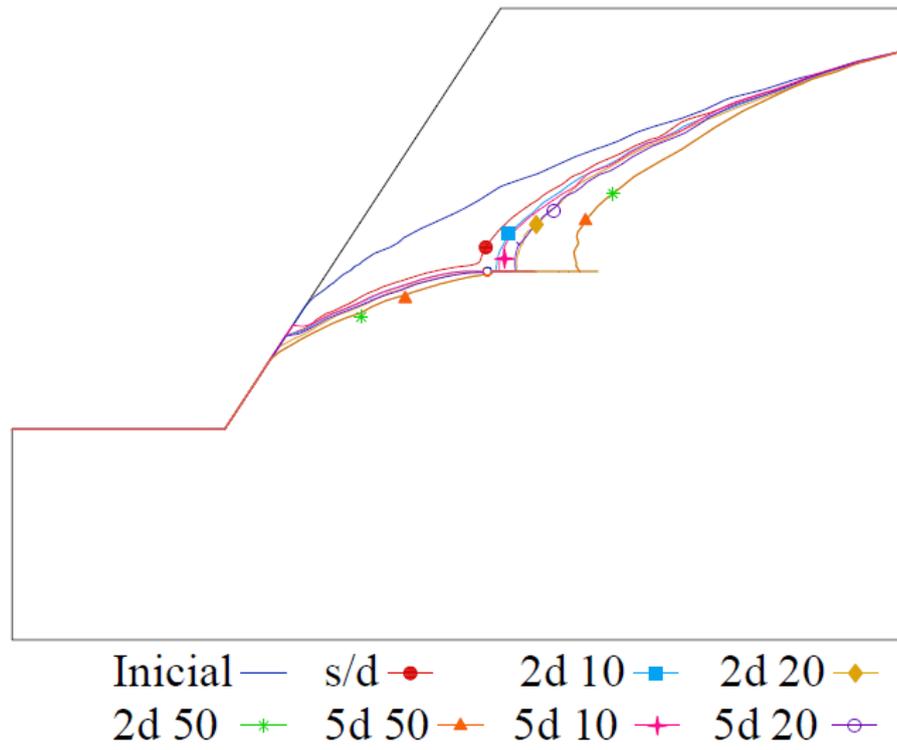


Figura B.8 – Resultados de rebaixamento do nível d'água para túnel na posição 2D (T3.2)

B.2 – RESULTADOS DE VAZÃO CALCULADA EM CADA SISTEMA DE DRENAGEM DO TALUDE 1.1

As Tab. B.1 a B.8, a seguir, apresentam os valores de vazão medidos no sistema de drenagem imposto ao Talude T3.2.

Tabela B.1 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1A (T3.2)

Caso 1A	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	7,23×10 ⁻⁶	0	0	0	0	0	7,23×10 ⁻⁶
2 drenos de 10m	1,93×10 ⁻⁶	4,85×10 ⁻⁷	0	0	0	1,30×10 ⁻⁶	3,72×10 ⁻⁶
2 drenos de 20m	1,30×10 ⁻⁶	5,30×10 ⁻⁸	0	0	0	4,09×10 ⁻⁷	1,76×10 ⁻⁶
2 drenos de 50m	6,43×10 ⁻⁷	1,62×10 ⁻⁷	0	0	0	6,60×10 ⁻⁷	1,47×10 ⁻⁶
5 drenos de 10m	1,63×10 ⁻⁶	8,16×10 ⁻⁸	6,80×10 ⁻⁷	9,29×10 ⁻⁸	1,56×10 ⁻⁷	1,38×10 ⁻⁶	4,02×10 ⁻⁶
5 drenos de 20m	1,20×10 ⁻⁶	9,33×10 ⁻⁸	1,99×10 ⁻⁷	7,37×10 ⁻⁸	6,19×10 ⁻⁷	4,54×10 ⁻⁷	2,64×10 ⁻⁶
5 drenos de 50m	6,45×10 ⁻⁷	1,58×10 ⁻⁷	1,11×10 ⁻⁷	6,34×10 ⁻⁸	5,53×10 ⁻⁷	5,51×10 ⁻⁷	2,08×10 ⁻⁶

