

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

TATIANA THAIZA KOERNER

COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO PARA
TALUDES RODOVIÁRIOS: ESTUDO DE CASO DA BR-476

Joinville

2024

TATIANA THAIZA KOERNER

COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO PARA
TALUDES RODOVIÁRIOS: ESTUDO DE CASO DA BR-476

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Júlian Asdrubal Buritica Garcia.

Joinville

2024

TATIANA THAIZA KOERNER

COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÔMICO DE OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO PARA
TALUDES RODOVIÁRIOS: ESTUDO DE CASO DA BR-476

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville (SC), 24 de junho de 2024.

Banca Examinadora:

Dr. Júlian Asdrubal Buritica Garcia
Orientador(a)/Presidente

Dr.(a) Helena Paula Nierwinski
Membro(a)
Universidade Federal de Santa Catarina

M.Sc.(a) Alexia Regine Costa Silva Meira
Membro(a)
Instituto Federal de Goiás - Anápolis

Dedico este trabalho a minha mãe (*in
memorian*), pai e minha irmã.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me guiar e me dar forças para seguir em frente diante dos obstáculos enfrentados ao longo do curso, capacitando-me a chegar até aqui.

Gostaria de dedicar este momento de gratidão à memória de pessoas queridas que já partiram. À minha mãe Tânia, minha avó Maria e meu avô Leopoldo, que mesmo ausentes fisicamente, deixaram um legado de amor, sabedoria e apoio em minha vida. Amo vocês eternamente!

Aos meus familiares, em especial meu pai Rogério, minha irmã Thaina e meu tio Jean, pela apoio, compreensão e paciência e por sempre acreditaram no meu potencial. Vocês foram uma fonte de força e conforto, amo vocês!

Ao meu orientador, Júlian Asdrubal Buritica Garcia, pelos ensinamentos, paciência e apoio durante o desenvolvimento deste trabalho.

À todas as amigas construídas ao longo do curso, pelos conhecimentos compartilhados, risadas e conversas descontraídas.

À Equipe Blatt Engenharia, agradeço à oportunidade de aplicar os conhecimentos adquiridos ao longo da minha jornada acadêmica em projetos e desafios reais, sendo inestimável para meu conhecimento profissional e pessoal, além de todo o apoio e incentivo oferecido ao longo da realização desse trabalho.

À todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para realização desse trabalho, seja por meio de suas sugestões ou simplesmente pelo incentivo moral.

À todos vocês, muito obrigada!

RESUMO

O modal rodoviário é o principal sistema de transporte do Brasil, no entanto, a ocorrência de instabilidade de taludes e encostas naturais em rodovias tem acarretado prejuízos para os usuários e administração pública. Diante disso, estudos sobre as causas das instabilidades e dos métodos de estabilização de taludes, com o uso de sistemas de contenção, tem se tornado imprescindível. Portanto, neste trabalho apresenta-se a análise de duas ocorrências de instabilidade de taludes localizadas nos quilômetros 12.5km e 21.9km, às margens da rodovia BR-476/PR, que apresentou várias rupturas ao longo de um trecho de 18km, durante os meses de dezembro de 2015 e janeiro de 2016, período cujas precipitações foram, acima da média da região. Na época, a empresa responsável adotou a técnica de retaludamento, que ora é comparada com dois sistemas de contenção, o solo grampeado e a cortina atirantada. Utilizando o programa SLOPE/W, pacote do software GeoStudio 2023, foram exploradas as análises de estabilidade, levando em conta o fator de segurança mínimo aceitável pela norma, antes e após a simulação da contenção proposta, de acordo com o método rigoroso de Morgenstern e Price (1965). Foram analisados a estratigrafia do local e seus parâmetros de resistência a partir de investigações geológicas-geotécnicas da área de estudo. Após todas as verificações constatou-se que a técnica de solo grampeado é a melhor solução para ambas as ocorrências.

Palavras-chave: estabilidade de taludes; cortina atirantada; solo grampeado.

ABSTRACT

Road transport is Brazil's main transportation system, but the occurrence of slope instability and natural slopes on highways has caused damage to users and public administration. In view of this, studies into the causes of instability and methods of stabilizing slopes using containment systems have become essential. Therefore, this paper presents an analysis of two instances of slope instability located at kilometers 12.5km and 21.9km, on the banks of the BR-476/PR highway, which presented several ruptures along an 18km stretch, during the months of December 2015 and January 2016, a period when rainfall was above average for the region. At the time, the company in charge adopted the slope restoration technique, which is now compared with two containment systems, the stapled soil and the cable-stayed curtain. Using the SLOPE/W program, a GeoStudio 2023 software package, the stability analyses were explored, taking into account the minimum safety factor acceptable under the standard, before and after the simulation of the proposed retaining wall, according to the rigorous method of Morgenstern and Price (1965). The stratigraphy of the site and its resistance parameters were analyzed based on geological-geotechnical investigations of the study area. After all the verifications, it was found that the stapled soil technique is the best solution for both occurrences.

Keywords: slope stability; anchored curtain; soil nailing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos de um talude	14
Figura 2 - Seção transversal mista típica de uma rodovia.....	15
Figura 3 - Estabilidade de um talude	20
Figura 4 - Deslizamento entre corpos sólidos	21
Figura 5 - Envoltória de resistência	22
Figura 6 - Critério de Mohr-Coulomb.....	22
Figura 7 - Fator de segurança para talude	23
Figura 8 - Tipos de ruptura de taludes.....	27
Figura 9 - O método das fatias: superfície de ruptura tentativa.....	30
Figura 10 - Forças atuantes em uma fatia típica	31
Figura 11 - Esforços atuantes em fatias infinitesimais.....	32
Figura 12 - Cortina sem ancoragem (a), ancorada (b) e escorada (c)	37
Figura 13 - Elementos de um tirante	38
Figura 14 - Sequência executiva de cortinas atirantadas em cortes	40
Figura 15 - Sequência executiva de cortinas atirantadas em aterros	40
Figura 16 - Recomendações para projeto de cortina atirantada.....	42
Figura 17 - Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento em areias/cascalhos	45
Figura 18 - Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento em argilas/siltos	45
Figura 19 - Esquema de um talude grampeado	48
Figura 20 - Fases construtivas de solo grampeado de forma descendente	49
Figura 21 - Partes constitutivas de um grampo	50
Figura 22 - Detalhes dos grampos mais comuns	50
Figura 23 - Espaçamentos entre grampos	52
Figura 24 - Curva Carga típica de ensaio x Deslocamento de arrancamento de grampo	52
Figura 25 - Tipos de grampos utilizados no Brasil.....	54
Figura 26 - Dispositivos de um sistema de drenagem superficial.....	56
Figura 27 - Dreno de paramento, barbacã e canaletas	57
Figura 28 – Esquema de dreno horizontal profundo	57

Figura 29 - Sistemas de drenagem em solo grampeado e cortina atirantada	58
Figura 30 - Sequência das etapas efetuadas	59
Figura 31 - Mapa de situação da área de estudo	60
Figura 32 - Deslizamento do talude de corte do km 12.5	61
Figura 33 - Deslizamento do talude de corte do km 21.9	62
Figura 34 - Seção transversal da estaca E5+5,00.....	63
Figura 35 - Seção transversal da estaca E1093.....	63
Figura 36 - Mapa de localização das sondagens	64
Figura 37 - Perfil estratigráfico do talude no km 12.5	66
Figura 38 - Perfil estratigráfico do talude no km 21.9	66
Figura 39 - Fator de segurança sem contenção km 12.5	74
Figura 40 - Fator de segurança sem contenção no km 21.9	75
Figura 41 - Projeto de retaludamento para km 12.5	77
Figura 42 - Fator de segurança com retaludamento do km 12.5.....	78
Figura 43 - Correlação empírica q_s e N_{spt}	79
Figura 44 - Projeto de cortina atirantada para km 12.5	80
Figura 45 - Fator de segurança da alternativa 1 para km 12.5.....	80
Figura 46 - Fator de segurança da alternativa 2 para km 12.5.....	81
Figura 47 - Fator de segurança da alternativa 3 para km 12.5.....	83
Figura 48 - Fator de segurança da alternativa 4 para km 12.5.....	84
Figura 49 - Projeto de retaludamento para km 21.9	85
Figura 50 - Fator de segurança com retaludamento do km 21.9.....	85
Figura 51 - Projeto da cortina atirantada para km 21.9	87
Figura 52 - Fator de segurança da alternativa 1 para km 21.9.....	88
Figura 53 - Projeto de cortina atirantada com alterações para km 21.9	89
Figura 54 - Fator de segurança da alternativa 2 para km 21.9.....	90
Figura 55 – Fator de segurança da alternativa 3 para km 21.9	92
Figura 56 - Fator de segurança da alternativa 4 para km 21.9.....	93
Figura 57 - Rupturas locais no retaludamento executado	96
Figura 58 - Retaludamento executado no km 21.9.....	99

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos movimentos de massa segundo Varnes (1978)	16
Quadro 2 - Nível de segurança desejado contra perdas humanas	24
Quadro 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	24
Quadro 4 - Fatores de segurança mínimos para escorregamento	25
Quadro 5 - Fatores de segurança e condições de estabilidade de taludes	25
Quadro 6 - Características dos métodos de equilíbrio limite	29
Quadro 7 - Resumo das alternativas para km 12.5	94
Quadro 8 - Resumo das alternativas para km 21.9	95
Quadro 9 - Comparativo de custos.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Referências para rochas em diferentes estágios de alteração.....	44
Tabela 2 - Resistência média ao cisalhamento de bulbos injetados	46
Tabela 3 – Valores de coeficiente α	47
Tabela 4 - Classificação de solos finos	68
Tabela 5 - Classificação de solos granulares	68
Tabela 6 - Correlação entre N_{spt} e peso específico na ocorrência km 12.5	69
Tabela 7 - Correlação entre N_{spt} e peso específico na ocorrência km 21.9	69
Tabela 8 - Classificação do solo coesivo.....	70
Tabela 9 - Correlações entre N_{spt} e coesão na ocorrência km 12.5.....	70
Tabela 10 - Correlações entre N_{spt} e coesão na ocorrência km 21.9.....	71
Tabela 11 - Correlação entre N_{spt} e ângulo de atrito.....	71
Tabela 12 - Correlações entre N_{spt} e ângulo de atrito na ocorrência km 12.5.....	72
Tabela 13 - Correlações entre N_{spt} e ângulo de atrito na ocorrência km 21.9.....	73
Tabela 14 – Resumo dos parâmetros de resistência adotados.....	73

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AGETOP – Agência Goiana de Transporte e Obras

CNT – Confederação Nacional de Transportes

DER/SP – Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo.

DHP – Dreno Horizontal Profundo

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

FS – Fator de segurança

IAEG - International Association of Engineering Geology and the Environmental Engineering (Associação Internacional de Geologia de Engenharia e Engenharia Ambiental)

NBR – Norma Brasileira

Nspt – Número de Golpes do SPT

PIB – Produto Interno Bruto

RMR – Classificação de Maciços Rochosos

SPT – Standart Penetration Test

USACE – United States Army Corps of Engineers (Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos)

LISTA DE SÍMBOLOS

c – Coesão

D_e – Diâmetro médio adotado para trecho ancorado

D_p – Diâmetro médio perfurado adotado para trecho ancorado

f_{yk} – Resistência característica do aço ao escoamento

L_b – Comprimento do trecho ancorado

S_h – Espaçamento horizontal entre grampos

S_v – Espaçamento vertical entre grampos

S_{vn} – Espaçamento entre a última fileira de grampos e o pé do talude

S_{vo} – Espaçamento do topo do talude até a primeira fileira de grampos

T_l – Capacidade de carga de ancoragem

T_{adm} – Carga admissível de carga de ancoragem

$T_{máx}$ – Carga máxima que se manteve estabilizada no ensaio

σ_{adm} – Tensão admissível

τ_f – Resistência mobilizável ou resistência ao cisalhamento do solo

τ_{mob} – Resistência mobilizada

q_s – Resistência ao arrancamento ou aderência solo/bulbo

q_{sadm} - Resistência admissível ao arrancamento ou aderência admissível solo/bulbo

α - Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido a injeção

γ – Peso específico

φ – Ângulo de atrito

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	11
1.1. OBJETIVOS	12
1.1.1. Objetivo Geral	12
1.1.2. Objetivos Específicos	12
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1. DEFINIÇÃO DE TALUDE	14
2.2. MOVIMENTOS DE MASSA	16
2.3. FATORES E CAUSAS DE MOVIMENTOS DE MASSA.....	18
2.4. ESTABILIDADE DO TALUDE	19
2.4.1. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento	20
2.4.2. Fator de Segurança	23
2.5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE.....	26
2.5.1. Método de Bishop Simplificado	29
2.5.2. Método de Morgenstern e Price	32
2.6. ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES	33
2.7. SOLUÇÕES DE PROTEÇÃO E CONTENÇÃO PARA PROBLEMAS DE INSTABILIDADE	35
2.7.1. Obras sem estruturas de contenção	35
2.7.2. Obras com estruturas de contenção	37
2.7.2.1 Cortina Atirantada	37
2.7.2.2 Solo Grampeado	47
2.7.3. Obras de drenagem	55
3. METODOLOGIA	59
3.1. ÁREA DE ESTUDO.....	60
3.2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO.....	62
3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	64
3.4. FERRAMENTA COMPUTACIONAL.....	67
3.5. CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	67
4. RESULTADOS	77
4.1. OCORRÊNCIA KM 12.5.....	77
4.1.1. Executado (Retaludamento)	77

4.1.2. Alternativa 1 (Cortina atirantada com tirantes \varnothing32mm, Sv=Sh=2,0m)	78
4.1.3. Alternativa 2 (Cortina atirantada com tirantes \varnothing32mm, sh = 1,75m)	81
4.1.4. Alternativa 3 (Solo grampeado, CA-50 \varnothing32mm)	81
4.1.5. Alternativa 4 (Cortina Atirantada + Solo Grampeado)	83
4.2. OCORRÊNCIA KM 21.9	84
4.2.1. Executado (Retaludamento)	84
4.2.2. Alternativa 1 (Cortina Atirantada com tirantes \varnothing32mm, Sv=Sh=2,0m)	86
4.2.3. Alternativa 2 (Cortina Atirantada com tirantes \varnothing40mm, Sv=Sh=2,0m)	88
4.2.4. Alternativa 3 (Solo Grampeado, CA-50 \varnothing32mm)	90
4.2.5. Alternativa 4 (Cortina Atirantada + Solo Grampeado)	92
5. ANÁLISE DE RESULTADOS	94
5.1. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DO KM 12.5	95
5.2. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DO KM 21.9	98
5.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS DA MELHOR SOLUÇÃO	100
6. CONCLUSÃO	102
6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	104
REFERÊNCIAS	105
ANEXO A – CATÁLOGO SOLOTRAT	112
ANEXO B – LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS	113
ANEXO C – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	114
ANEXO D – SONDAÇÃO MISTA – SM-01	117
ANEXO E – SONDAÇÃO MISTA – SM-05	118
ANEXO F – CLASSIFICAÇÃO RMR	119
ANEXO G – PESO ESPECÍFICO GRANITO	120
ANEXO H – ORÇAMENTOS	121
ANEXO I – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DA VISITA 25.05.2024	125

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico e social do Brasil está fortemente relacionado ao sistema de transporte rodoviário. Segundo a Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2021), em 2021, o modal rodoviário foi responsável por 64,9% da matriz nacional de transporte de carga e mais de 90,0% do segmento de circulação de passageiros, além disso, o modal garante o emprego de 1,5 milhão de pessoas e representa entre 6% e 7% do Produto Interno Bruto (PIB) (Souza, 2021). Tendo em vista o papel primordial que o sistema rodoviário exerce no país, o funcionamento e o estado de conservação das rodovias são fundamentais para garantir a segurança e conforto dos usuários, bem como para promover um transporte com eficiência e qualidade.

No que diz respeito à segurança dos usuários, os órgãos ambientais e rodoviários, atualmente, têm convivido com ocorrências relacionadas a processos de instabilidade de taludes rodoviários. Em novembro de 2022, no km 669 da BR-376, principal rodovia de ligação entre os estados do Paraná e Santa Catarina, houve um registro de movimento de massa, interditando a estrada em ambos os sentidos e causando um grave acidente com duas vítimas fatais (G1 Paraná, 2022). Além disso, o Serviço Geológico do Brasil aponta Santa Catarina, como o estado com mais áreas de risco para deslizamentos, alagamentos ou enxurradas, cerca de 3000 pontos foram identificados, sendo metade desse valor equivalente a áreas de alto risco e como principal causa o deslizamento (Caldas e Machado, 2023).

Sejam influenciados pela ação humana ou naturalmente preponderantes, as ocorrências de instabilidade de taludes podem ser minimizadas ou evitadas com a implementação de soluções técnicas, como obras de contenção. De acordo com Manual de Taludes de Rodovias, desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP, 1991), entende-se por obras de contenção as estruturas que têm finalidade de prover estabilidade contra a ruptura e movimentações de maciços de solo ou rocha. Cada caso, apresenta peculiaridades, logo, ao se optar por um dos tipos de contenção, deve-se tratar com unicidade cada situação, dada à intervenção de fatores condicionantes relacionados à composição dos materiais e à influência de agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica (Fiori e Carmignani, 2009). Devido às

singularidades de cada situação, cabe ao engenheiro desenvolver um projeto que garanta segurança e que seja viável técnica e financeiramente.

Considerando a relevância do tema, apresenta-se neste trabalho a avaliação da ocorrência de instabilidade de talude ocorrida em dezembro de 2015 e janeiro de 2016, na rodovia BR-476/PR, quanto às alternativas de contenção. Ao todo foram registrados dez eventos de instabilidade compreendidos entre o km 4.14 e o km 22.15, porém, para fins deste estudo foram estudadas as que se situam nos km 12.5 e km 21.9, devido a extensão da área afetada em combinação com a proposta da solução adotada pela empresa contratada. Com auxílio do software computacional GeoStudio, realizou-se análises comparativas entre a técnica de retaludamento já existente, com as alternativas de contenção de solos grampeados e cortinas atirantadas. Posteriormente, analisou-se a solução conjunta de solos grampeados e cortinas atirantadas. Para isso, foram definidos parâmetros geotécnicos, criação de um modelo geotécnico representativo para cada ocorrência, análise de estabilidade global dos taludes e a partir dos resultados, a escolha da melhor solução a ser empregada.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Propor alternativas de contenção para a estabilização de dois taludes localizados nos km 12.5 e km 21.9, da rodovia BR-476/PR e apresentar um comparativo técnico e econômico com a proposta de retaludamento já existente.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Criar um modelo geotécnico representativo da seção crítica de cada ocorrência e determinar parâmetros de resistência através das sondagens, resultados de ensaios de laboratório e levantamento de informações pré-existentes;
- Dimensionar e avaliar sistemas de contenção em solo grampeado e cortina atirantada para implantação na área através de simulações numéricas por meio do software computacional GeoStudio;

- Apontar qual a melhor solução, do ponto de vista técnico e econômico em relação às propostas de contenção.

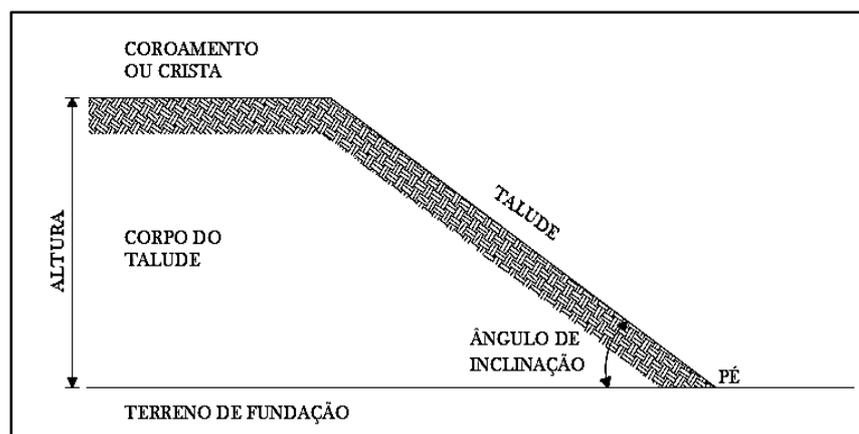
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste tópico, será apresentada uma síntese da literatura técnico-científica relacionada ao tema da pesquisa, onde são abordados, conceitos que abrangem a definição de talude e os aspectos gerais da classificação dos movimentos de massa, destacando os parâmetros de resistência e os fatores de segurança preconizados pela Norma Brasileira (NBR) 11682:2009 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), bem como uma apresentação dos principais métodos de análises de estabilidade de taludes e sistemas de contenção aplicados em taludes rodoviários.