Tabela B.2 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1B (T3.2)

Caso 1B	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	5,30×10 ⁻⁶	0	0	0	0	0	5,30×10 ⁻⁶
2 drenos de 10m	1,48×10 ⁻⁶	3,82×10 ⁻⁷	0	0	0	4,10×10 ⁻⁷	2,27×10 ⁻⁶
2 drenos de 20m	7,99×10 ⁻⁷	7,32×10 ⁻⁸	0	0	0	1,57×10 ⁻⁶	2,44×10 ⁻⁶
2 drenos de 50m	5,03×10 ⁻⁷	1,09×10 ⁻⁷	0	0	0	3,10×10 ⁻⁶	3,71×10 ⁻⁶
5 drenos de 10m	1,33×10 ⁻⁶	2,79×10 ⁻⁷	3,58×10 ⁻⁷	1,46×10 ⁻⁷	6,60×10 ⁻⁷	3,59×10 ⁻⁷	3,13×10 ⁻⁶
5 drenos de 20m	7,26×10 ⁻⁷	4,12×10 ⁻⁸	3,60×10 ⁻⁸	7,15×10 ⁻⁹	2,04×10 ⁻⁷	1,40×10 ⁻⁷	1,15×10 ⁻⁶
5 drenos de 50m	5,03×10 ⁻⁷	1,09×10 ⁻⁷	9,63×10 ⁻⁸	5,46×10 ⁻⁸	9,24×10 ⁻⁸	3,10×10 ⁻⁶	3,96×10 ⁻⁶

Tabela B.3 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1C (T3.2)

Caso 1C	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	$3,56 \times 10^{-6}$	0	0	0	0	0	$3,56 \times 10^{-6}$
2 drenos de 10m	$9,27 \times 10^{-7}$	$7,34 \times 10^{-8}$	0	0	0	$5,36 \times 10^{-7}$	$1,54 \times 10^{-6}$
2 drenos de 20m	$5,38 \times 10^{-7}$	$6,45 \times 10^{-8}$	0	0	0	$7,76 \times 10^{-7}$	$1,38 \times 10^{-6}$
2 drenos de 50m	$1,99 \times 10^{-7}$	$9,58 \times 10^{-8}$	0	0	0	$2,47 \times 10^{-6}$	$2,76 \times 10^{-6}$
5 drenos de 10m	$7,72 \times 10^{-7}$	$3,56 \times 10^{-8}$	$5,19 \times 10^{-8}$	$2,58 \times 10^{-8}$	$2,98 \times 10^{-7}$	$1,02 \times 10^{-6}$	$2,20 \times 10^{-6}$
5 drenos de 20m	$5,44 \times 10^{-7}$	$5,94 \times 10^{-8}$	$5,92 \times 10^{-8}$	$2,37 \times 10^{-8}$	$3,70 \times 10^{-7}$	$8,85 \times 10^{-7}$	$1,94 \times 10^{-6}$
5 drenos de 50m	$1,99 \times 10^{-7}$	$9,58 \times 10^{-8}$	$9,55 \times 10^{-8}$	$5,82 \times 10^{-8}$	$6,31 \times 10^{-8}$	$2,47 \times 10^{-6}$	$2,98 \times 10^{-6}$

Tabela B.4 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 1D (T3.2)