2.1. DEFINIÇÃO DE TALUDE

Define-se como talude uma superfície qualquer inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha, sendo composto por crista, corpo e pé (Figura 1). Tais taludes podem ser naturais, formados pela ação da natureza sem interferência humana, caso das encostas, ou artificiais, formados pela ação direta do homem, como os taludes de cortes e aterros (Caputo, 1987).

Figura 1 - Elementos de um talude



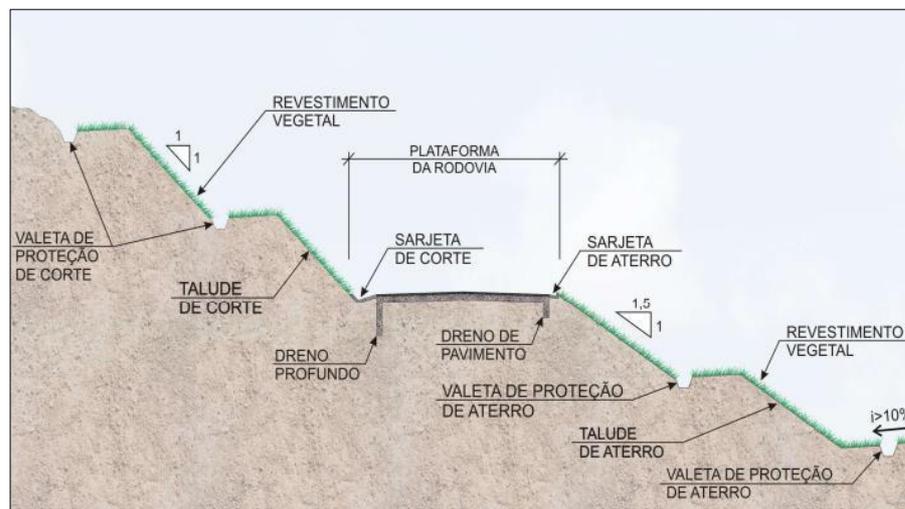
Fonte: Adaptado de Caputo (1987, p. 379).

Em relação às obras rodoviárias, a movimentação de terra, seja de pequeno ou grande porte, é necessária para adequar o terreno ao projeto que será implantado. Tal aspecto impacta na execução de taludes de corte ou aterro, nas margens das rodovias. Conforme a Agência Goiana de Transportes e Obras (Agetop, 2017), os

taludes de corte são segmentos cuja implantação requer remoção do material constituinte do terreno natural, e os taludes de aterro são segmentos que requerem o depósito de materiais proveniente de corte ou de empréstimos.

A Figura 2 apresenta a seção transversal mista típica de uma rodovia qualquer e seus elementos principais pertencentes à concepção de um projeto rodoviário, com as informações de inclinações dos taludes de corte e aterro, bem como a previsão dos elementos de drenagem: como sarjetas e valetas. Segundo Cruz (2005), a seção transversal mista ocorre quando, na mesma seção, a rodovia resulta de um lado, abaixo do nível do terreno natural, e do outro, acima do nível do terreno natural.

Figura 2 - Seção transversal mista típica de uma rodovia



Fonte: Associação Brasileira dos Departamentos de Estradas de Rodagem (Abder, 2021, p. 11).

No caso de taludes de aterro, a inclinação deve ser definida em função do material e do grau de compactação adotado e no caso de cortes, em função das características do solo a ser escavado. A depender da altura dos taludes, o uso de inclinações suaves implica na movimentação de terra, de forma que, haja uma relação direta com o custo final da construção da rodovia, logo, em ambos os casos, deve-se definir uma inclinação adequada que possa garantir a estabilidade da estrada sem gerar custos desnecessários (Pimenta e Oliveira, 2001).

A estabilidade dos taludes e encostas é um processo atuante na evolução do relevo, uma vez que, estão suscetíveis a movimentos de massa. Para Guidicini e Nieble (1984), esses fenômenos têm sido objetos de amplos estudos devido as suas implicações práticas e importância do ponto de vista econômico, diante disso, no

próximo item será apresentado a definição desses movimentos e os diferentes tipos existentes.

2.2. MOVIMENTOS DE MASSA

Entende-se como movimentos de massa, quaisquer deslocamentos de um determinado volume de solo, rocha ou sedimentos desencadeados sob ação direta da gravidade e/ou pela ação combinada ou isolada de fatores naturais e atividades humanas (Leão e Paiva, 2018). Devido às formas de instabilidade de maciços terrosos ou rochosos, nem sempre se apresentam caracterizados e definidos, foram criados critérios de classificação baseados em variáveis que atuam no fenômeno.

Dentre as principais classificações dos movimentos de massa desenvolvidas destacam-se: Guidicini e Nieble (1984), Hutchinson (1968), Varnes (1978), sendo a de Varnes (1978) referência na área e reconhecida pela International Association of Engineering Geology and the Environmental Engineering (IAEG) (Conti, 2012). A proposta de Varnes (1978) baseia-se no tipo de movimento e no tipo de material transportado, dividindo os movimentos em queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e complexo, sendo aplicável para solos e rochas (Quadro 1).

Quadro 1 - Classificação dos movimentos de massa segundo Varnes (1978)

Tipo de movimento			Tipo de material	
			Solo (engenharia)	
			Grosseiro	Fino
Quedas			De detritos	De terra
Tombamentos			De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	De detritos	De terra
	Translacional	Muitas unidades	De detritos	De terra
Expansões laterais			De detritos	De terra
Escoamentos			De detritos	De terra
Complexos			Combinação de dois ou mais tipos de movimento	

Fonte: Varnes (1978, p. 11).

De interesse para este estudo, são abordados os movimentos de queda, tombamentos, escorregamento e escoamentos.

Gerscovich (2016), conceitua as quedas como movimentos bruscos, que ocorrem em alta velocidade envolvendo blocos de solos ou rochas que se deslocam ao longo de um plano inclinado ou em queda livre. O material que desce, bate nas paredes inferiores do talude em um ângulo menor que o ângulo de queda, causando saltos, e com o impacto, a massa em queda fragmenta-se, provocando um rolamento até a cota mais baixa do terreno (Highland, 2008).

O tombamento, é caracterizado como a rotação frontal de um bloco de solo ou rocha para fora do talude, em torno de um ponto ou eixo abaixo do centro de gravidade da massa deslocada, atingindo desde velocidades lentas a extremamente rápidas (Highland, 2008). Esses movimentos podem ser desencadeados pelo vetor resultante das forças atuantes oriundas da gravidade, exercida sobre o peso do material na parte superior da massa deslocada e podem ser extremamente destrutivos, especialmente quando a ruptura é repentina e/ou a velocidade é alta, complementa o autor.

Para Gerscovich (2016), os escorregamentos são deflagrados quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material, sendo movimentos que ocorrem de forma rápida e com plano de ruptura bem definido. Highland (2008) complementa que o movimento ocorre de forma progressiva, ou seja, inicialmente, o volume de massa deslocado aumenta a partir de uma ruptura localizada de pequena extensão no plano de ruptura e não, de maneira simultânea, por toda área que vem a se tornar a superfície de ruptura.

Os escorregamentos são classificados quanto à forma da superfície, podendo ser translacionais ou rotacionais. Os escorregamentos rotacionais ocorrem ao longo de uma superfície curva e côncava, sendo típicos de materiais homogêneos. Por outro lado, nos escorregamentos translacionais, o material se desloca sobre uma superfície relativamente plana, promovendo geralmente movimentos mais rasos do que o escorregamento rotacional explica Highland (2008).

Escoamentos são movimentos contínuos não associados a uma velocidade específica, apresentando ou não superfície de deslocamento definida (Gerscovich, 2016). O conceito de escoamento engloba movimentos lentos (rastejo) e movimentos rápidos (corridas).

Para Augusto Filho (1992), corridas são caracterizadas por apresentar diversas superfícies de deslocamento onde o movimento se assemelha a um líquido viscoso, possuem um extenso raio de alcance e movimentam grandes volumes de

material. Por sua vez, rastejos apresentam uma geometria indefinida e consiste em um movimento vagaroso, imperceptível e contínuo.

Para melhor compreender a ocorrência desses fenômenos, serão identificados, fatores que provocam sua deflagração. Na execução de taludes de corte e aterro, bem como das obras de contenção, o engenheiro responsável deve possuir conhecimento acerca desse aspecto, a fim de garantir eficácia das obras do ponto de vista técnico e econômico, caso contrário, essas obras poderão ser encontradas rompidas ou inutilizadas.

2.3. FATORES E CAUSAS DE MOVIMENTOS DE MASSA

A instabilidade do talude é deflagrada quando as forças que atuam sobre o talude, conhecidas como tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento (Gerscovich, 2016). Para Caputo (1987) constituem causas desses movimentos o acréscimo de cargas aplicadas agindo sobre o talude e a diminuição da resistência ao cisalhamento. Terzaghi (1950 *apud* Heidemann, 2022a) separou os fatores causadores de movimentos de massa em duas categorias:

- a) Fatores externos: mudança na altura ou inclinação do talude, cortes ou erosão no pé do talude, efeitos sísmicos, deposições de material ao longo da crista do talude, mudanças no regime de chuvas, desmatamento, são alguns exemplos desse tipo de causa;
- b) Fatores internos: intemperismo (alteração nas propriedades físicas e mecânicas do solo), erosão interna e decréscimo de coesão, ou seja, causas que reduzem a resistência ao cisalhamento do solo, sem necessariamente alterar a geometria do talude.

Os agentes deflagradores de movimentos de massa podem ser separados entre agentes predisponentes e agentes efetivos. Os agentes predisponentes referem-se ao conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais, ou seja, características naturais do terreno que estabelecem condições favoráveis para o movimento de massa ocorrer, e os agentes efetivos são responsáveis por desencadear o fenômeno, por exemplo, chuvas intensas, ação dos ventos, erosão e abalos sísmicos (Guidicini e Nieble, 1984).

Leão e Paiva (2018), afirmam que as características climáticas, as características e distribuição dos materiais que compõem o substrato do talude, características geomorfológicas (inclinação e perfis dos taludes) e as características do uso e ocupação do solo (cobertura vegetal e ações antrópicas, como cortes e aterros) são as principais condicionantes dos movimentos de massa de solo ou rochas. Em conjunto, a falta de projeto específico, projeto inadequado e deficiências construtivas acarretam a instabilidade de taludes rodoviários (cortes ou aterros) (DER/SP, 1991).

Em períodos de chuvas excessivas é observado o aumento de tais ocorrências, uma vez que, os processos de infiltração oriundos da elevada pluviosidade alteram as condições hidrológicas do talude ou encosta. Nessas condições, há um aumento das poropressões, ocasionando uma redução na tensão efetiva tendo por consequência, uma diminuição da resistência ao cisalhamento do solo (Silva, 2010). Aliado a esse fator, quando não há cobertura vegetal, as superfícies do talude ficam suscetíveis a receberem maiores volumes de água precipitada, podendo ficar vulneráveis a processos erosivos (Gerscovich, 2016).

O aumento do peso específico do solo pela retenção das águas de infiltração, a perda de cimentação existente entre as partículas do solo, a eliminação da coesão aparente em solos não saturados e a introdução de uma força de percolação na direção do fluxo que tende a arrastar as partículas do solo, são as principais influências da água intersticial que contribuem para a instabilidade de taludes em períodos de chuvas intensas (Bittencourt, 2016).

2.4. ESTABILIDADE DO TALUDE

A estabilidade de taludes está diretamente relacionada aos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, sendo a coesão e o ângulo de atrito, as propriedades significativas dos materiais no que tange, a discussão de problemas de instabilidade. Além disso, identificar as condições às quais o talude está submetido, bem como estabelecer um fator de segurança (FS) contra a ruptura são fundamentais para prevenir movimentos de massa, evitando perdas de vidas humanas e bens materiais. Diante disso, serão abordadas definições acerca desses temas.

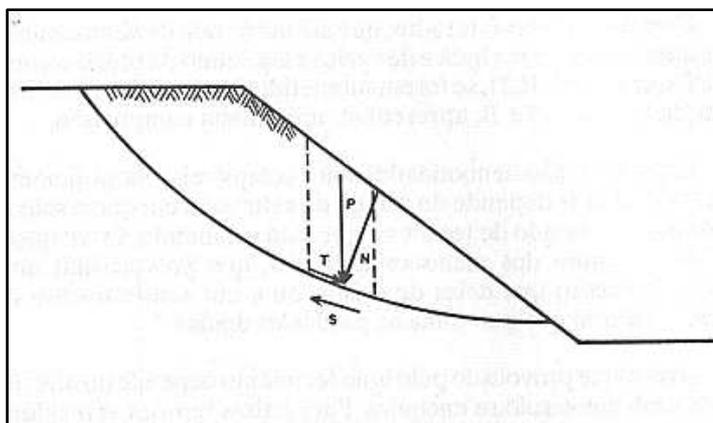
2.4.1. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Para aplicação dos métodos de análises de estabilidade de taludes, se faz necessário conhecer os parâmetros de resistência a cisalhamento dos solos, como coesão e ângulo de atrito. Tais parâmetros podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial, bem como podem ser estimados a partir de ensaios em campo (sondagens Standart Penetration Test (SPT) e rotativas) ou então por retroanálise de casos reais observados em rupturas (Gomes, 2003).

Portanto, define-se a resistência ao cisalhamento de um solo “[...] como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer” (Pinto, 2006, p. 260). Para Gerscovich (2016), a possibilidade que carregamentos e/ou descarregamentos sejam executados sem causar instabilidades, refletem a capacidade dos grãos de resistir aos esforços de cisalhamento.

O que se passa internamente no solo pode ser comparado ao mecanismo de escorregamento entre corpos sólidos, sendo o cisalhamento do solo resultado do escorregamento das partículas umas em relação às outras. Pode-se observar na Figura 3 um talude suscetível ao escorregamento, porém sendo suportado pela resistência ao cisalhamento do solo (DER/SP, 1991).

Figura 3 - Estabilidade de um talude



Fonte: DER/SP (1991, p. 326).

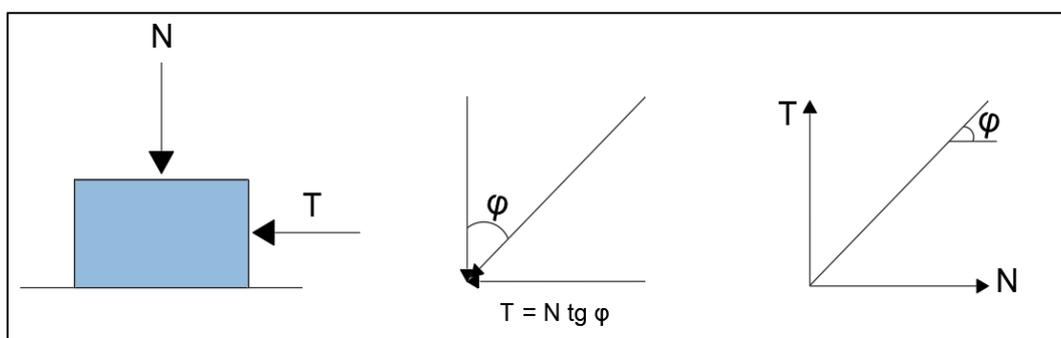
Para fazer um corpo sólido deslizar em relação ao outro, é necessário aplicar uma determinada força tangencial T , a qual é proporcional à força normal N que se

transmite de um corpo para o outro (Figura 4). A relação, portanto, entre a força tangencial que leva ao deslizamento em relação à força normal atuante, pode-se ser descrita conforme Equação 1 (DER/SP,1991),

$$T = N * \tan\varphi \quad (1)$$

sendo φ o ângulo de atrito, que é tanto o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal, como o ângulo da reta que representa a variação de T com N.

Figura 4 - Deslizamento entre corpos sólidos



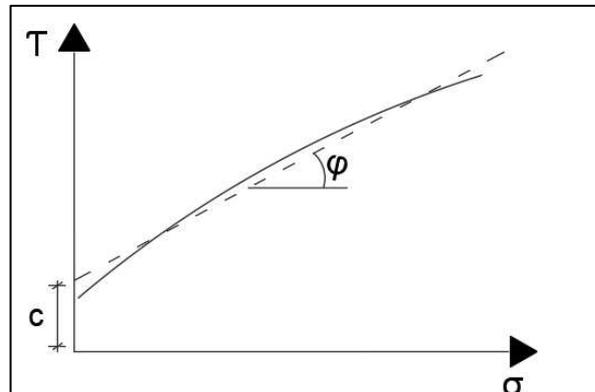
Fonte: Adaptado de DER/SP (1991, p. 326).

O modelo matemático utilizado para determinar a resistência de cisalhamento do solo é conhecido como critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que pode ser descrito como: “A resistência ao cisalhamento em qualquer plano no interior de uma massa de solo depende da tensão normal atuante no plano e é tanto maior quanto maior for essa tensão” (DER/SP, 1991, p. 329). A envoltória de resistência é uma linha curva, embora possa ser ajustada para uma função linear da tensão normal (Figura 5).

A equação de uma reta é definida em termos de tensões normais (σ) e cisalhantes (τ_f) atuando em um plano, os parâmetros c e φ correspondem à coesão e ao ângulo de atrito do material, respectivamente (Equação 2) (Das, 2011). A parcela de coesão é proveniente da atração química entre as partículas que pode dar origem a uma resistência adicional independente da tensão normal atuante e o ângulo de atrito, corresponde ao ângulo formado entre a superfície do solo e a direção de aplicação da força de cisalhamento necessária para iniciar o movimento das partículas de solo (Pinto, 2006).

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

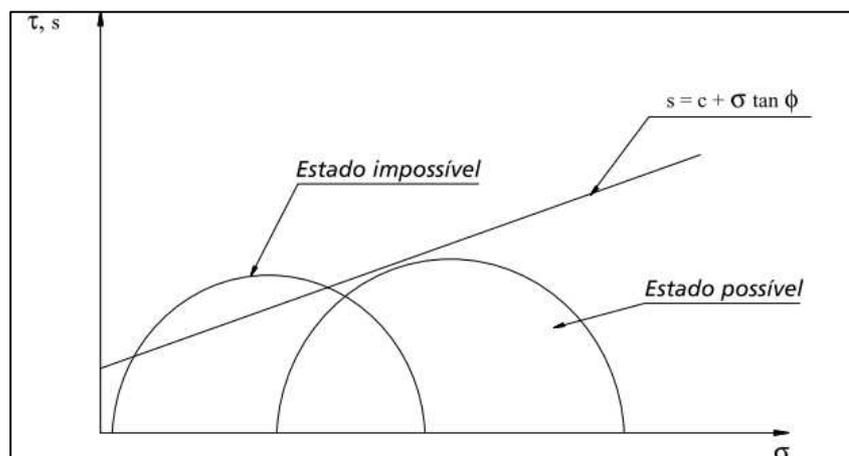
Figura 5 - Envoltória de resistência



Fonte: Adaptado de DER/SP (1991, p. 329).

Para Gerscovich (2016) “[...] a envoltória de ruptura (ou de resistência) define o lugar geométrico dos estados de tensão na condição de ruptura” (p. 81). Os estados de tensão possíveis de serem aplicados ao material são restritos por uma envoltória de resistência (Figura 6), correspondendo a situações de estabilidade, os estados de tensão quando coincidentes com a envoltória caracterizam a ruptura e situações impossíveis de ocorrer acontecem quando os pontos extrapolam os limites da envoltória.

Figura 6 - Critério de Mohr-Coulomb



Fonte: Maccaferri (2013, p. 30).

A determinação dos parâmetros de resistência do solo é essencial para a correta caracterização do solo e interpretação dos resultados das análises de

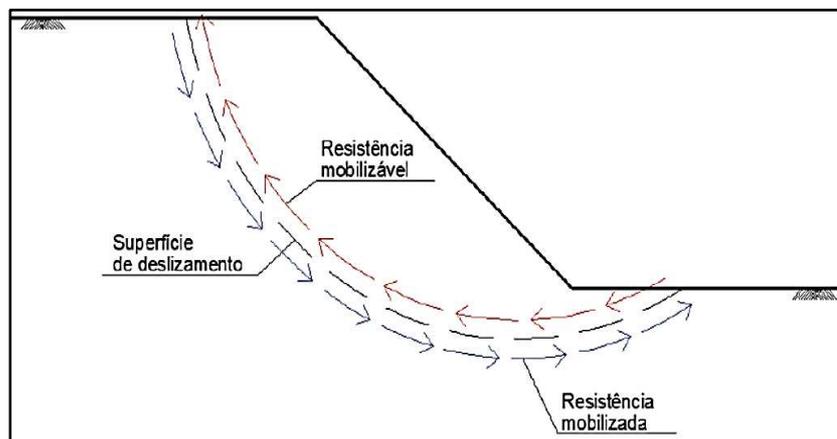
estabilidade. No entanto, a resistência ao cisalhamento depende das condições às quais o solo está submetido em campo e fatores inerentes ao próprio material, podendo variar também com tempo e com a velocidade com que o material é carregado (Heidemann, 2022b).

2.4.2. Fator de Segurança

O fator de segurança (FS) permite quantificar a possibilidade de o talude romper ou não, nas condições a qual está submetido, sendo definido pela razão entre a resistência de cisalhamento do solo ou resistência mobilizável (τ_f) pela tensão de cisalhamento atuante ou resistência mobilizada (τ_{mob}) (Gerscovich, 2016), conforme expresso na Equação 3 e mostrado na Figura 7. Quando as forças que provocam o escorregamento (setas azuis) ultrapassam as forças que opõem tal mecanismo (setas vermelhas) ocorre então a instabilidade.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (3)$$

Figura 7 - Fator de segurança para talude



Fonte: Silva (2011, p. 7).

A NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece um fator de segurança mínimo a ser atingido no projeto. Deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das classificações de nível de segurança (alto, médio ou baixo), definidas a partir dos riscos de perdas humanas (Quadro 2) e perdas materiais e ambientais (Quadro 3), devendo ser justificada a escolha pelo engenheiro geotécnico, sempre em comum

acordo com o contratante do projeto e atendendo às exigências dos órgãos públicos competentes.

Quadro 2 - Nível de segurança desejado contra perdas humanas

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Área com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 17).

Quadro 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Danos materiais: locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: locais sujeitos e acidentes ambientais graves, como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 18).

O fator de segurança mínimo a ser adotado, levando em conta os níveis de segurança estabelecidos para o projeto conforme Quadro 2 e Quadro 3 deve ser estipulado de acordo com o Quadro 4, que se referem às análises de estabilidade interna e externa do maciço. No entanto, o DER/SP (1991) aborda em sua literatura, as condições de estabilidade de talude em função de uma constante igual a 1 (Quadro 5).

Quadro 4 - Fatores de segurança mínimos para escorregamento

Nível de segurança	Critérios		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%.

Nota 2: No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , c e ϕ . Em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1.1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

Nota 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 18).

Quadro 5 - Fatores de segurança e condições de estabilidade de taludes

Fator de segurança	Condição do talude
FS < 1,0	Talude instável; caso o talude venha a ser implantado (corte ou aterro) nestas condições, deverá sofrer ruptura.
FS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura;
FS > 1,0	Condição estável; quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
FS >> 1,0	Condição estável; quanto maior o FS, menores serão as possibilidades de o talude sofrer ruptura quando submetido a condições críticas (percolação da água etc.).

Fonte: DER/SP (1991, p. 354).

2.5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE

A análise de estabilidade envolve a determinação do fator de segurança com o intuito de averiguar a estabilidade do talude, sob diferentes condições de solicitação, como sobrecarga, geometria, natureza do terreno e pressões neutras (Oliveira e Brito, 1998), e se o mesmo atende às condições mínimas de segurança exigíveis. Dessa forma, métodos de análise são propostos na literatura, os quais se diferem quanto às equações de equilíbrio, forma de superfície de ruptura considerada e quanto às hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude (Araújo *et al.*, 2017).

As análises de estabilidade de talude podem ser realizadas através de duas metodologias: determinística e probabilística. Nesta seção, será abordado o método determinístico, e em sequência para fins de conhecimento e comparação será abordado o método probabilístico. Segundo Gerscovich (2016), os métodos comumente utilizados são os determinísticos, que apresentam dois tipos de abordagem para determinar o fator de segurança, os baseados na teoria de equilíbrio limite e os baseados nas análises de tensão x deformação.

Os métodos de análise tensão x deformação são realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados nos métodos de elementos finitos (MEF). A aplicação do MEF na análise de estabilidade de taludes envolve a discretização do talude em elementos finitos, a escolha de funções aproximadas, a formulação de equações que representam o equilíbrio, a aplicação de condições de contorno, e o cálculo das quantidades primárias (como, deslocamentos), e secundárias (como, tensões e deformações) (Desai e Christian, 1977).

O fato dos programas possibilitarem a incorporação de várias características dos materiais envolvidos, como, etapas construtivas, anisotropia e não homogeneidade, faz com que a utilização dessa abordagem se torne uma vantagem, uma vez que requer menos, a princípio, suposições em relação ao mecanismo de ruptura da estrutura (Gerscovich, 2016). Logo, devido ao maior grau de detalhamento na análise, os fatores de segurança obtidos pelos métodos dos elementos finitos são geralmente iguais ou inferiores aos calculados pelo método do equilíbrio limite (MEL) (Oliveira, 2023).

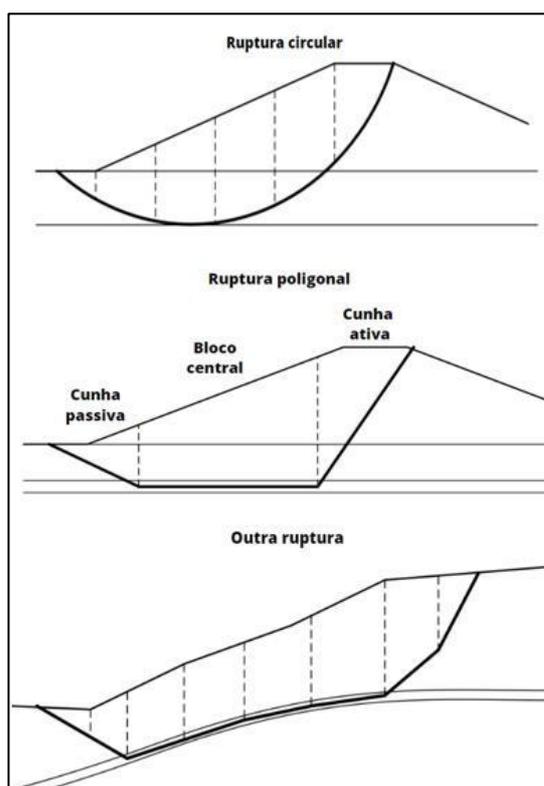
Ambos os métodos são considerados satisfatórios, porém a escolha de qual utilizar depende da necessidade e rigorosidade exigida para o problema em questão, de forma que para análises simplificadas e com taludes mais homogêneos o MEL é

muito satisfatório, e para geometrias mais complexas e com taludes heterogêneos o MEF pode chegar em um resultado mais eficaz (Oliveira, 2023). Devido a menor demanda de recursos computacionais e detalhamento dos dados à análise de estabilidade do talude estudado neste trabalho se dará pelo método de equilíbrio limite.

O método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo, partindo dos seguintes pressupostos segundo (Massad, 2010):

- O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente sem deformar;
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- O fator de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, ou seja, ignora eventuais fenômenos de ruptura progressiva (Massad, 2010, p. 64).

Figura 8 - Tipos de ruptura de taludes



Fonte: Adaptado de *United States Army Corps of Engineers* (USACE, 2003, p. 63).

Embora no método do equilíbrio limite seja possível considerar diferentes geometrias para a superfície de ruptura, como circular, poligonal ou de geometria qualquer (Figura 8), para Ferreira (2012), as premissas adotadas por Massad (2010) não assumem um comportamento de massa de solo compatível fielmente com a

realidade. Considerar que a ruptura se dá bruscamente sem que haja sinais de deformação, conclui-se que não existem informações a respeito das tensões no interior do talude nem quanto às suas variações ao longo da superfície de deslizamento, explica o autor.

A distribuição não uniforme de tensões e deformações no interior do talude ocorre, e o mesmo acarreta a ruptura progressiva. À medida que a tensão cisalhante se iguala ou é maior que a resistência do solo em determinados pontos de massa, a ruptura começa a ocorrer, provocando, portanto, uma transferência de esforços para os pontos adjacentes, não havendo garantias que simultaneamente todos os pontos da superfície possam ser mobilizados (Gerscovich, 2016).

Uma vez considerando a ruptura progressiva, com o fator de segurança variando ao longo da superfície, coloca-se em pauta a validade das equações do equilíbrio estático até a iminência de ruptura. Tratando-se de ruptura progressiva, o processo é dinâmico e não estático, logo, a aplicação de equações da estática em processos dinâmicos não é completamente correta (Ferreira, 2012).

Apesar das considerações quanto às limitações associadas na análise de estabilidade pelo método de equilíbrio limite, o mesmo incorpora tais hipóteses. Dentro desse grupo, há três subgrupos dos quais consideram a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou dividida em fatias (Método das Fatias), ou em cunhas (Método das Cunhas). Em razão, do Método de Fatias permitir que o solo seja heterogêneo, sem restrições quanto à geometria do talude e que tenha possibilidade de incluir a distribuição de poropressão, o mesmo é o mais utilizado para estudos de estabilidade (Gerscovich, 2016).

Esse método considera a divisão do solo acima da superfície de ruptura em fatias de faces verticais, aplicando-se as equações de equilíbrio de forças horizontais, verticais e de momentos em cada uma delas. Existem variantes desse método, dos quais diferem em suas hipóteses, entre os mais utilizados estão Fellenius (1927), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) e Janbu (1968) (Quadro 6) (Silva, 2013).

Para escolha do método a ser adotado, os fatores técnicos e econômicos devem ser levados em conta. Conforme Dutra (2013), os métodos de Morgenstern e Price e Spencer são mais recomendáveis em condições de projeto de risco médio a elevado e que requerem maior precisão nos resultados, uma vez que são tidos como completos e rigorosos, atendendo todas as equações de equilíbrio de forças e

momentos. Para projetos preliminares, onde o tempo consumido em análises detalhadas não é justificável recomenda-se o uso dos métodos não rigorosos, com superfícies circulares de ruptura (ex: Bishop Simplificado).

Quadro 6 - Características dos métodos de equilíbrio limite

Método	Características
Fellenius (1927)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais
Janbu Simplificado (1968)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Morgenstern e Price (1965)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Spencer (1967)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais

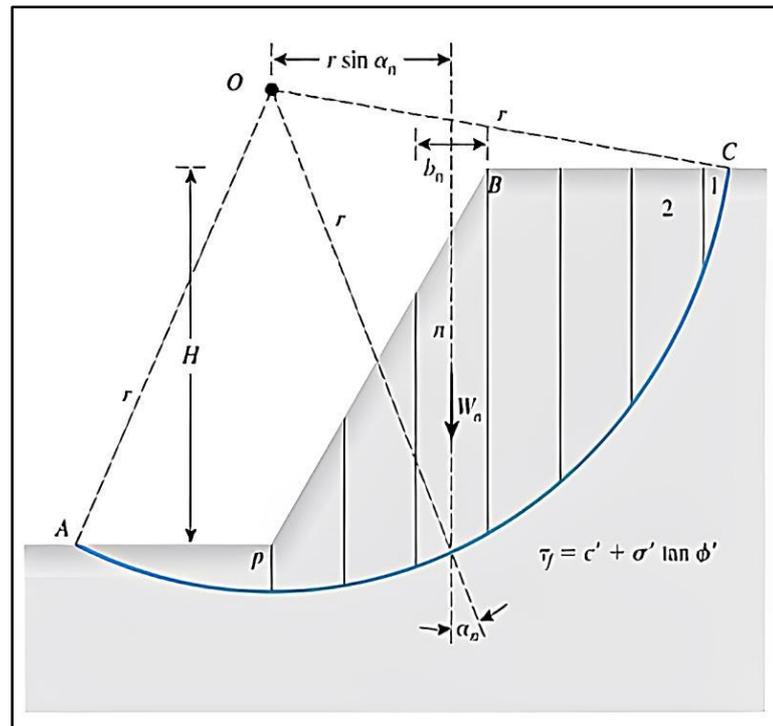
Fonte: Tonus (2009, p. 45).

Foram revisados os principais conceitos utilizados no método de Bishop Simplificado e Morgenstern e Price, bem como seus procedimentos de cálculo, para posterior entendimento na aplicação na análise de estabilidade dos taludes tratados neste trabalho.

2.5.1. Método de Bishop Simplificado

O Método de Bishop Simplificado surgiu a partir de uma simplificação do Método Bishop proposto em 1955. A modificação em relação ao método inicial refere-se à desconsideração das forças tangenciais entre as fatias, considerando que as forças de interação entre as fatias são horizontais e se anulam (Das, 2011). As divisões da cunha de escorregamento em diversas fatias podem ser observadas na Figura 9, bem como a sua superfície de ruptura representada pelo arco de círculo AC.

Figura 9 - O método das fatias: superfície de ruptura tentativa



Fonte: Das (2011, p. 459).

onde:

W_n = peso do solo da fatia n ;

b_n = projeção do comprimento da fatia na horizontal;

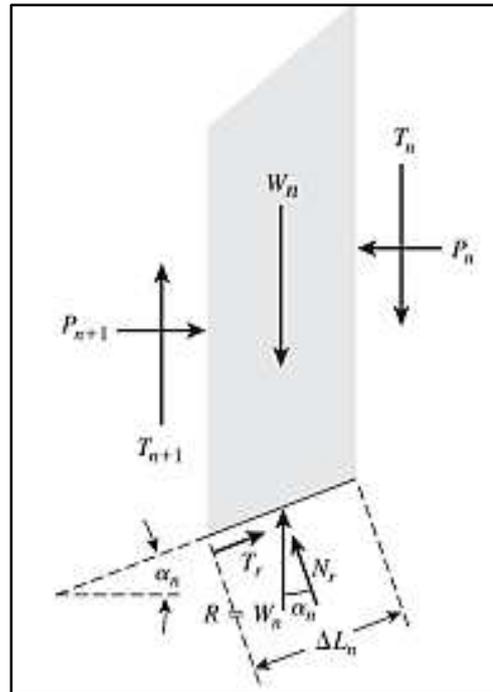
α_n = ângulo de inclinação da base da fatia;

H = altura do talude;

r = raio do arco da ruptura com centro em O.

Considerando um comprimento unitário perpendicular à seção transversal mostrada, as forças que atuam em uma fatia típica podem ser observadas na Figura 10. A análise é realizada a partir da consideração do equilíbrio de forças e momentos atuantes de todas as fatias em torno do ponto O. Para o equilíbrio da cunha ABC, o equilíbrio da força motriz em relação ao ponto O deve ser, no mínimo, igual ao momento da força de resistência (Das, 2011).

Figura 10 - Forças atuantes em uma fatia típica



Fonte: Das (2011, p. 459).

O peso da fatia é dado por W_n , as forças N_r e T_r são, respectivamente, as componentes normal e tangencial da reação R . P_n e P_{n+1} são as forças normais que atuam nas faces das fatias. Similarmente, as forças tangenciais que atuam nas faces das fatias são T_n e T_{n+1} (Das, 2011). Levando em consideração as forças envolvidas na Figura 10, a fórmula utilizada para determinar o fator de segurança é feito de forma iterativa e é dado pelas expressões (Equações 4 e 5):

$$FS = \frac{\Sigma[(c' * b + (W - u * b) * \tan \varphi') * \frac{1}{m_\alpha}]}{(W_n * \text{sen} \alpha_n)} \quad (4)$$

sendo:

$$m_\alpha = \cos \alpha_n * \left(1 + \frac{\tan \varphi' * \tan \alpha_n}{FS}\right) \quad (5)$$

onde:

α_n = inclinação da base com a horizontal;

φ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

c' = coesão efetiva do solo na fatia;

u = poropressão no centro da base da fatia;

b = projeção do comprimento da fatia na horizontal;

W = peso da fatia;

FS = fator de segurança estimado;

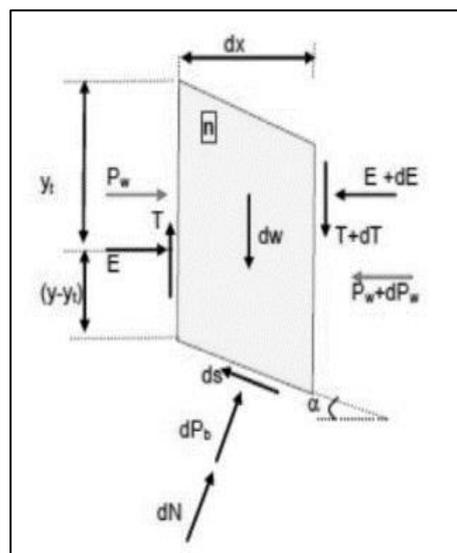
m_α = é um parâmetro que relaciona α e φ' com FS .

Como pode-se observar nas Equações 4 e 5, a incógnita FS aparece nos dois lados da igualdade, logo, para determinar o fator de segurança realiza-se um processo iterativo que deve ser feito da seguinte forma: adota-se um valor inicial de FS (FS_1) e extrai-se um novo valor de Fator de segurança (FS_2), que é comparado ao inicial (FS_1). Caso o valor de FS_1 não seja igual ao do FS_2 , o processo é repetido até obter a igualdade entre as constantes (Massad, 2010).

2.5.2. Método de Morgenstern e Price

Desenvolvido em 1965, o método de Morgenstern e Price, é uma aplicação do método de fatias que considera uma superfície de ruptura qualquer, com suas condições de estabilidade satisfazendo todas as condições de equilíbrio de forças e momento. Sua aplicação envolve cálculos iterativos e complexos, exigindo o uso de programas computacionais. As forças atuantes nas fatias infinitesimais que são consideradas no desenvolvimento do método estão mostradas na Figura 11.

Figura 11 - Esforços atuantes em fatias infinitesimais



Fonte: Gerscovich (2016, p. 164).

onde P_w são as pressões neutras nas laterais das fatias, dP_b consiste em resultantes das pressões neutras na base de cada fatia, dW representa a força peso da fatia, T é a força tangencial entre fatias, E a força normal entre fatias, dN a força normal na base da fatia, dS representa a força cisalhante mobilizada na base da fatia, dx é a espessura da fatia e α a inclinação da base da fatia.

A hipótese proposta pelo método consiste em assumir que a razão entre as componentes tangencial e normal da resultante das forças de interação entre as fatias varia ao longo da superfície de ruptura, assumindo valores de uma determinada função $f(x)$ (Gerscovich, 2016) (Equação 6),

$$\frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (6)$$

onde:

T = componente tangencial da resultante das forças entre fatias;

E = componente normal da resultante das forças entre fatias;

$f(x)$ = função a ser especificada;

λ = parâmetro escalar.

Para $f(x)$, pode ser empregada qualquer função possível dentro das limitações do solo. Gerscovich (2016), salienta que a escolha requer um julgamento prévio de como a inclinação das forças entre as fatias varia no talude, geralmente arbitra-se a função arco de seno, no entanto, outras funções podem ser empregadas como: função trapezoidal, constante ou outra forma qualquer.

2.6. ANÁLISE PROBABILÍSTICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Embora as análises usuais de estabilidade de taludes se basearem no método de equilíbrio limite (método determinístico) para determinar o FS, os mesmos nem sempre utilizam os dados mais representativos, devido às incertezas existentes, e principalmente às diferentes condições da composição dos solos (Monteiro *et al.*, 2017). Tais incertezas estão associadas aos conceitos de imprevisibilidade dos fatores que influenciam o comportamento do talude, imprecisão nas estimativas dos parâmetros geotécnicos e variabilidade das propriedades do solo e cargas atuantes (Campello, 2020).

Erros de medição (provenientes de erros de equipamentos e conhecimento insuficiente do operador), investigação do perfil estratigráfico do terreno de forma limitada (sem estudar todo o perfil, apenas uma parte), utilização de correlações empíricas e/ou relações teóricas (para converter a propriedade medida nos ensaios de campo e de laboratório, para a propriedade a ser utilizada em projeto) são exemplos de fatores que podem influenciar na incerteza do fator de segurança (Campello, 2020).

Assim, em decorrência das incertezas envolvidas não serem levadas em consideração em análises de estabilidade de taludes pelos métodos determinísticos, os métodos probabilísticos aparecem como uma alternativa de incorporar e quantificar a variabilidade dos parâmetros envolvidos na análise de estabilidade e aplicar conceitos estatísticos para avaliar o risco de ruptura do talude (Rezende, 2013). Campello (2020) destaca que um talude com um FS de 1,5, calculado com parâmetros incertos e limitados, pode ser menos estável do que um talude com um FS de 1,3, calculado com parâmetros mais precisos e representativos.

Ao realizar uma análise probabilística, os parâmetros geotécnicos relevantes para o talude, são tratados como variáveis aleatórias, e essas variáveis são modeladas por meio de distribuições de probabilidade, como a distribuição normal. Em seguida, utilizando métodos estatísticos como o Método Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM) ou simulações de Monte Carlo, é possível obter a distribuição de probabilidade do fator de segurança, e assim obter informações sobre a variabilidade dos resultados e a probabilidade de o fator de segurança estar abaixo de um limite crítico, indicando risco de falha ou ruptura do talude (Sandoval, 2012).