Caso 1D	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	$1,91 \times 10^{-6}$	0	0	0	0	0	$1,91 \times 10^{-6}$
2 drenos de 10m	$4,89 \times 10^{-7}$	$5,65 \times 10^{-8}$	0	0	0	$4,75 \times 10^{-7}$	$1,02 \times 10^{-6}$
2 drenos de 20m	$2,32 \times 10^{-7}$	$4,61 \times 10^{-8}$	0	0	0	$5,91 \times 10^{-7}$	$8,69 \times 10^{-7}$
2 drenos de 50m	$5,30 \times 10^{-8}$	$8,86 \times 10^{-8}$	0	0	0	$6,46 \times 10^{-7}$	$7,88 \times 10^{-7}$
5 drenos de 10m	$7,05 \times 10^{-7}$	$5,24 \times 10^{-8}$	$3,36 \times 10^{-8}$	$1,18 \times 10^{-8}$	$3,23 \times 10^{-7}$	$5,99 \times 10^{-7}$	$1,72 \times 10^{-6}$
5 drenos de 20m	$5,16 \times 10^{-7}$	$7,26 \times 10^{-8}$	$5,20 \times 10^{-8}$	$2,32 \times 10^{-8}$	$1,91 \times 10^{-7}$	$7,84 \times 10^{-7}$	$1,64 \times 10^{-6}$
5 drenos de 50m	$5,31 \times 10^{-8}$	$8,86 \times 10^{-8}$	$8,83 \times 10^{-8}$	$5,81 \times 10^{-8}$	$3,78 \times 10^{-8}$	$6,48 \times 10^{-7}$	$9,74 \times 10^{-7}$

Tabela B.5 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2A (T3.2)

Caso 2A	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	$8,35 \times 10^{-6}$	0	0	0	0	0	$8,35 \times 10^{-6}$
2 drenos de 10m	$2,18 \times 10^{-6}$	$5,69 \times 10^{-7}$	0	0	0	$4,45 \times 10^{-7}$	$3,19 \times 10^{-6}$
2 drenos de 20m	$1,45 \times 10^{-6}$	$2,17 \times 10^{-7}$	0	0	0	$1,55 \times 10^{-6}$	$3,22 \times 10^{-6}$
2 drenos de 50m	$6,68 \times 10^{-7}$	$4,52 \times 10^{-8}$	0	0	0	$3,39 \times 10^{-6}$	$4,10 \times 10^{-6}$
5 drenos de 10m	$1,71 \times 10^{-6}$	$6,12 \times 10^{-7}$	$6,98 \times 10^{-7}$	$2,31 \times 10^{-7}$	$1,69 \times 10^{-7}$	$2,47 \times 10^{-7}$	$3,67 \times 10^{-6}$
5 drenos de 20m	$2,32 \times 10^{-7}$	$1,12 \times 10^{-7}$	$3,73 \times 10^{-7}$	$1,19 \times 10^{-7}$	$9,83 \times 10^{-7}$	$1,57 \times 10^{-6}$	$3,39 \times 10^{-6}$
5 drenos de 50m	$6,67 \times 10^{-7}$	$4,78 \times 10^{-8}$	$1,38 \times 10^{-7}$	$5,21 \times 10^{-8}$	$4,20 \times 10^{-7}$	$3,61 \times 10^{-6}$	$4,93 \times 10^{-6}$

Tabela B.6 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2B (T3.2)

Caso 2B	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	$6,47 \times 10^{-6}$	0	0	0	0	0	$6,47 \times 10^{-6}$
2 drenos de 10m	$1,72 \times 10^{-6}$	$7,89 \times 10^{-7}$	0	0	0	$2,10 \times 10^{-7}$	$2,72 \times 10^{-6}$
2 drenos de 20m	$1,09 \times 10^{-6}$	$2,28 \times 10^{-7}$	0	0	0	$1,24 \times 10^{-6}$	$2,56 \times 10^{-6}$
2 drenos de 50m	$5,94 \times 10^{-7}$	$7,57 \times 10^{-8}$	0	0	0	$2,03 \times 10^{-6}$	$2,70 \times 10^{-6}$
5 drenos de 10m	$1,50 \times 10^{-6}$	$4,42 \times 10^{-7}$	$5,38 \times 10^{-7}$	$1,39 \times 10^{-7}$	$6,75 \times 10^{-7}$	$4,67 \times 10^{-7}$	$3,76 \times 10^{-6}$
5 drenos de 20m	$9,06 \times 10^{-7}$	$1,64 \times 10^{-7}$	$1,26 \times 10^{-7}$	$2,42 \times 10^{-8}$	$9,50 \times 10^{-7}$	$6,47 \times 10^{-7}$	$2,82 \times 10^{-6}$
5 drenos de 50m	$5,95 \times 10^{-7}$	$7,92 \times 10^{-8}$	$1,30 \times 10^{-7}$	$5,76 \times 10^{-8}$	$2,65 \times 10^{-7}$	$1,86 \times 10^{-6}$	$2,99 \times 10^{-6}$