Ademais, na análise probabilística, o índice de confiabilidade, é utilizado para indicar o número de desvios-padrão pelo qual a ruptura está distante do valor médio do fator de segurança encontrado. A partir do índice de confiabilidade, é possível estimar a probabilidade de ruptura do talude, sendo esta obtida pela área sob a curva da distribuição do fator de segurança que corresponde a valores inferiores ao limite de segurança estabelecido, quanto menor for essa área abaixo da curva, menor será a probabilidade de ruptura (Monteiro *et al.*, 2017).

Ressalta-se que a análise probabilística requer informações detalhadas sobre os parâmetros geotécnicos do talude, bem como dados estatísticos relevantes para modelar as distribuições de probabilidade dessas variáveis. Tais informações são necessárias para uma melhor determinação do risco de ruptura e redução da incerteza

associada aos resultados. Neste trabalho, a análise de estabilidade foi realizada com base nos métodos determinísticos, uma vez que, não há dados suficientes para análises probabilísticas.

2.7. SOLUÇÕES DE PROTEÇÃO E CONTENÇÃO PARA PROBLEMAS DE INSTABILIDADE

A concepção de medidas de estabilização de encostas e taludes é baseada na redução dos momentos e forças instabilizantes e/ou no aumento dos esforços resistentes. No que tange, a escolha do projeto a ser executado, o mesmo deve levar em conta o resultado de análises baseadas nas investigações de campo, na determinação de resistência ao cisalhamento dos solos, em análises de estabilidade comparativas, na verificação de custos e disponibilidades de materiais (Heidemann, 2022c).

Entre as principais medidas que podem ser adotadas para estabilização ou melhoria do comportamento do solo, pode-se citar: drenagem, controle de erosão, mudanças na geometria, emprego de materiais estabilizantes, estruturas de arrimo e elementos de reforço. Para casos emergenciais, em que seja necessário intervir rapidamente no problema, empregam-se as contenções temporárias (Heidemann, 2022c).

Segundo o DER/SP (1991), as principais técnicas empregadas nas intervenções para estabilização de encostas e taludes, são divididas em obras sem estruturas de contenção, como, retaludamento, proteção superficial e drenagem, e obras com estrutura de contenção, que abrangem, por exemplo, solo grampeado e cortina atirantada. Serão abordados os principais conceitos referentes ao princípio e execução dessas técnicas.

2.7.1. Obras sem estruturas de contenção

O retaludamento é um processo de terraplenagem que consiste na modificação da geometria de uma encosta visando causar uma suavização da inclinação do talude a fim de mitigar os efeitos dos processos erosivos (Silva, 2009). Segundo Massad (2010), essa técnica propõe um acréscimo de cargas junto ao pé do

talude (aterros), promovendo um efeito estabilizador, e um decréscimo junto à crista (cortes), diminuindo a parcela de momento atuante durante a escavação ou corte.

O projeto de retaludamento deve conjuntamente estar associado a proteção de talude, através de revestimentos naturais ou artificiais, e sistema de drenagem eficientes de modo a reduzir a infiltração de água no terreno e disciplinar seu escoamento (Alheiros *et al.*, 2003). É uma técnica que possui desvantagens, uma vez que, implica em movimentações de terra em grande escala, tendo como consequência a necessidade de maiores áreas licenciadas para bota-fora, no entanto, é uma das soluções mais utilizadas devido à sua simplicidade e baixo custo comparado a outras medidas de estabilização (Pereira, 2022).

A implantação da técnica de retaludamento nas margens das rodovias possui limitações geométricas quanto ao local suscetível à movimentação de massa, por vezes, à jusante do ponto de escorregamento o limitante é a própria rodovia e à montante é a faixa de domínio da rodovia que encerra próxima ao topo do talude. Empreendimento rodoviários requerem serviços de terraplenagem, como cortes e aterros, em suas faixas de domínio, das quais possuem limites definidos conforme federação da rodovia.

Outro tipo de solução, consiste na proteção superficial de taludes com materiais naturais ou artificiais, que tem como objetivo impedir a ocorrência de processos erosivos e reduzir a infiltração de água nas superfícies desprotegidas. A proteção com materiais naturais inclui o revestimento vegetal, com gramíneas e/ou vegetação arbórea, e a hidrossemeadura, que consiste em um jateamento de sementes e fertilizantes. Por sua vez, a proteção com materiais artificiais, refere-se ao uso de revestimentos com concreto projetado, tela argamassada e uso de geossintéticos, como geomantas e geocélulas (Alheiros *et al.*, 2003). Quanto ao sistema de drenagem, será abordado no item 2.7.3.

Em muitos casos, basta a realização das obras sem estruturas de contenção para a completa estabilização dos taludes, necessitando reduzidos investimentos e apresentando um elevado custo/benefício. Porém, existem situações em que são necessárias estruturas de contenções a fim de impedir a ruptura de maciços de solo. Logo, serão abordadas metodologias de dois tipos de obras com estrutura de contenção, sendo elas, cortina atirantada e solo grampeado.

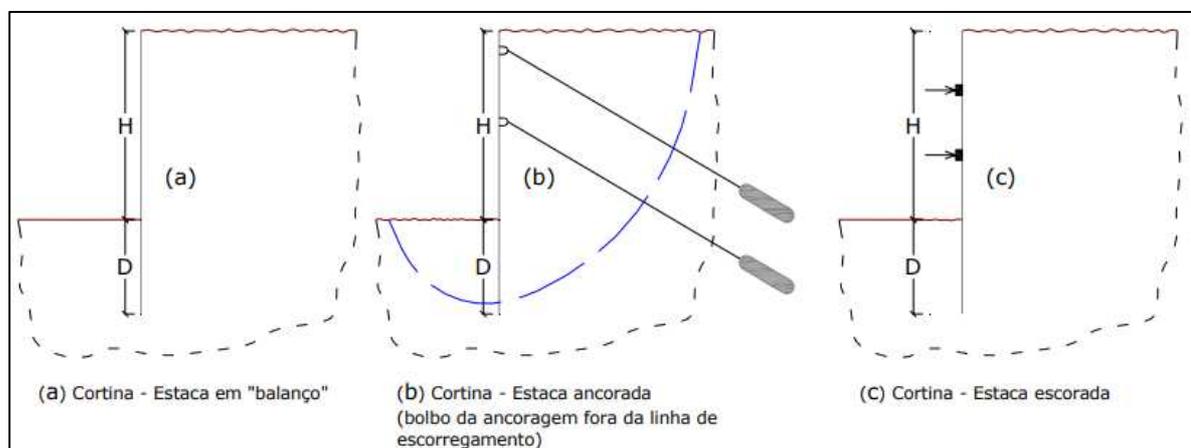
2.7.2. Obras com estruturas de contenção

As cortinas atirantadas e solo grampeado são técnicas comumente utilizadas na engenharia para estabilizar solos instáveis. Por apresentarem processos executivos e dimensionamento dos elementos de reforço diferentes, este tópico será dividido em duas partes, sendo a primeira, cortina atirantada e a segunda, solo grampeado. Em ambas as técnicas, serão apresentados um resumo da literatura abrangendo conceitos, processo executivo e dimensionamento.

2.7.2.1 Cortina Atirantada

As cortinas são estruturas de contenção planas e verticais cuja estabilidade é em parte garantida pelo empuxo passivo mobilizado ao longo de um trecho embutido no solo (ficha), e em parte por elementos de sustentação funcionando à tração (tirantes) ou à compressão (estroncas). São classificadas como sem ancoragem (quando a estabilidade é dada somente pelo empuxo passivo), ancoradas (com ficha e tirantes fixados no interior do maciço) e estroncadas (reforços instalados no lado externo da cortina) (Heidemann, 2022c). São denominadas cortinas, porque, são esbeltas e possuem espessura de 20 a 40cm, variando, no caso de cortinas atirantadas, conforme cargas dos tirantes e espaçamentos das ancoragens (Gerscovich; Danzinger; Saramago, 2016).

Figura 12 - Cortina sem ancoragem (a), ancorada (b) e escorada (c)

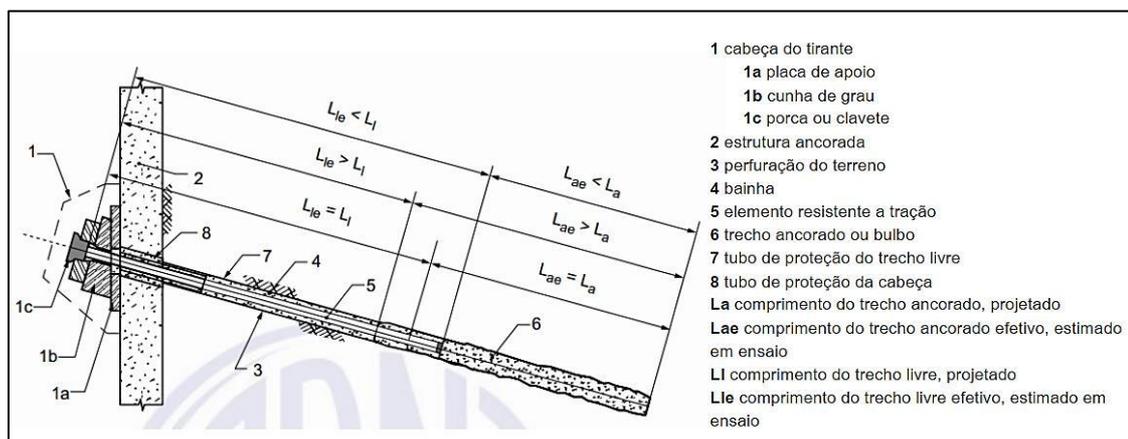


Fonte: Meireles e Martins (2006, p. 22).

A cortina atirantada (ancorada), consiste, em geral, em uma parede de concreto armado conectados a tirantes protendidos, nos quais devem ser ancorados no terreno em uma profundidade que esteja além da superfície de ruptura. Os tirantes são tracionados até uma carga definida em projeto, e basicamente sua função é de se contrapor ao empuxo de solo que atuará contra a cortina. Devem ser instalados o mais próximo possível com a horizontal, na prática, para facilitar o processo executivo, utilizam-se inclinações entre 15° a 30° (Gerscovich *et al.*, 2016).

De acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018) denomina-se tirante, “[...] o dispositivo capaz de transmitir esforços ativos de tração distribuídos a uma região estável do terreno, sendo constituídos de cabeça, trecho livre e trecho ancorado ou bulbo” (p. 3). A cabeça transfere carga do tirante para a estrutura a ser ancorada, sendo composto por placas de apoio, cunha de grau e porcas ou clavetes, o trecho livre é responsável por transmitir as cargas de tração entre as extremidades e o trecho ancorado, de transmitir os esforços de tração do tirante ao terreno, constituído por um aglutinante, geralmente calda de cimento que envolve o aço (GeoRio, 1999). A Figura 13 ilustra um tirante típico e as partes que o compõe.

Figura 13 - Elementos de um tirante



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 5629 (2018, p. 12).

Os tirantes possuem um prazo previsto de utilização, a partir de sua instalação, inferior ou superior a dois anos, ditos como tirantes provisórios e permanentes respectivamente, sendo que a depender da vida útil do tirante, valores de coeficientes de segurança, recomendações de proteção anticorrosiva e precauções construtivas são diferentes (ABNT NBR 5629, 2018). Além disso, podem

ainda ser classificados quanto a sua constituição, sendo de fios, cordoalhas e barras de aço (Gerscovich *et al.*, 2016).

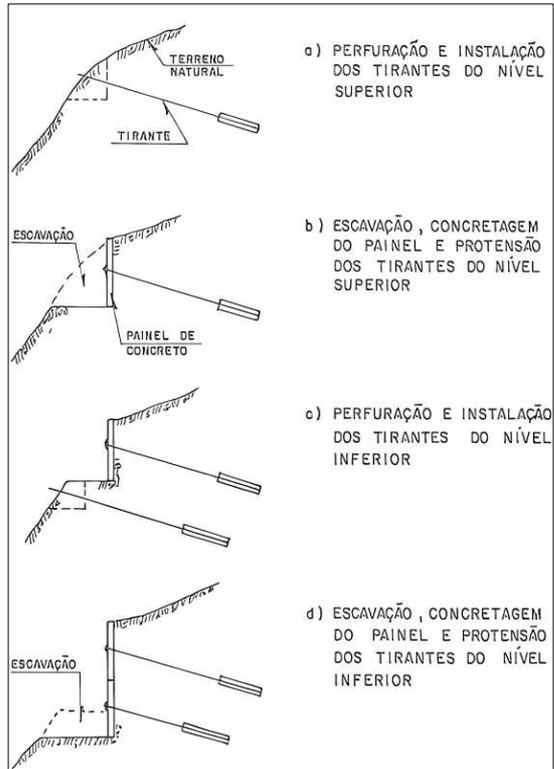
O processo executivo de tirantes, envolve a fase de montagem, onde as especificações de projeto devem ser atendidas no que tange ao comprimento dos tirantes; a fase de perfuração, que deve assegurar que o furo permaneça aberto até que ocorra a injeção do aglutinante/calda de cimento; fase de instalação, consiste em inserir o tirante na perfuração antes ou após o preenchimento do furo para formar o bulbo, e a fase de injeção que pode ser feita em um único estágio ou em múltiplos estágios devendo ser garantido o total preenchimento do furo. Após endurecimento da calda de cimento, geralmente passados sete dias da última fase de injeção, os tirantes são submetidos aos ensaios e protensão (ABNT NBR 5629, 2018).

O processo de execução também varia conforme o tipo de talude, seja ele em corte ou aterro. Segundo DER/SP (1991),

No caso de contenção de cortes, a execução é feita a partir do topo, executando-se a obra por patamares, sendo que um patamar somente é iniciado quando o anterior (em cota mais elevada) já está com as placas executadas e os tirantes protendidos (total ou parcialmente) [...]. Já no caso de contenção de aterros, o processo construtivo tem sequência inversa, iniciando-se de baixo para cima, com execução das placas e protensão dos tirantes à medida que o aterro vai sendo alteado (p.217).

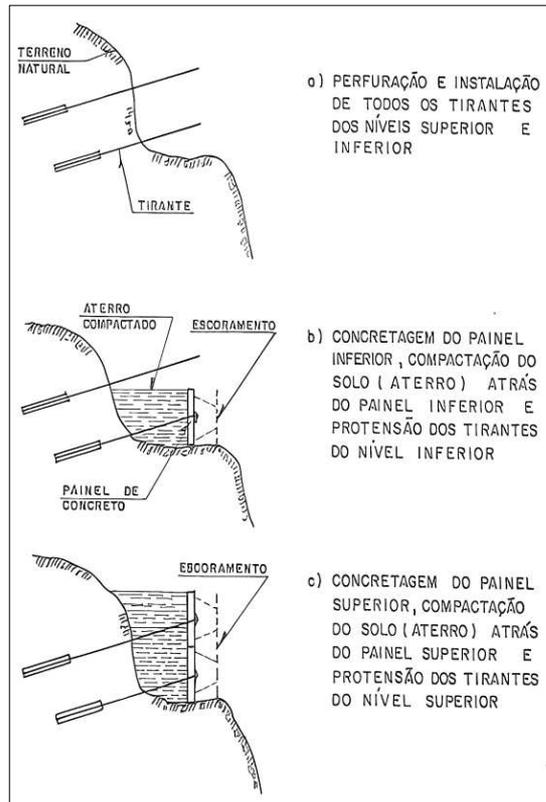
Logo, o processo executivo das cortinas atirantadas em cortes (Figura 14), ocorre de modo descendente, e em aterros, de modo ascendente (Figura 15). A instalação ascendente possui facilidade na execução, pois permite que a perfuração e a colocação dos tirantes ocorram à medida que o aterramento avança, resultando em um processo eficiente e simplificado. Por sua vez, em instalações descendentes, na medida em que são feitas as escavações, a parte inferior do talude requer acesso e suporte adequado para perfuração e instalação de tirantes, sendo por via das vezes desafiador, devido à presença do próprio solo ou vegetação densa, devendo apresentar, portanto, todas as condições de segurança apropriadas durante o processo da execução da obra.

Figura 14 - Sequência executiva de cortinas atirantadas em cortes



Fonte: DER/SP (1991, p. 216).

Figura 15 - Sequência executiva de cortinas atirantadas em aterros



Fonte: DER/SP (1991, p. 218).

Gerscovich *et al.* (2016), destacam que para o dimensionamento de uma cortina atirantada, deve-se levar em conta durante a elaboração do projeto geotécnico, as cargas que atuarão nos tirantes, bem como suas inclinações e espaçamentos verticais e horizontais entre eles, o comprimento de cada trecho livre e trecho ancorado e o processo executivo que será realizado para a implantação da estrutura de contenção.

Procedimentos executivos, para verificação do desempenho de tirantes, tais como, ensaio de qualificação, de recebimento e de fluência de acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018), deverão ser realizados. Tais ensaios, basicamente consistem na aplicação de cargas de tração à extremidade livre do tirante e da medição dos deslocamentos correspondentes, devendo as cargas serem aplicadas através do conjunto macaco, manômetro e bomba hidráulica.

A NBR 5629 (ABNT, 2018) descreve o ensaio de qualificação como aquele que verifica o comportamento do tirante em um determinado terreno, verificando a capacidade de carga dos tirantes e seus deslocamentos sob carga. O ensaio de recebimento, por sua vez, é executado para controlar a carga definida em projeto e o desempenho dos tirantes de uma obra e o ensaio de fluência, é aplicado para avaliação da perda de carga do tirante em longa duração.

Os ensaios de recebimento devem ser executados em todos os tirantes permanentes, o ensaio de qualificação deve ser executado em pelo menos 1% da quantidade dos tirantes permanentes e em um dos primeiros tirantes da obra, com um mínimo de dois tirantes por obra, e o ensaio de fluência, quando em obras com mais de 100 tirantes, deve ser executado em pelo menos 0,5 % da quantidade dos tirantes permanentes (ABNT NBR 5629, 2018).

A seção de aço dos tirantes deve ser calculada a partir do esforço máximo a que serão submetidos os tirantes, tomando-se o caso as tensões admissíveis (ABNT NBR 5629, 2018) demonstradas nas Equações 7 e 8.

- Para tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \times 0,9 \quad (7)$$

- Para tirantes provisórios:

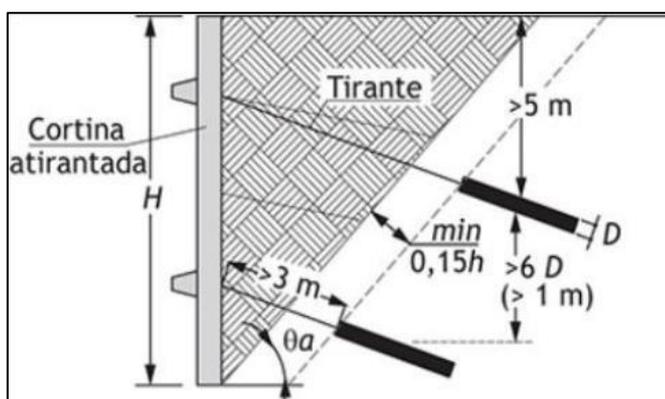
$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \times 0,9 \quad (8)$$

Em que f_{yk} é a resistência característica do aço ao escoamento (MPa) e σ_{adm} a tensão admissível (MPa).

Quanto ao comprimento mínimo do trecho livre, a NBR 5629 (ABNT, 2018) afirma que para tirantes fixados por clavetes (cordoalha) deve ser de 5m e para fixações por rosca (tipo barra) é de 3,0m. O comprimento ancorado, por sua vez, tem 5m ou mais, sendo usual comprimentos de 9 a 18m (Heidemann, 2022c). A profundidade do tirante é determinada pela distância do bulbo em relação à linha de ruptura, sendo dimensionado como 15% da altura do corte (H) (Gerscovich *et al.*, 2016).

Além disso, para reduzir os riscos de problemas como o levantamento da superfície do solo e a ruptura hidráulica durante a fase de injeção dos tirantes na linha superior, é fundamental garantir que o ponto médio de ancoragem desses tirantes tenha uma profundidade superior a 5 metros em relação ao solo (Figura 16) (ABNT NBR 5629, 2018). Recomenda-se, ainda, que o espaçamento horizontal (S_h) entre tirantes adjacentes seja igual ou superior a 1,2m, adotando-se geralmente $1,5 \leq S_h \leq 3,0$. Esse requisito possibilita minimizar os efeitos de grupo causados pela interferência entre seus comprimentos de ancoragem, o que poderia diminuir a força resistente de arrancamento de cada tirante (Heidemann, 2022c).

Figura 16 - Recomendações para projeto de cortina atirantada



Fonte: Pinelo (1980 *apud* Gerscovich *et al.*, 2016, p. 14).

Um dos parâmetros fundamentais para o dimensionamento dos tirantes é a sua carga de trabalho. Define-se como carga de trabalho, a carga prevista em projeto, ou seja, a carga que pode ser aplicada ao tirante, de modo que este apresente segurança necessária contra o escoamento do elemento resistente à tração, contra o arrancamento do bulbo e contra deformações por fluência (ABNT NBR 5629, 2018). Definindo o tipo, qual fornecedor e bitola, a carga de trabalho é obtida conforme catálogos de fornecedores, como os da Solotrat (2024a), apresentados no Anexo A.

Outro parâmetro importante, é a resistência ao arrancamento do tirante (q_s) também conhecida como aderência solo/bulbo, obtida através de ensaios de qualificação, quando os mesmos são levados até a ruptura. Essa resistência representa a capacidade do solo/bulbo de suportar a carga de tração antes que ocorra a falha, a qual depende de vários fatores, que incluem as características do solo e a metodologia executiva dos furos, representada pelo tipo de perfuração, forma de limpeza do furo, processo de injeção, características da nata de cimento e o emprego de aditivos (Hyppolito, 2017).

Devido, a inúmeros fatores que influenciam q_s , os ensaios deveriam ser realizados antes da execução da obra afim de garantir a capacidade dos tirantes escolhidos em suportar as cargas previstas e assegurar a estabilidade necessária à estrutura, no entanto, em obras menores ou em projetos com restrições de tempo e orçamento, isso não acontece. Nestes casos, os ensaios, quando executados, são realizados durante a obra e o projeto deve ser ajustado à medida que se dispõe dos resultados dos ensaios (Hyppolito, 2017).

Dessa forma, os valores de q_s utilizados nas análises de projeto são fixados por correlações empíricas que levam em conta as características do material da encosta (descrição tátil-visual e N_{spt} , principalmente) e resultados de ensaios de arrancamento em material semelhante, realizados em obras anteriores (Hyppolito, 2017).

No caso de rochas, a NBR 5629 (ABNT, 2006) recomenda utilizar, no pré-dimensionamento do valor de q_s , o menor dos valores obtidos com as seguintes relações:

- a) $q_s < 1/30$ da resistência à compressão simples da rocha (podendo ser definida a partir da Tabela 1);
- b) $q_s < 1/30$ da resistência à compressão simples da argamassa (devendo ser de no mínimo 15 MPa).

Tabela 1 - Referências para rochas em diferentes estágios de alteração

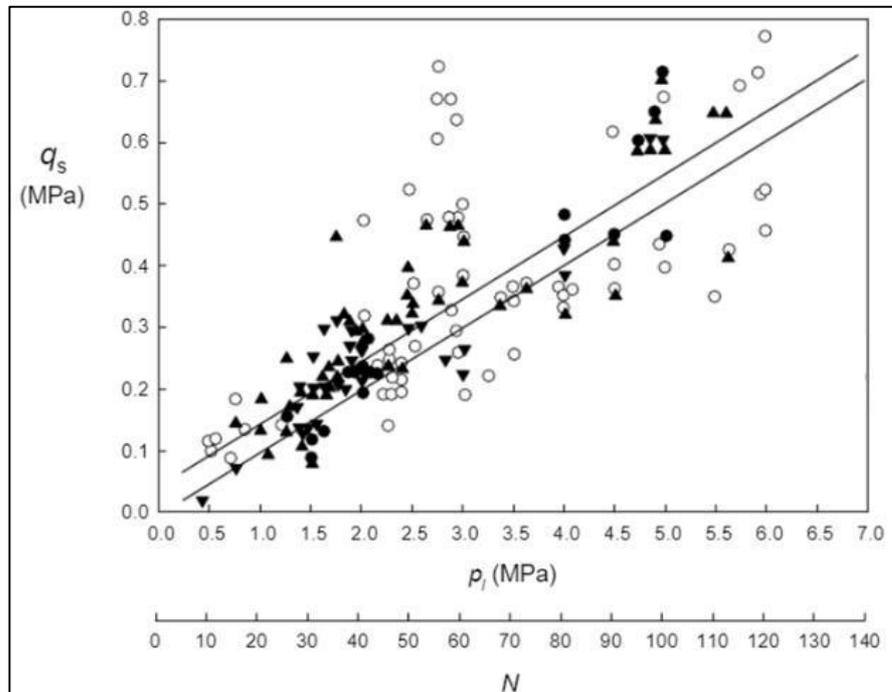
Tipo de Rocha	Módulo de deformabilidade E (10 ³ kg/cm ²)	Resistência ao corte		Resistência a compressão uniaxial σ_c (kg/cm ²)
		Coesão c (kg/cm ²)	Ângulo de atrito ϕ (°)	
Argilitos e siltitos				
resistência baixa	4 – 30	5 – 30	30 – 35	20 – 120
média	30 – 80	30 – 60	35 – 40	120 – 250
elevada	80 – 300	60 – 120	40 – 55	250 – 800
Grés e conglomer.				
resistência baixa	5 – 40	5 – 30	30 – 40	20 – 120
média	40 – 100	30 – 80	40 – 50	120 – 400
elevada	100 – 600	80 – 160	50 – 65	400 – 1500
Calcários				
argilosos	5 – 50	5 – 40	30 – 40	20 – 200
margosos	10 – 100	10 – 60	30 – 40	40 – 300
puros	200 – 1000	100 – 400	40 – 50	400 – 2500
Quartzitos	200 – 1000	150 – 300	45 – 65	700 – 3000
Granitos e gnaisses				
decompostos	4 – 30	4 – 20	35 – 45	15 – 100
alterados	30 – 200	20 – 100	45 – 55	100 – 700
sãos	200 – 1000	100 – 250	55 – 65	700 – 2500
Xistos*				
decompostos	4 – 20	4 – 20	30 – 35	15 – 80
alterados	20 – 150	20 – 100	35 – 40	80 - 400
sãos	150 – 800	100 – 200	40 – 65	400 – 2000

*Características muito variáveis devido à anisotropia

Fonte: Rocha (1976, p. 26).

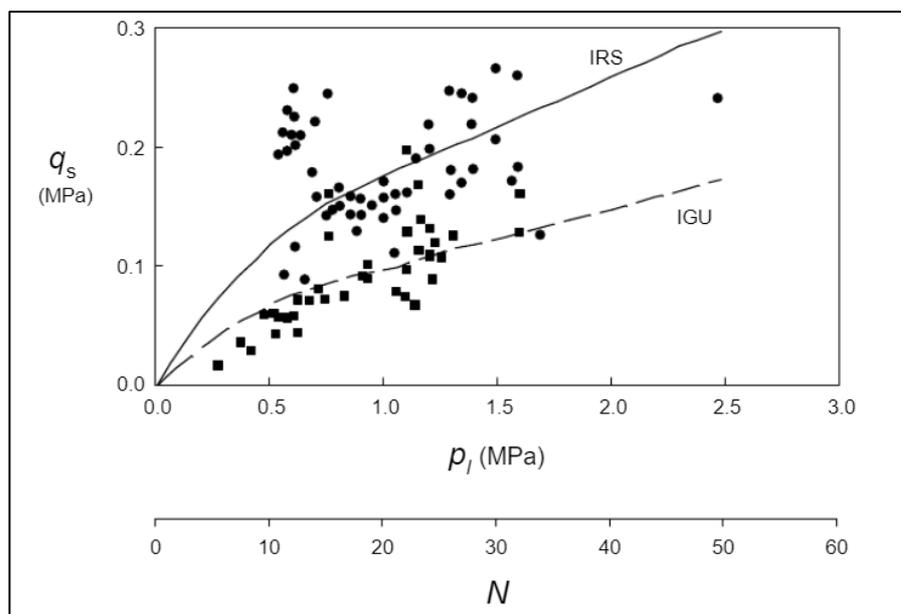
Para solos, Bustamante e Doix (1985) utilizando gráficos de correlações empíricas considerando ancoragens com reinjeção (IRS) e sem (IGU), apresentaram resultados de q_s para areias (Figura 17) e para siltes e argilas (Figura 18). No eixo das abscissas a quantidade p_l refere-se a pressão limite do ensaio pressiométrico e N ao número de golpes do ensaio SPT. Como pode-se observar, a dispersão dos resultados é grande, certamente por procedimentos diferentes de ensaio nos diferentes países onde os dados foram obtidos (GeoRio, 1999).

Figura 17 - Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento em areias/cascalhos



Fonte: GeoRio (1999, p. 16).

Figura 18 - Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento em argilas/siltos



Fonte: GeoRio (1999, p. 16).

Definido o valor de q_s , Bustamante e Doix (1985), sugere um método para dimensionamento de ancoragens, na qual, a capacidade de carga de ancoragem T_l (kN) pode ser determinada pelas Equações 9 e 10.

$$T_l = \pi * D_e * L_b * q_s \quad (9)$$

$$D_e = \alpha * D_p \quad (10)$$

Onde, D_e é o diâmetro médio adotado para o trecho ancorado (m), D_p é o diâmetro perfurado do trecho ancorado (m), L_b sendo o comprimento do trecho ancorado (bulbo) (m), α o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido a injeção e q_s a resistência ao arrancamento (kN/m^2).

A Tabela 3 apresenta os valores do coeficiente α para diversos tipos de solo, considerando duas técnicas de injeção IRS e IGU. Recomenda-se aplicar o sistema de reinjeção (IRS) uma vez que, proporciona uma melhor aderência solo/bulbo, aumentando, portanto, a capacidade de carga da ancoragem (GeoRio, 1999).

Na prática da engenharia, a capacidade de carga de ancoragem é considerada diretamente proporcional ao comprimento de ancoragem, utilizando geralmente valores médios de resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, como sugerido por Jimenez Salas (1980 *apud* More, 2003, p. 4) na Tabela 2.

Tabela 2 - Resistência média ao cisalhamento de bulbos injetados

Tipo de terreno	Resistência média ao cisalhamento (MPa)
Rochas duras	1,00 a 2,50
Rocha solta	0,30 a 1,00
Areias e pedregulhos	0,70 a 1,00
Areia média e fina	0,30 a 0,60
Argila com resistência a compressão simples	
a) > 0,4 MPa	>0,80
b) 0,10 a 0,40 MPa	0,40 a 0,80
c) 0,05 a 0,10 MPa	0,25 a 0,40

Fonte: More (2003, p.4).

Tabela 3 – Valores de coeficiente α

Material	Coeficiente α		Volume injetado no bulbo V_i
	IRS	IGU	
Pedregulho	1,8	1,3-1,4	1,5 V_i
Pedregulho Arenoso	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 V_i
Areia c/ pedregulho	1,5-1,6	1,2-1,3	1,5 V_i
Areia grossa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_i
Areia média	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_i
Areia fina	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_i
Areia siltosa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 a 2 V_i (IRS) 1,5 V_i (IGU)
Silte	1,4-1,6	1,1-1,2	2 V_i (IRS) 1,5 V_i (IGU)
Argila	1,8-2,0	1,2	2,5 a 3,0 V_i (IRS) 1,5 a 2,0 V_i (IGU)
Marga	1,8	1,1-1,2	1,5 a 2,0 V_i para camadas compactas
Calcário com marga	1,8	1,0-1,2	1,5 a 6,0 V_i , ou mais se a camada for fraturada
Greda alterada ou fraturada	1,8	1,1-1,2	1,5 a 6,0 V_i , ou mais se a camada for fraturada
Rocha alterada ou fraturada	1,2	1,1	1,1 a 1,5 V_i se a camada for finamente fissurada, 2 V_i ou mais se a camada for fraturada

Fonte: Habib (1989 *apud* adaptado de DNIT, 2016, p.43).

2.7.2.2 Solo Grampeado

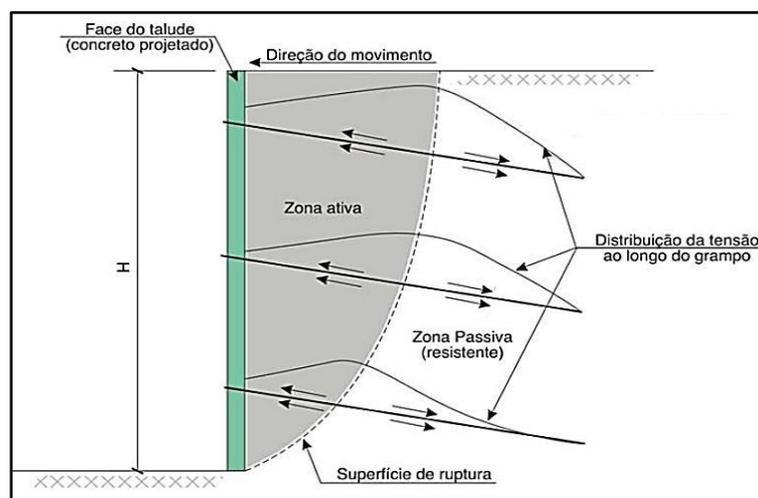
O solo grampeado é uma técnica de reforço, que permite a contenção do talude por meio da inserção de elementos como grampos ou chumbadores, que promovem a estabilização geral do maciço, seguido da execução de um paramento de concreto projetado, que restringe rupturas localizadas e garante o controle erosivo do terreno disposto junto à face, e estruturas de drenagem, que agem em ambas as situações (Zirlis, 1999). Ortigão, Zirlis e Palmeira (1993), afirmam que os grampos são instalados sub-horizontalmente com pequena inclinação em relação a horizontal (em geral entre 5° e 15°), de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento.

De acordo com a NBR 16920-2 (ABNT, 2021), os grampos podem ser introduzidos no maciço por meio da cravação direta de elementos metálicos (grampos

cravados), por meio da perfuração do solo com barras de aço ou outros elementos resistentes à tração seguido do preenchimento do furo por injeção de calda de cimento (grampos perfurados) ou grampos autoperfurantes, em que a perfuração é realizada com sua própria barra com injeção simultânea da calda de cimento ou outro fluido ligante. Os grampos podem ser barras de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, micro-estacas, ou em casos especiais, estacas (Ortigão *et al.*, 1993).

Sendo uma técnica empregada tanto em taludes naturais, nos quais as condições de estabilidade não são satisfatórias, quanto em escavações, o objetivo da mesma, é transferir os esforços de uma zona instável para uma zona resistente e restringir os deslocamentos, com os elementos de reforço na zona resistente funcionando como elementos de ancoragem da zona ativa (Figura 19). Diferentemente dos tirantes, os grampos não são protendidos e a mobilização dos esforços se dá a partir de movimentações da massa de solo (Feijó, 2007).

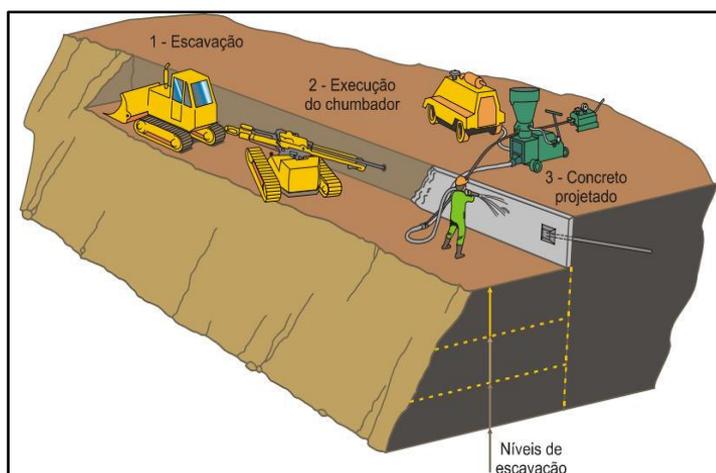
Figura 19 - Esquema de um talude grampeado



Fonte: Feijó (2007, p. 12).

O procedimento de solo grampeado, inicia-se com o corte descendente (da crista ao pé do talude) do solo na geometria do projeto, ou caso necessário, é executado o reforço do talude antes, e segue com a execução da primeira linha de grampos e aplicação do revestimento de concreto projetado (Figura 20). Caso o talude já esteja cortado pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente, neste caso, a construção da estrutura consistirá apenas na introdução dos grampos e execução da face de concreto projetado (Zirlis, 1999).

Figura 20 - Fases construtivas de solo grampeado de forma descendente



Fonte: Zirlis (1999, p. 4).

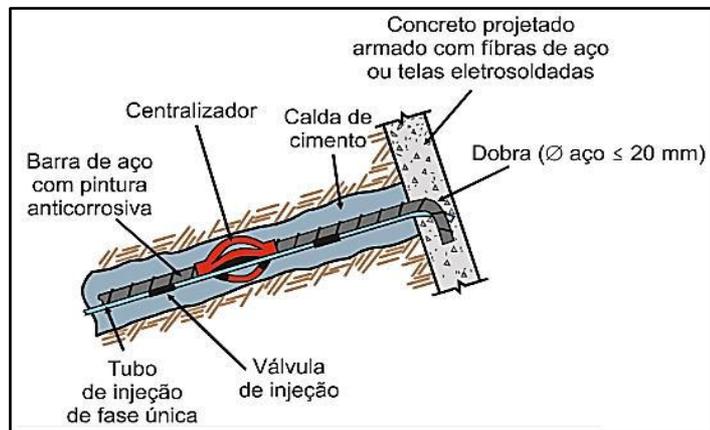
As escavações são executadas em etapas, em geral com 1 a 2m de profundidade, e com altura a depender do tipo de terreno e da inclinação da face de escavação (Ortigão *et al.*, 1993). Após, é realizada a perfuração, pelo método de percussão (cravação), que tem como desvantagem, reproduzir menores valores de resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo ou por perfuração, que apresenta resultados satisfatórios comparada à problemática anterior, porém, com uma menor velocidade de execução (Heidemann, 2022c). As perfurações são normalmente executadas com equipamentos de 5 a 1000kgf, portanto, leves, de fácil manuseio, instalação e trabalho sobre qualquer talude (Zirlis, 1999).

Concluída a perfuração, segue-se para instalação e fixação dos reforços, sendo que a primeira etapa consiste no preenchimento e reconstituição do espaço escavado para o furo com a calda de cimento, fase denominada bainha. Paralelamente, de acordo com o que é especificado em projeto, quanto ao comprimento requisitado e verificação do diâmetro faz-se a montagem dos grampos (Heidemann, 2022c).

Na fase de montagem das barras, são instalados dispositivos centralizadores, que garantem o recobrimento com a calda de cimento, ou seja, evitam o contato do reforço diretamente com as paredes do furo perfurado. Por fim, ao longo dos grampos, são instaladas as mangueiras de injeção, comumente de polietileno, que contém válvulas de injeção, as quais são responsáveis por fazer o completo preenchimento do espaço anelar entre grampos e orifício escavado que não foi coberto na fase da

bainha (Solotrat, 2024b). A Figura 21, representa o arranjo final dos grampos quando instalados por meio da abertura de orifícios no maciço.

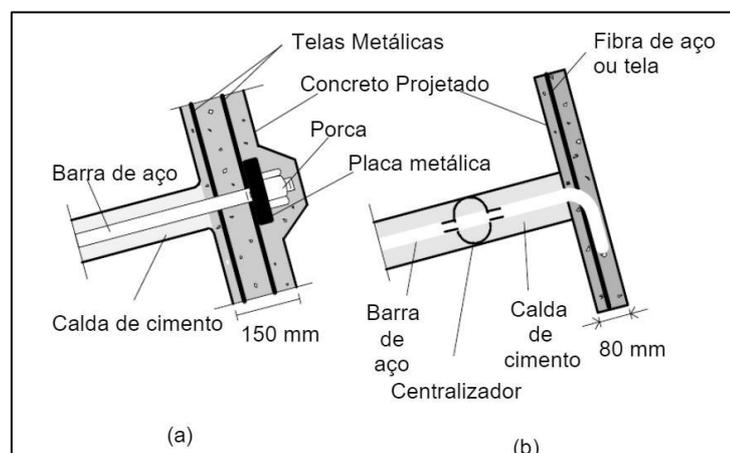
Figura 21 - Partes constitutivas de um grampo



Fonte: Zirlis (1999, p. 6).

A Figura 22 apresenta detalhes de grampos empregados no Brasil, tanto para caso de grampos que empregam barras de aço com diâmetro maior que 20mm (a) ou menor (b). Para o segundo caso, as armações normalmente têm sua extremidade superior acabada por meio de uma dobra a 90 graus, e já para o primeiro caso, a fim de garantir contato solo-concreto projetado sem que haja perda da integridade do aço e a eficácia do grampo, não são realizadas dobras, em vez disso, a fixação é feita por porcas e placas metálicas permitindo a aplicação de uma carga de incorporação da ordem de 5kN (GeoRio, 1999).