Tabela B.7 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2C (T3.2)

Caso 2C	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	$4,70 \times 10^{-6}$	0	0	0	0	0	$4,70 \times 10^{-6}$
2 drenos de 10m	$1,28 \times 10^{-6}$	$1,75 \times 10^{-7}$	0	0	0	$2,93 \times 10^{-5}$	$3,08 \times 10^{-5}$
2 drenos de 20m	$7,43 \times 10^{-7}$	$8,25 \times 10^{-8}$	0	0	0	$1,40 \times 10^{-6}$	$2,23 \times 10^{-6}$
2 drenos de 50m	$4,18 \times 10^{-7}$	$9,80 \times 10^{-8}$	0	0	0	$3,03 \times 10^{-6}$	$3,55 \times 10^{-6}$
5 drenos de 10m	$1,12 \times 10^{-6}$	$9,53 \times 10^{-8}$	$1,14 \times 10^{-7}$	$1,17 \times 10^{-7}$	$4,22 \times 10^{-7}$	$3,24 \times 10^{-7}$	$2,19 \times 10^{-6}$
5 drenos de 20m	$6,89 \times 10^{-7}$	$7,54 \times 10^{-8}$	$6,27 \times 10^{-8}$	$2,12 \times 10^{-8}$	$3,88 \times 10^{-7}$	$1,14 \times 10^{-6}$	$2,38 \times 10^{-6}$
5 drenos de 50m	$4,18 \times 10^{-7}$	$9,74 \times 10^{-8}$	$1,11 \times 10^{-7}$	$5,05 \times 10^{-8}$	$7,32 \times 10^{-8}$	$3,03 \times 10^{-6}$	$3,78 \times 10^{-6}$

Tabela B.8 - Vazões calculadas no sistema drenante na posição 2D (T3.2)

Caso 2D	Vazões m ³ /s						
	Túnel	Dreno 1	Dreno 2	Dreno 3	Dreno 4	Dreno 5	Total no Sistema
Túnel sem drenos	$3,07 \times 10^{-6}$	0	0	0	0	0	$3,07 \times 10^{-6}$
2 drenos de 10m	$7,61 \times 10^{-7}$	$7,23 \times 10^{-8}$	0	0	0	$3,81 \times 10^{-7}$	$1,21 \times 10^{-6}$
2 drenos de 20m	$5,18 \times 10^{-7}$	$7,65 \times 10^{-8}$	0	0	0	$1,05 \times 10^{-6}$	$1,64 \times 10^{-6}$
2 drenos de 50m	$2,25 \times 10^{-7}$	$8,46 \times 10^{-8}$	0	0	0	$4,04 \times 10^{-8}$	$3,50 \times 10^{-7}$
5 drenos de 10m	$7,05 \times 10^{-7}$	$5,24 \times 10^{-8}$	$3,36 \times 10^{-8}$	$1,18 \times 10^{-8}$	$3,23 \times 10^{-7}$	$5,98 \times 10^{-7}$	$1,72 \times 10^{-6}$
5 drenos de 20m	$5,16 \times 10^{-7}$	$7,26 \times 10^{-8}$	$5,20 \times 10^{-8}$	$2,32 \times 10^{-8}$	$1,91 \times 10^{-7}$	$7,84 \times 10^{-7}$	$1,64 \times 10^{-6}$
5 drenos de 50m	$2,25 \times 10^{-7}$	$8,46 \times 10^{-8}$	$1,02 \times 10^{-7}$	$5,55 \times 10^{-8}$	$4,34 \times 10^{-8}$	$4,00 \times 10^{-8}$	$5,51 \times 10^{-7}$