Figura 22 - Detalhes dos grampos mais comuns



Fonte: GeoRio (1999, p. 41).

Quanto ao paramento, pode ser realizado por meio de projeção de concreto na face no maciço ou cobrimento por meio de telas metálicas de alta resistência, com estas permitindo o desenvolvimento de vegetação na face de encostas e taludes, ficando conhecido como solo grampeado verde. A técnica de solo grampeado verde oferece vantagens significativas em termos de preservação da área permeável, proteção ambiental e redução do impacto visual, sendo fatores cada vez mais valorizados em projetos da engenharia civil, no entanto, sua implantação e substituição em relação ao concreto projetado deve ser baseado em uma análise cuidadosa das condições específicas do projeto e dos objetivos a serem alcançados.

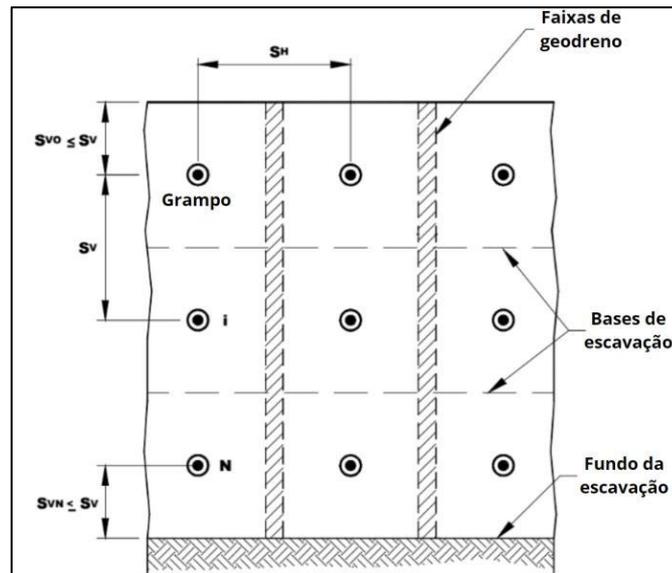
Para a projeção do concreto contra a face da encosta, devem ser preparadas as armações, sendo convencionalmente utilizadas as telas eletrossoldadas, ou então, fazer uso de fibras metálicas ou sintéticas de polietileno que quando misturadas com o concreto, são projetadas diretamente na face do maciço, sem necessidade de instalação das armações para execução do faceamento (Heidemann, 2022c).

O concreto projetado possui espessura variando de 5 a 15cm, sendo possível ser produzido por via seca ou úmida. Na via seca, o concreto é preparado sem água e a água é adicionada apenas no momento da aplicação. Na via úmida, o concreto é preparado com água e assim conduzido até o local de aplicação. No caso do solo grampeado, o concreto seco é geralmente utilizado e é preferível prepará-lo no canteiro de obras para garantir disponibilidade quando necessário (Solotrat, 2024b).

Para o dimensionamento dos grampos, apresentam-se diretrizes segundo a metodologia da Administração Federal Rodoviária (Lazarte *et al.*, 2015):

- O espaçamento vertical deve ser aproximadamente igual ao espaçamento horizontal ($S_v \approx S_h$), (Figura 23);
- Recomenda-se que o espaçamento esteja entre 1,20 e 1,80 m;
- O espaçamento do topo do talude até a primeira fileira de grampos (S_{vo}) deve ser de 0,60 a 1,0m;
- O espaçamento entre a última fileira de grampos (S_{vn}) e o pé do talude deve ser de 0,60 a 0,90m;
- O comprimento dos grampos deve atender aproximadamente o valor de 0,7 vezes a altura da escavação (H), devendo se encontrar entre 0,5H e 1,2H. Caso o comprimento ultrapasse 1,2 vezes a altura da escavação, o solo grampeado não seria uma opção viável.

Figura 23 - Espaços entre grampos



Fonte: Adaptado de Lazarte *et al.* (2015, p. 149).

Conforme dados geométricos já praticados no Brasil, a inclinação do talude varia de 50 a 90°, a altura da obra de 3 a 30m e o comprimento do grampo de 3 a 24m (Rezende, 2024).

Da mesma forma que nos tirantes, um dos parâmetros mais importantes em projetos de solo grampeado é a resistência ao arrancamento (q_s). Esse parâmetro é determinado por meio do ensaio de arrancamento, no qual são aplicadas cargas de tração à barra de aço ancorada no terreno por meio de um macaco hidráulico. Durante o ensaio, o deslocamento de arrancamento da cabeça do grampo é registrado para cada carga aplicada (ABNT NBR 16920-2, 2021). A partir da curva de Deslocamento x Carga (Figura 24), é possível obter a máxima carga axial de tração e cortante suportada pelo grampo durante o ensaio de arrancamento.

Figura 24 - Curva Carga típica de ensaio x Deslocamento de arrancamento de grampo



Fonte: Hyppolito (2017, p. 19).

O valor de q_s é definido no ensaio de arrancamento por:

$$q_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\pi * \emptyset_{furo} * L} \quad (11)$$

Onde:

q_s : resist\ecencia ao arrancamento (kPa);

$T_{m\acute{a}x}$: \ec{e} a carga m\acute{a}xima que se manteve estabilizada no ensaio ou limitada pelo deslocamento m\acute{a}ximo estabelecido pelo projetista (kN);

L: comprimento do trecho injetado do grampo (m);

\emptyset_{furo} : di\ametro do furo (m).

Segundo a NBR16920-2 (ABNT, 2021), para verifica\c{c}\ao do par\ametro q_s em ensaios pr\evios (opcional para defini\c{c}\ao do par\ametro q_s a partir de ensaios de campo), devem ser executados no m\acimimo tr\ec{s} ensaios de arrancamento. Quando se trata de ensaios de desempenho (mandat\o{r}io para a verifica\c{c}\ao da efic\aciacia do processo executivo adotado e coer\ecencia com os condicionantes de projeto) devem ser executados ensaios em grampos de sacrif\ecicio que n\ao perten\c{c}am ao conjunto da obra, em um m\acimimo de 1% da totalidade de grampos da obra, ou um m\acimimo de tr\ec{s} ensaios, em regi\ao representativa.

De forma an\aloga ao que acontece nos tirantes, a resist\ecencia ao arrancamento dos grampos \ec{e} em fun\c{c}\ao das propriedades do solo, do grampo e da interface solo-grampo. Por n\ao ser uma pr\aticca usual realizar esses ensaios antes da obra, os valores de resist\ecencia ao arrancamento (q_s) utilizados em projetos tamb\em s\ao determinados por correla\c{c}\oes emp\aciricas baseadas nas caracteristicas do solo e resultados anteriores de ensaios semelhantes.

De acordo com Souza *et al.*, (2019), q_s est\aa relacionada \aa mobiliza\c{c}\ao do atrito no contato dos grampos com o solo circundante. Ortig\ao e Palmeira (1997), por meio de experimentos em solos de S\ao Paulo, Rio de Janeiro e Bras\acilia, prop\oem uma equa\c{c}\ao que correlaciona q_s e N_{spt} :

$$q_s = 67 + 60 \times \ln N_{spt} \quad (12)$$

Para a segurança do projeto referente ao material utilizado no grampo, aplica-se um fator de segurança:

$$q_{s,adm} = \frac{q_s}{FS_t} \quad (13)$$

em que $q_{s,adm}$ é a resistência de aderência admissível, q_s a resistência de aderência e FS_t o fator de segurança referente ao aço do grampo.

No Brasil, os grampos são geralmente feitos de aço, do tipo CA-50, Dywidag, Incotep ou Rocsolo de 12,5mm a 41mm, com carga de trabalho para pré-dimensionamento fornecido pelo fabricante (Figura 25).

Figura 25 - Tipos de grampos utilizados no Brasil

Tipo de aço	Tipo de seção	Diâmetro da barra (mm)	Diâmetro mínimo recomendado do furo (mm)	Carga máxima de ensaio (T_{ensaio}) kN	Carga de trabalho ($T_{trabalho}$) kN
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32	100	350	200
Dywidag ST 85/105				600	350
CA 50 A	Plena	12,5	75	55	30
		20	100	140	80
		25	100	230	130
		32		360	200
	Reduzida com rosca	25	100	190	110
		32		260	160
Incotep-13-D	Reduzida com rosca	22	100	220	125
Incotep-22-D	Reduzida com rosca	30	100	380	215
Rocsolo ST 75/85	Plena	22	100	210	125
		25		280	165
		28		360	200
		38	125	660	375
		41		890	510

Fonte: Lima (2007, p. 43).

2.7.2.3. Comparativo técnico entre solo grampeado e cortina atirantada

Para estabilização de taludes, as técnicas de solo grampeado e cortina atirantada são convencionalmente utilizadas no Brasil. Embora, as técnicas serem bem difundidas na área geotécnica, há distinções quanto a suas aplicações.

Segundo Ortigão *et al.* (1993):

- Os tirantes são pré-tensionados com cargas de 150 a 1000kN, com a função de prevenir deslocamentos da cortina, enquanto, os grampos sofrem uma pré-tensão na ordem de no máximo 5 a 10kN, com a finalidade apenas de garantir a ligação com o concreto projetado;
- Os grampos transferem tensões para o solo ao longo de todo seu comprimento, já os tirantes têm a sua carga transferida somente ao longo do comprimento de ancoragem;
- Os muros de solo grampeado podem facilmente ter paredes inclinadas acompanhando a inclinação natural do terreno, já as cortinas, a fim de se evitar problemas executivos, faz-se a concretagem in loco em parede vertical, necessitando, portanto, de maiores movimentos de terra;
- As paredes de concreto das cortinas atirantadas convencionais são dimensionadas para absorver e combater o puncionamento gerado pelas cargas aplicadas nos tirantes. Os grampos não requerem maiores cuidados devido ao fato de suportar pequenas cargas.
- Os tirantes são protendidos, sem deformar o maciço. Ao contrário, os grampos não são protendidos, logo, necessitam que o solo deforme para que iniciem o seu trabalho.

Em resumo, a escolha entre cortina atirantada e solo grampeado dependerá das características específicas do projeto, incluindo as condições do talude, as propriedades do solo, as restrições do local e as considerações econômicas.

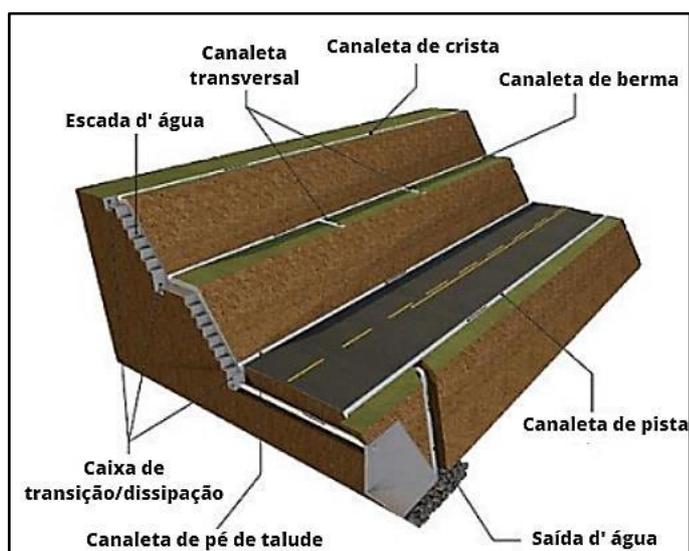
2.7.3. Obras de drenagem

As obras de drenagem possuem larga utilização na estabilização de todos os tipos de taludes e possuem finalidade de captar e conduzir as águas do escoamento superficial, bem como retirar parte da água de percolação interna do maciço. A drenagem superficial ou profunda, pode ser utilizada como um único recurso ou recurso adicional, utilizada conjuntamente com obras de contenção, retaludamento, ou proteções diversas (DER/SP, 1991).

A drenagem superficial, realiza a captação do escoamento das águas superficiais através de canaletas, sarjetas ou valetas, conduzindo-as para um local

conveniente. No geral, as obras de drenagem superficial são constituídas por dispositivos (Figura 26) como canaletas para o escoamento superficial, escadas d'água, estas utilizadas para grandes declividades, visando reduzir a velocidade das águas superficiais, e caixas de dissipação, elementos usados para evitar o transbordamento dos condutos (Maccaferri, 2013).

Figura 26 - Dispositivos de um sistema de drenagem superficial

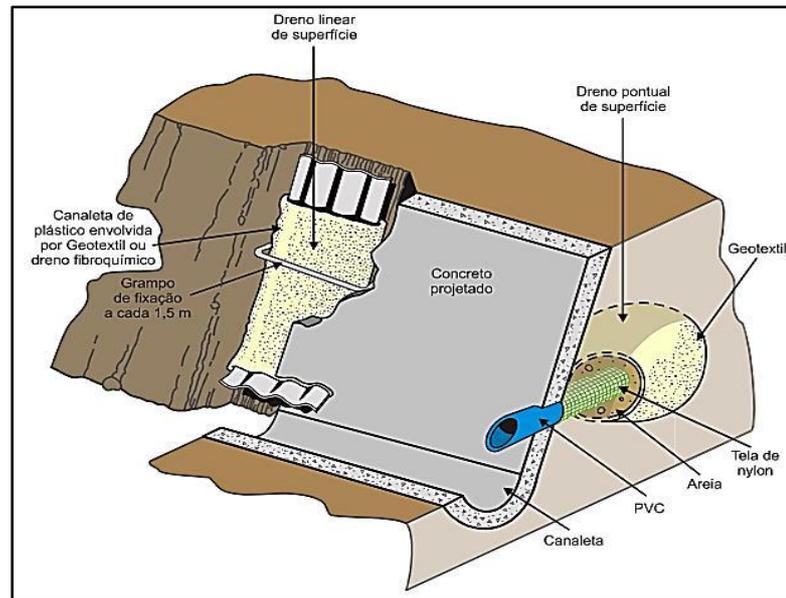


Fonte: Carvalhais *et al.* (2019, p. 5).

Os tipos de drenos de superfície mais utilizados nas técnicas de solo grampeado e cortina atirantada, são do tipo barbacã, drenos de paramento e canaletas (Figura 27). Os drenos do tipo barbacãs são executados através da abertura de uma cavidade com dimensões aproximadas de 40 cm x 40 cm x 40 cm, preenchida com material arenoso, e tendo como saída um tubo de PVC drenante. Trata-se de uma drenagem pontual e os autores destacam que a sua instalação deve possuir uma inclinação descendente, a fim de garantir o escoamento para fora do paramento (Abramento, Koshima; Zirlis, 1998).

O dreno de paramento, é constituído por uma calha plástica ondulada, revestida por manta geotêxtil, com sua instalação executada através de uma escavação, na direção vertical de crista ao pé do talude, ou seja, de montante a jusante. A água coletada neste dreno é recolhida por uma canaleta instalada no pé da escavação, sendo considerado um dreno linear eficiente e recomendável em projetos de contenção (Abramento *et al.*, 1998).

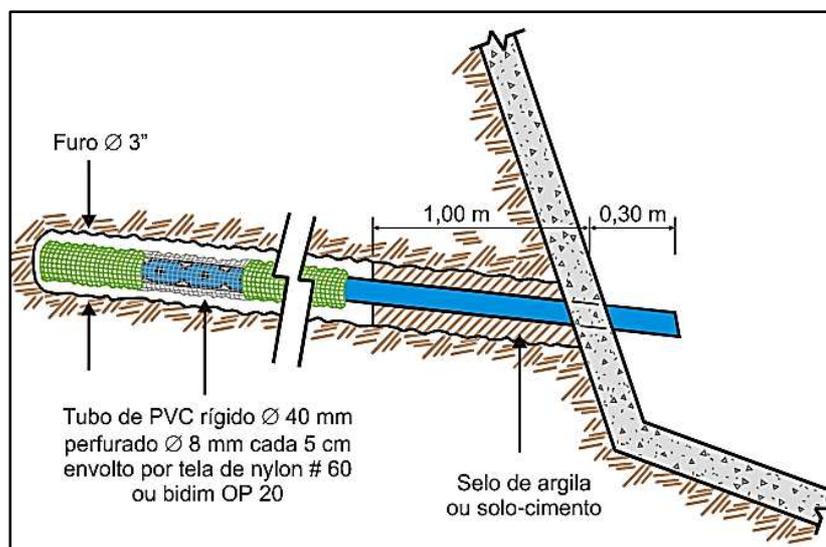
Figura 27 - Dreno de paramento, barbacã e canaletas



Fonte: Zirlis (1999, p. 17).

A drenagem profunda consiste no rebaixamento do lençol freático através da retirada da água da percolação interna do maciço, ou seja, são elementos que fazem a captação das águas distantes da face do talude antes que nela aflorem. É realizada com o uso de drenos sub-horizontais, conhecidos como drenos sub-horizontais profundos (DHP) (Figura 28), cujos comprimentos variam entre 6,0m e 18,0m (Zirlis, 1999).

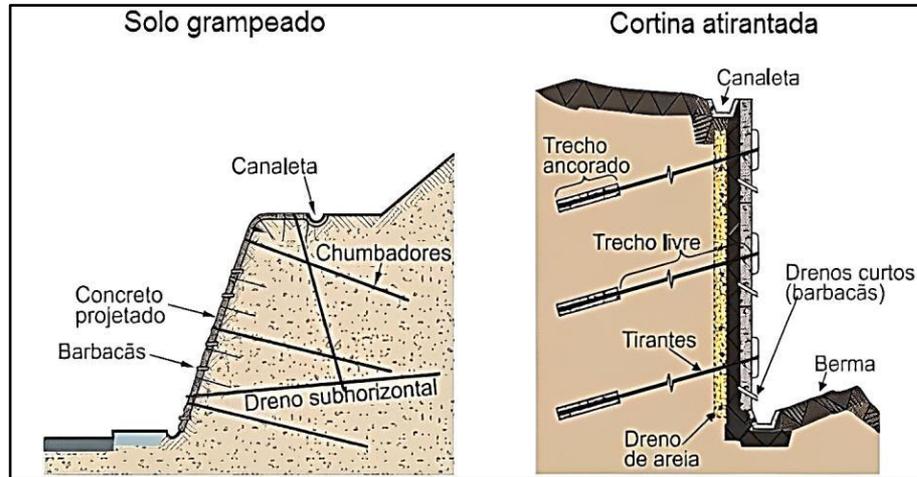
Figura 28 – Esquema de dreno horizontal profundo



Fonte: Zirlis (1999, p. 16).

Portanto, em estruturas de contenção, como solo grampeado e cortina atirantada devem ser previstos elementos de drenagem (Figura 29).

Figura 29 - Sistemas de drenagem em solo grampeado e cortina atirantada

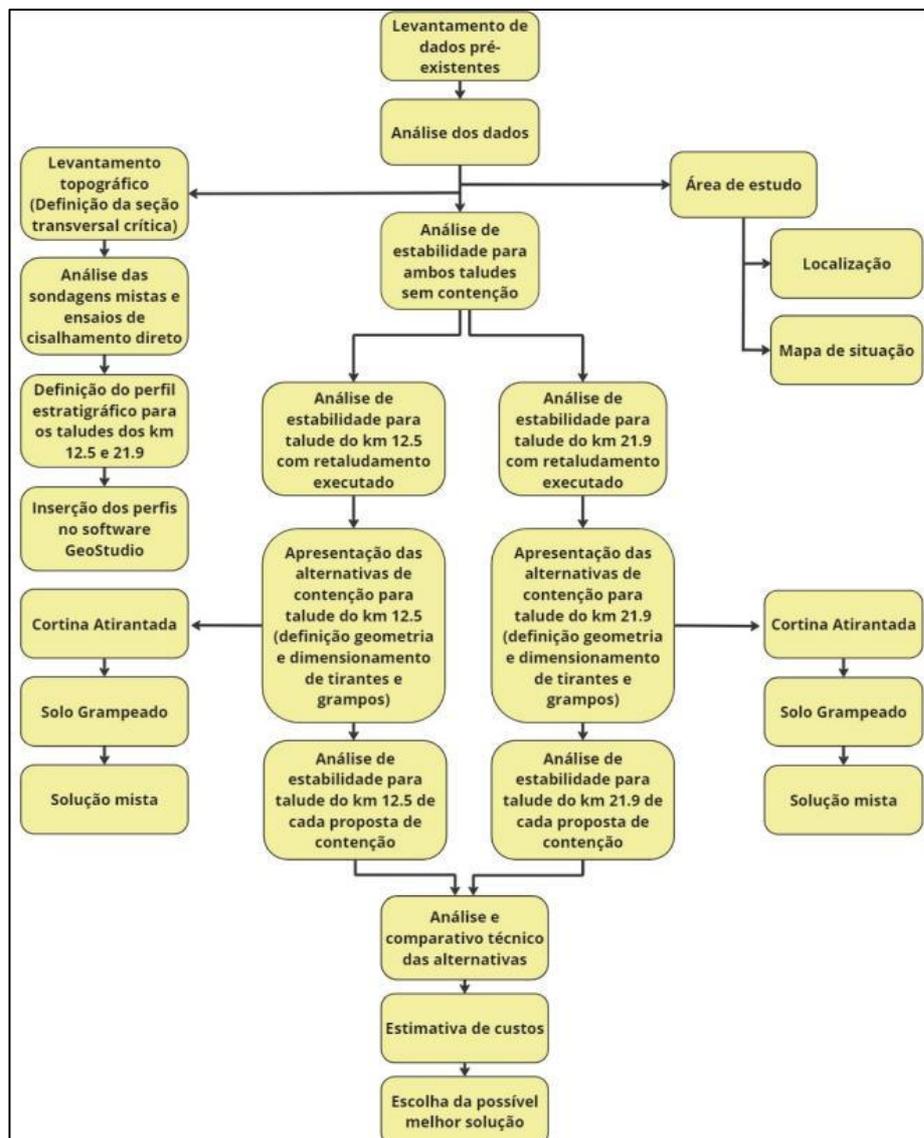


Fonte: Mikos *et al.* (2017, p. 540).

3. METODOLOGIA

Este tópico destina-se a apresentar a metodologia adotada para realização do estudo, contemplando, a caracterização do local, através do levantamento topográfico, dos resultados das sondagens mistas e dos ensaios de cisalhamento direto. Com os parâmetros de resistência de cisalhamento do solo definidos, serão inseridos os perfis estratigráficos representativos de cada ocorrência no software GeoStudio para então com o auxílio do programa computacional realizar as análises de estabilidade dos taludes. A Figura 30 apresenta a seqüência das etapas efetuadas.

Figura 30 - Sequência das etapas efetuadas

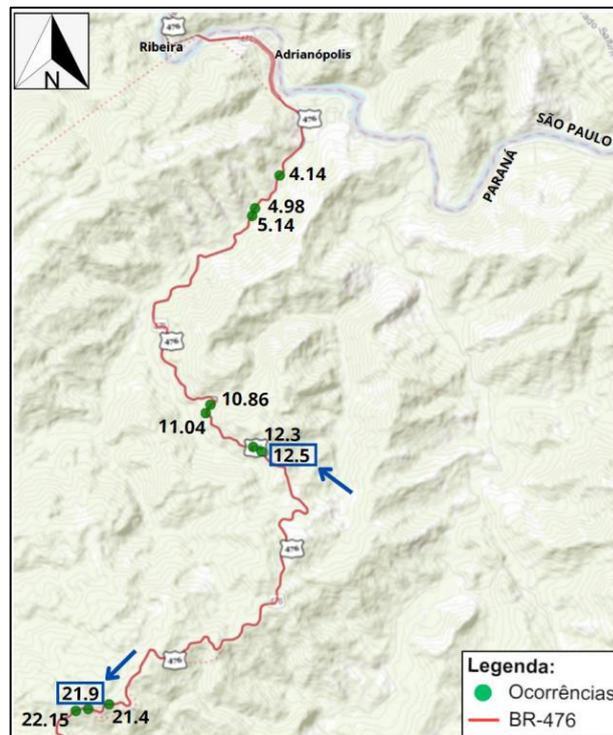


Fonte: Autora (2024).

3.1. ÁREA DE ESTUDO

Os locais de estudo estão situados na BR-476/PR, que possui cerca de 370 km de extensão, iniciando na divisa SP/PR - Cabeceira Norte da ponte sobre o Rio Ribeira, e passando pelos municípios de Adrianópolis, Tunas do Paraná, Bocaiúva do Sul, Curitiba, Araucária, Contenda, Lapa, São Mateus do Sul, estendendo-se até o entroncamento com a BR-466(B), Divisa PR/SC (União da Vitória /Porto União) e cabeceira da ponte Domicio Scaramella. A extensão dos trechos a serem estudados é de 115m para o km 12.5 e de 130m para o km 21.9 como pode-se observar no Anexo B.

Figura 31 - Mapa de situação da área de estudo



Fonte: Adaptado de VGeo (2024).

Ao todo foram registrados dez eventos de instabilidades compreendidas entre o km 4.14 e km 22.15 (Figura 31). O agente deflagrador dos movimentos de massa foi o intenso pico de escoamento advindo da concentração de chuvas entre os meses de dezembro de 2015 e janeiro de 2016. As ocorrências a serem estudadas nesse trabalho, situam-se nos km 12.5 e km 21.9, que como justificativa de escolha destaca-se a extensão da área afetada em combinação com a proposta de solução adotada

pela empresa contratada visando a posterior análise da viabilidade da técnica implantada em comparação com alternativas de contenção.

As informações à respeito dessas movimentações de massa bem como das respectivas soluções de estabilização adotadas foram obtidas através de um relatório realizado em maio de 2016 pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes do estado do Paraná (DNIT/PR). O levantamento topográfico e os laudos de sondagens e ensaios de cisalhamento direto foram disponibilizados por um funcionário que trabalhava na empresa responsável pela execução dessas obras.

Os movimentos de massa classificam-se principalmente como escorregamento predominantemente de solo para a ocorrência do km 12.5 e uma mistura de escorregamento de solo e tombamento de material rochoso fraturado para a ocorrência do km 21.9. Salieta-se que esses eventos não se restringem exclusivamente a escorregamentos ou tombamentos isolados, mas, na realidade, representam uma combinação de diferentes tipos de movimentos de massa, que podem ocorrer simultaneamente ou em fases distintas.

Tanto a ocorrência do km 12.5 como a do km 21.9, referem-se à instabilidade de talude de corte. No deslizamento do talude de corte do km 12.5, o material chegou a obstruir parcialmente uma das faixas de tráfego, impedindo o trânsito em uma das pistas (Figura 32). No km 21.9, nota-se o aparecimento de material rochoso (Figura 33), ocupando parte da pista de rolamento, indicando baixa profundidade da rocha neste ponto.

Figura 32 - Deslizamento do talude de corte do km 12.5



Fonte: DNIT/PR (2016, p. 24).

Figura 33 - Deslizamento do talude de corte do km 21.9



Fonte: DNIT/PR (2016, p. 27).

Ressalta-se que no km 12.5 houve também instabilidade no talude de aterro, porém, a empresa contratada propôs uma estrutura de contenção do tipo cortina atirantada. Logo, para fins deste estudo, essa abordagem não será considerada e a análise se concentrará exclusivamente nos trechos em que as soluções executadas envolveram o retaludamento.

3.2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

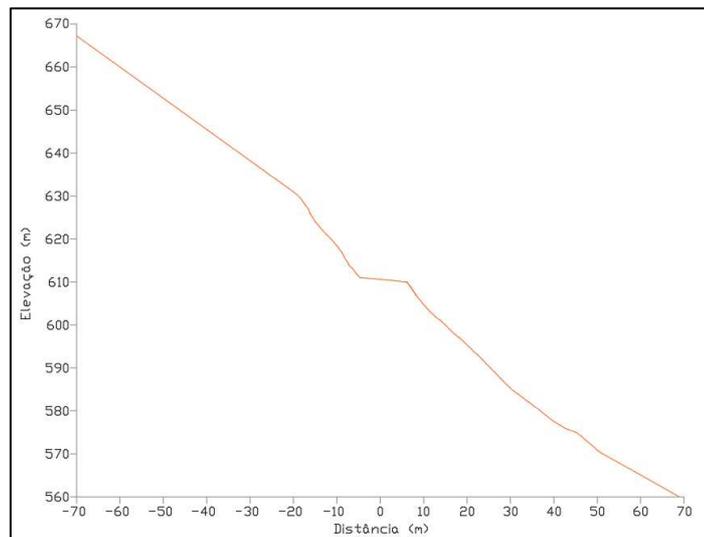
A partir do levantamento topográfico realizado pela empresa contratada, obteve-se para cada ocorrência a ser estudada, a seção transversal preliminarmente apontada como crítica no que se refere à sua respectiva estabilidade. As seções críticas escolhidas foram aquelas que apresentaram maior altura e declividade, por serem regiões mais suscetíveis à instabilidade. Por serem obras emergenciais devido à gravidade da situação na rodovia, a topografia era bastante limitada, logo, para garantir uma melhor representação dos trechos, quando necessário, foram realizados ajustes nos perfis com base na conferência das curvas de níveis das bases de dados geográficos produzidas e utilizadas pelo DNIT.

Para a ocorrência do km 12.5, a empresa optou por estaquear o talude transversalmente a cada 10 ou 15 metros, partindo da estaca E2+0,00 até à estaca E7+15,00, conforme apresentado no levantamento topográfico encontrado no Anexo

B. Neste trecho, a seção crítica representativa foi a E5+5,00, apresentando o perfil ilustrado na Figura 34.

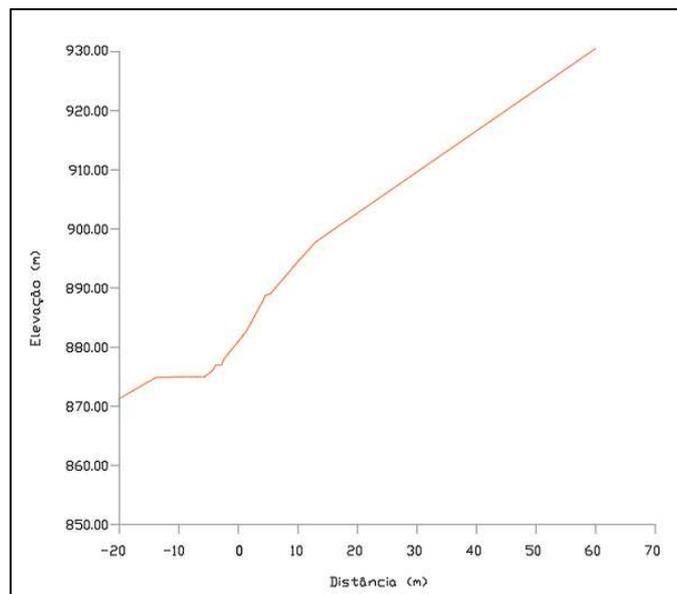
No km 21.9, decidiram implantar estacas a cada 10m ou 20m, com início da E1091 até E1097+10 (Anexo B). Para esse trecho, a seção crítica escolhida foi a da E1093 representada na Figura 35. Com as seções transversais definidas, o próximo passo consistiu na identificação das camadas de solo com a posterior inserção da geometria do talude no software.

Figura 34 - Seção transversal da estaca E5+5,00



Fonte: Adaptado de DNIT/PR (2016, p. 59).

Figura 35 - Seção transversal da estaca E1093

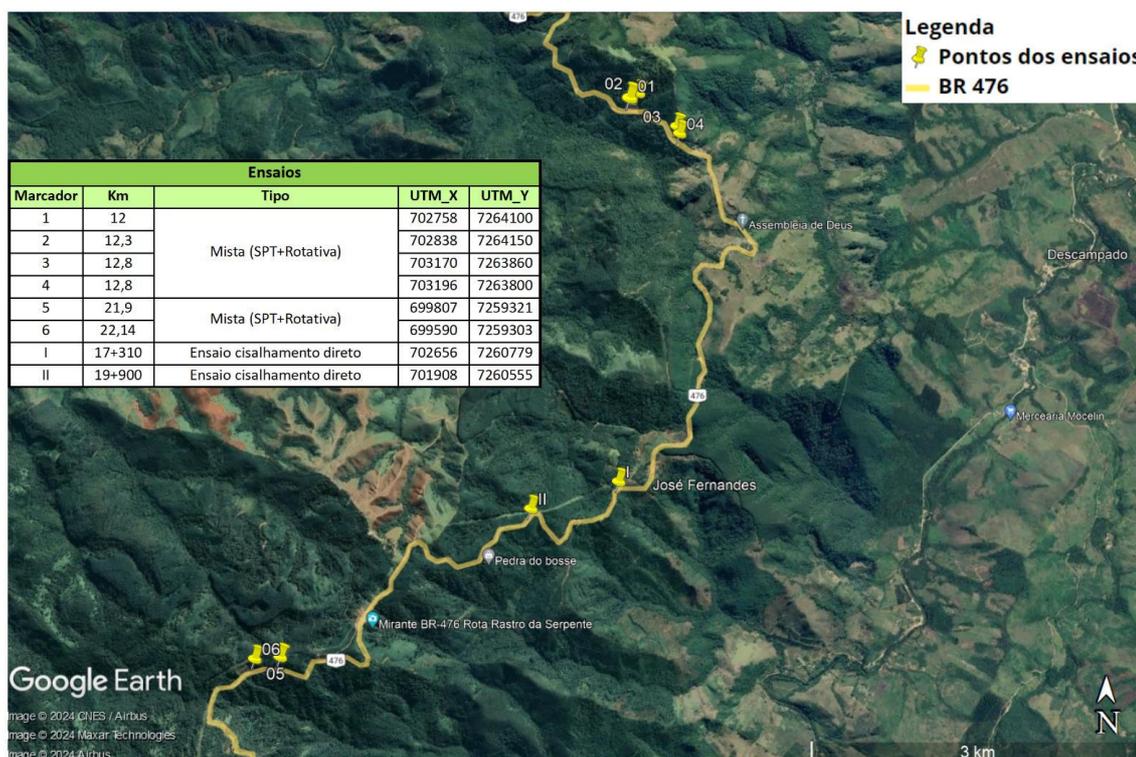


Fonte: Adaptado de DNIT/PR (2016, p. 73).

3.3. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Por se tratar de uma obra emergencial, a fim de obter informações geotécnicas de forma rápida, para definição do perfil estratigráfico e parâmetros de resistência do solo, foi elaborado pela empresa contratada um plano de sondagens mistas com coordenadas próximas aos km dos taludes estudados (Figura 36). Ademais, foram realizados dois ensaios de cisalhamento direto no material característico de cobertura superficial presente na maioria das ocorrências registradas. Os resultados desses ensaios, bem como, os relatórios de sondagens estão disponibilizados nos Anexos C, D e E.

Figura 36 - Mapa de localização das sondagens



Fonte: Adaptado de Google Earth (2024).

O plano de sondagens mistas, contempla investigações SPT e rotativa. Próximo ao km 12.5 foram realizadas quatro sondagens, no entanto, para fins de determinação do perfil estratigráfico mais representativo e crítico, optou-se por escolher a SM-01 referente ao km 12, pois foi aquela que alcançou maior profundidade e apresentou materiais com valores reduzidos de N_{spt} . O relatório de sondagem (Anexo D) indicou que a partir da superfície até 3,0m há presença de uma camada de

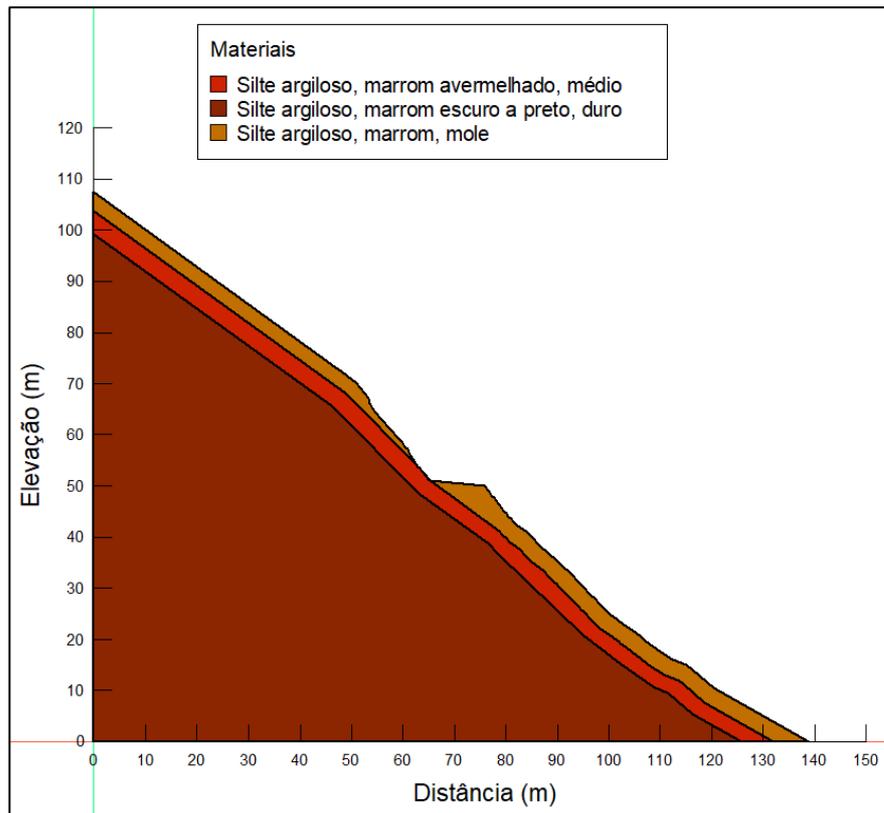
silte argiloso, marrom, mole com Nspt médio de 6, sob esta camada e até 7,0m se encontrou um silte argiloso, marrom avermelhado, de consistência média com Nspt médio de 8 e posteriormente até o fim da sondagem (15,60m) encontrou-se o silte argiloso, marrom escuro á preto, duro com Nspt médio de 31 golpes.

Para o km 21.9, a sondagem escolhida foi a SM-05. O laudo (Anexo E) indicou uma primeira camada (0,0 a 1,0m) de argila siltosa, com areia, avermelhada, mole com Nspt de 4. Sob esta camada e até 10,0m de profundidade atingiu-se uma areia fina, média, grossa com argila e silte, avermelhada, pouco compacta com Nspt médio de 10 golpes. Posteriormente, até 17,05m, apresenta-se o mesmo material, porém, compacta e com fragmentos de rocha alterada resultando em Nspt médio de 32 golpes e dessa profundidade até o limite da sondagem (18,35m) atingiu-se granito, variegado (amarelado) medianamente alterado e fraturado com RQD (*Rock Quality Designation* – índice de qualidade da rocha) de 72%.

A importância do ensaio de cisalhamento direto, por sua vez, se dá com a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como ângulo de atrito e coesão, sendo esses, fundamentais para análise de estabilidade dos taludes. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no km 17+310 (camada 0.8 a 1.1m) e no km 19+900 (camada 1.1 a 1.4m) e os resultados (Anexo C) apontam que no km 17.3 tem-se para a envoltória de pico um ângulo de atrito de 30° e uma coesão de 5 kPa, e para o km 19.9 foi obtido um ângulo de atrito de 31° e uma coesão de 2 kPa.

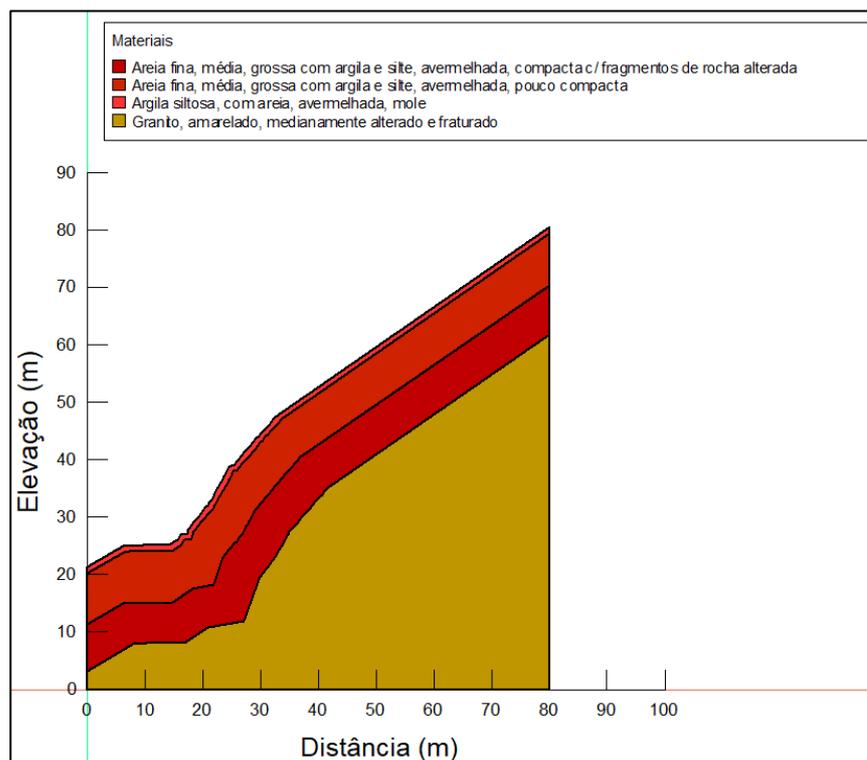
Através das seções críticas e dos resultados dos ensaios realizou-se a modelagem do perfil estratigráfico dos taludes (Figura 37 e Figura 38). À seguir, serão apresentadas informações sobre o software utilizado para análise de estabilidade, seguido da definição dos parâmetros de resistência do solo.

Figura 37 - Perfil estratigráfico do talude no km 12.5



Fonte: Autora (2024).

Figura 38 - Perfil estratigráfico do talude no km 21.9



Fonte: Autora (2024).

3.4. FERRAMENTA COMPUTACIONAL

Neste trabalho, as análises de estabilidade dos taludes foram realizadas por meio da utilização do software geotécnico GeoStudio 2023- Slope/W, o qual se fundamenta nas teorias de equilíbrio limite, com o método escolhido de Morgenstern e Price. Conforme GeoSlope (2023), o Slope/W analisa problemas simples e complexos para uma variedade de formas de superfície de deslizamento, condições de pressão intersticial da água, propriedades do solo e condições de carga.

Os parâmetros de entrada no Slope/W dos tirantes e grampos foram obtidos com base nas diretrizes descritas nos tópicos 2.7.2.1 e 2.7.2.2. A partir da inserção do perfil do talude-tipo, bem como a definição das propriedades do solo, como peso específico, coesão e ângulo de atrito, é possível variar os valores de entrada e posição dos elementos de reforço através de simulações até se obter o fator de segurança desejado. Por se tratar de taludes de corte em regiões serranas, não foram consideradas nas análises de estabilidade, sobrecargas adicionais atuantes na superfície do solo, uma vez que, não são esperadas nessas regiões cargas adicionais, como tráfego de veículos ou atividades humanas.

3.5. CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Devido à escassa informação geotécnica, para definição dos parâmetros de resistência dos solos, foram utilizadas correlações, as quais, utilizam o número N_{spt} para estimar o peso específico, coesão e ângulo de atrito. Adicionalmente, foram utilizados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto de referência do material superficial do km 17+310 (camada 0.8 a 1.1 m) para o talude do km 12.5 e para o do km 21.9 foram utilizados de referência o material do km 19+900 (camada 1.1 a 1.4m).

Na ausência de ensaios de laboratório, Godoy (1972 *apud* Cintra *et al.*, 2011) sugere que para determinação do peso específico do solo, sejam adotados valores aproximados de acordo com a consistência de solos finos (Tabela 4) e da compactidade de solos granulares (Tabela 5). Nos laudos das sondagens, não se observou nível do lençol freático, no entanto, foram definidos parâmetros considerando uma situação crítica próximo a saturação.

Tabela 4 - Classificação de solos finos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972 *apud* Cintra *et al.*, 2011, p. 45).

Tabela 5 - Classificação de solos granulares

N (golpes)	Compacidade	Peso específico (KN/m³)		
		Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972 *apud* Cintra *et al.*, 2011, p. 46).

Ao verificar os dados obtidos no ensaio SPT com as correlações propostas por Godoy (1972 *apud* Cintra *et al.*, 2011), obtém-se os valores apresentados na Tabela 6 e 7 para a ocorrência do km 12.5 e km 21.9 respectivamente. Nas camadas que se enquadram em duas classificações, por exemplo, na ocorrência do km 12.5, profundidade de 0,0 a 3,0, tem-se um silte argiloso, marrom, mole com N_{spt} de 6, pela Tabela 4, o peso específico seria de 15KN/m³ caso considerar a consistência mole, ou de 17KN/m³ considerando N_{spt} entre 6 e 10, ou então a média dos dois que daria um peso específico de 16KN/m³. Logo, optou-se pela escolha do valor correspondente à média do peso específico.

Para estimar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito de maciços rochosos, cita-se a classificação de Bieniawski (Sistema de Índice de Classificação de Maciços Rochosos - RMR). Esse sistema atribui pesos a cinco parâmetros considerados significativos para o comportamento desses maciços, são eles: resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, o índice de qualidade de rocha (RQD), espaçamento e condição das descontinuidades e influência da água (Anexo F). A soma dos pesos atribuídos a esses parâmetros resulta no índice de classificação de maciços rochosos (RMR), que corresponde a uma das cinco classes de qualidade

de maciços rochosos (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, 2016).

Para a ocorrência do km 21.9, a partir da profundidade 17,05 metros, foi identificado um granito, medianamente fraturado e alterado, com um valor de RQD de 72%. No entanto, devido à falta de outras informações, basear-se apenas no RQD para determinar o RMR poderia levar a escolhas que não refletem completamente a condição real do maciço rochoso. Logo, para estimar a coesão e o ângulo de atrito foram utilizados os dados da Tabela 1 apresentada no tópico 2.7.2.1. Em que, para granitos alterados estima-se que a coesão seja entre 20 e 100kPa e que o ângulo de atrito seja entre 45° e 55°. Quanto ao peso específico será definido em 26KN/m³ conforme tabela de referência (Anexo G).

Tabela 6 - Correlação entre Nspt e peso específico na ocorrência km 12.5

Profundidade (m)	Solo	Nspt	γ (KN/m³)
0,0 – 3,0	Silte argiloso, marrom, mole	6	16,0
3,0 – 7,0	Silte argiloso, marrom avermelhado, médio	8	17,0
7,0 – 15,60	Silte argiloso marrom escuro à preto, duro	31	21,0

Fonte: Autora (2024).

Tabela 7 - Correlação entre Nspt e peso específico na ocorrência km 21.9

Profundidade (m)	Solo	Nspt	γ (KN/m³)
0,0 – 1,0	Argila siltosa, com areia, avermelhada, mole	4	15,0
1,0 – 10,0	Areia fina, média e grossa, com argila e silte, avermelhada, pouco compacta	10	19,5
10,0 – 17,05	Areia fina, média e grossa, com argila e silte, avermelhada, compacta, com fragmentos de rocha alterada	32	21,0
17,05 – 18,35	Granito, amarelado, medianamente alterado e fraturado	-	26,0

Fonte: Autora (2024).

Quanto a coesão, Alonso (1983) sugere uma correlação com os valores de Nspt (Tabela 8),

Tabela 8 - Classificação do solo coesivo

Argilas	Nspt	Coesão c (kPa)
Muito mole	< 2	< 10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte: Alonso (1983, p. 97).

A partir da proposta de Alonso (1983) juntamente com o resultado do ensaio de cisalhamento direto mais próximo ao talude estudado, comparou-se os valores de coesão e adotou-se aquele que apresentou o menor valor, representando o pior cenário possível. Os valores adotados são apresentados na Tabela 9 e 10.

Tabela 9 - Correlações entre Nspt e coesão na ocorrência km 12.5

Profundidade (m)	Solo	Nspt	Método	c (kPa)	Adotado (kPa)
0,0 – 3,0	Silte argiloso, marrom, mole	6	Alonso (1983)	10	5
			Ensaio	5	
3,0 – 7,0	Silte argiloso, marrom avermelhado, médio	8	Alonso (1983)	25	5
			Ensaio	5	
7,0 – 15,60	Silte argiloso, marrom escuro à preto, duro	31	Alonso (1983)	200	5
			Ensaio	5	

Fonte: Autora (2024).

Tabela 10 - Correlações entre N_{spt} e coesão na ocorrência km 21.9

Profundidade (m)	Solo	N _{spt}	Método	c (kPa)	Adotado (kPa)
0,0 – 1,0	Argila siltosa, com areia, avermelhada mole	4	Alonso (1983)	10	2
			Ensaio	2	
1,0 – 10,0	Areia fina, média e grossa, com argila e silte, avermelhada, pouco compacta	10	Alonso (1983)	50	2
			Ensaio	2	
10,0 – 17,05	Areia fina, média e grossa, com argila e silte, avermelhada, compacta, com fragmentos de rocha alterada	32	Alonso (1983)	200	2
			Ensaio	2	
17,05 – 18,35	Granito, amarelado, medianamente alterado e fraturado	-	Tabela 1	20	20

Fonte: Autora (2024).

Para determinação do ângulo de atrito, verificou-se algumas correlações propostas na literatura nacional como a de Alonso (1983), Teixeira (1996) e Godoy (1983). A Tabela 11 apresenta a proposta de Alonso (1983).

Tabela 11 - Correlação entre N_{spt} e ângulo de atrito

Areia	SPT	ϕ (°)
Fofa	< 4	< 30
Pouco compacta	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	10 a 30	35 a 40
Compacta	30 a 50	40 a 45
Muito compacta	> 50	> 45

Fonte: Alonso (1983, p. 97).

Teixeira (1996) e Godoy (1983), por sua vez, estabelecem essa correlação através de uma equação para estimativa do ângulo de atrito (Cintra *et al.*, 2011). A proposta de Teixeira (1996) e Godoy (1983) são apresentadas, nas Equações 14 e 15, respectivamente:

$$\varphi = \sqrt{20 \times N} + 15^\circ \quad (14)$$

$$\varphi = 28^\circ + 0,4 \times N \quad (15)$$

onde, φ é o ângulo de atrito e N o índice de resistência à penetração

A partir das três propostas de correlação entre SPT e ângulo de atrito, obteve-se os valores apresentados nas Tabelas 12 e 13. Ressalta-se que para esse parâmetro, não foram utilizados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, pois os valores obtidos são similares aos das correlações. Apenas, em camadas de maiores profundidades, ocorrem discrepâncias significativas, devido, ao silte argiloso duro no km 12.5 e à presença de rocha no km 21.9. No entanto, por questões de representatividade foram utilizados o menor dos valores obtidos das correlações, já que os ensaios utilizaram amostras de camadas de solo mais superficiais que não representam adequadamente as camadas anteriormente citadas.

Tabela 12 - Correlações entre N_{spt} e ângulo de atrito na ocorrência km 12.5

Profundidade (m)	Solo	Método	N_{spt}	φ (°)
0,0 – 3,0	Silte argiloso, marrom, mole	Alonso	6	30,00
		Teixeira		25,95
		Godoy		30,40
3,0 – 7,0	Silte argiloso, marrom avermelhado, médio	Alonso	8	30,00
		Teixeira		27,65
		Godoy		31,20
7,0 – 15,60	Silte argiloso, marrom escuro à preto, duro	Alonso	31	40,00
		Teixeira		39,89
		Godoy		40,40

Fonte: Autora (2024).

Tabela 13 - Correlações entre Nspt e ângulo de atrito na ocorrência km 21.9

Profundidade (m)	Solo	Método	Nspt	φ (°)
0,0 – 1,0	Argila siltosa, com areia, avermelhada, mole	Alonso	4	30,00
		Teixeira		23,94
		Godoy		29,60
1,0 – 10,0	Areia fina, média e grossa, com argila e silte, avermelhada, pouco compacta	Alonso	10	30,00
		Teixeira		29,14
		Godoy		32,00
10,0 – 17,05	Areia fina, média e grossa, com argila e silte, avermelhada, compacta, com fragmentos de rocha alterada	Alonso	32	40,00
		Teixeira		40,30
		Godoy		40,80
17,05 – 18,35	Granito, amarelado, medianamente alterado e fraturado	Tabela 1	-	45,00

Fonte: Autora (2024).

Na Tabela 14, apresenta-se resumidamente os valores adotados.

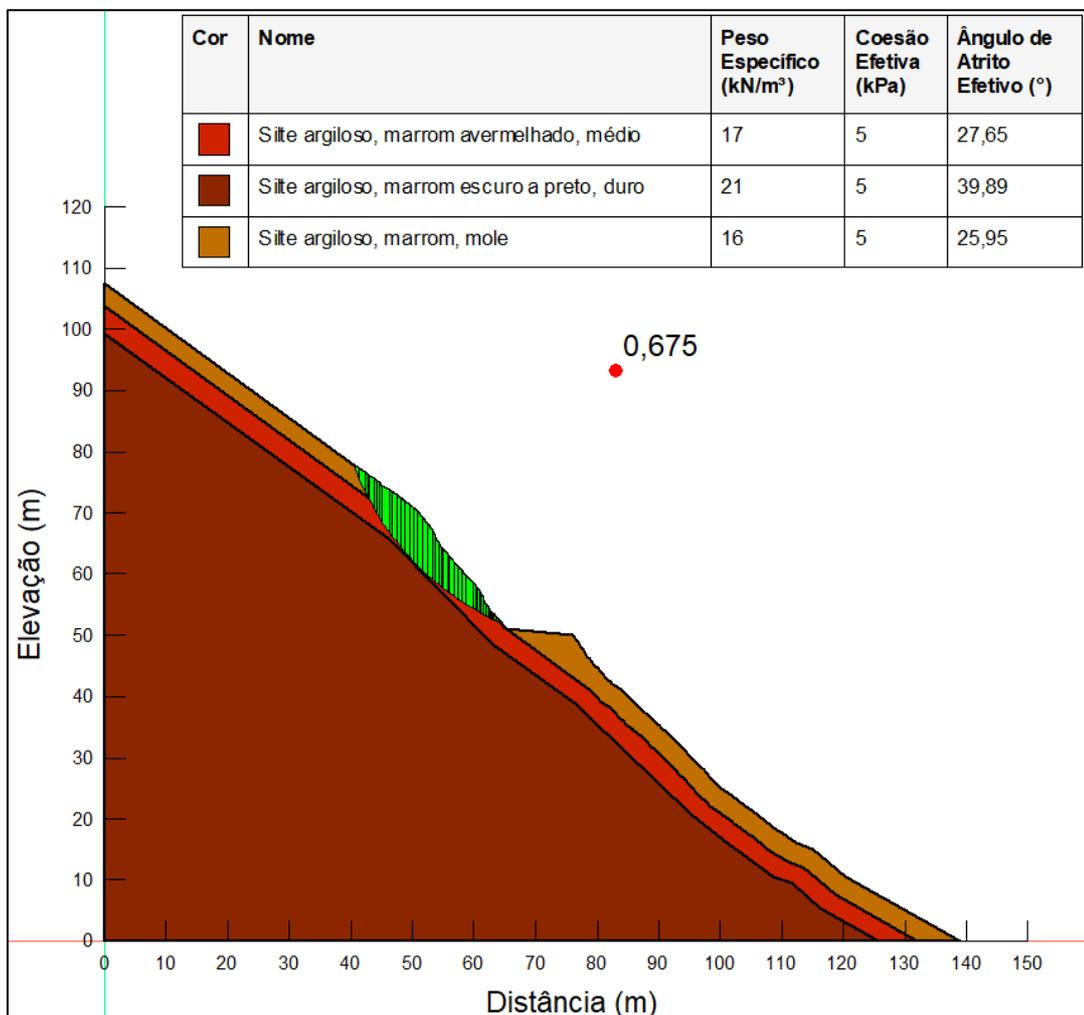
Tabela 14 – Resumo dos parâmetros de resistência adotados

Profundidade (m)	γ (KN/m ³)	c (kPa)	φ (°)
Ocorrência km 12.5			
0,0 – 3,0	16,00	5	25,95
3,0 – 7,0	17,00	5	27,65
7,0 – 15,60	21,00	5	39,89
Ocorrência km 21.9			
0,0 – 1,0	15,00	2	23,94
1,0 – 10,0	19,50	2	29,14
10,0 – 17,05	21,00	2	40,00
17,05 – 18,35	26,00	20	45,00

Fonte: Autora (2024).

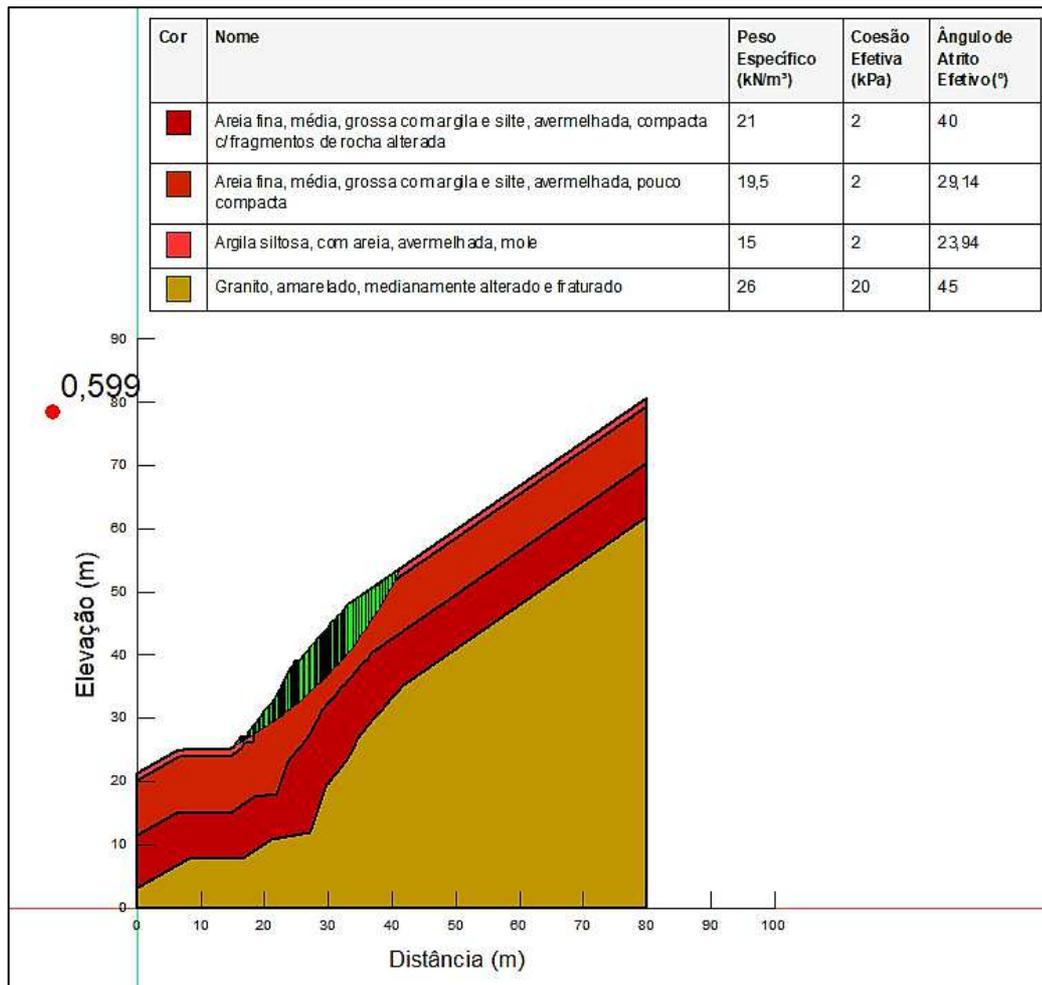
Após definição dos parâmetros de resistência, os mesmos foram inseridos no software em suas camadas de solo correspondentes. Posteriormente, com auxílio computacional foi obtido o fator de segurança para ambas as ocorrências (Figura 39 e Figura 40). Destaca-se que pela rodovia BR-476 possuir tráfego intenso e de suma importância no transporte de cargas entre o estado de Paraná e São Paulo, foi estabelecido o nível de segurança alto contra perdas de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, adotando-se um valor mínimo de 1,5 conforme preconizado na ABNT NBR 11682:2009.

Figura 39 - Fator de segurança sem contenção km 12.5



Fonte: Autora (2024).

Figura 40 - Fator de segurança sem contenção no km 21.9



Fonte: Autora (2024).

Ressalta-se, a importância de se reconhecer a incerteza quanto aos parâmetros de resistência do solo definidos, uma vez que, as correlações empíricas são baseadas em relações estatísticas que não necessariamente refletem a condição geológica local. O solo é um material naturalmente heterogêneo, onde as propriedades do solo podem variar consideravelmente ao longo do talude, o que pode não ser adequadamente representado por uma única correlação empírica baseada no Nspt. Como resultado, tais incertezas impactam diretamente no resultado da análise de estabilidade do talude.

Por não ter sido identificado nos laudos de sondagem o nível do lençol freático, para fins de análise de estabilidade, o mesmo não foi considerado, até porque isso teria um potencial impacto no dimensionamento das obras de contenção. No entanto, destaca-se a necessidade e importância de um sistema de drenagem

eficiente, a fim de mitigar os efeitos da água e garantir uma maior segurança para o talude.

Com base nos resultados obtidos (Figura 39 e Figura 40), e tendo em vista que os taludes já romperam, o fator de segurança calculado nas seções de ambas as ocorrências, como de esperado, não atenderem ao mínimo de 1,5 conforme exige a NBR11682:2009. Assim, é necessário projetar uma solução de modo a tornar o talude seguro em conformidade com a norma.

4. RESULTADOS

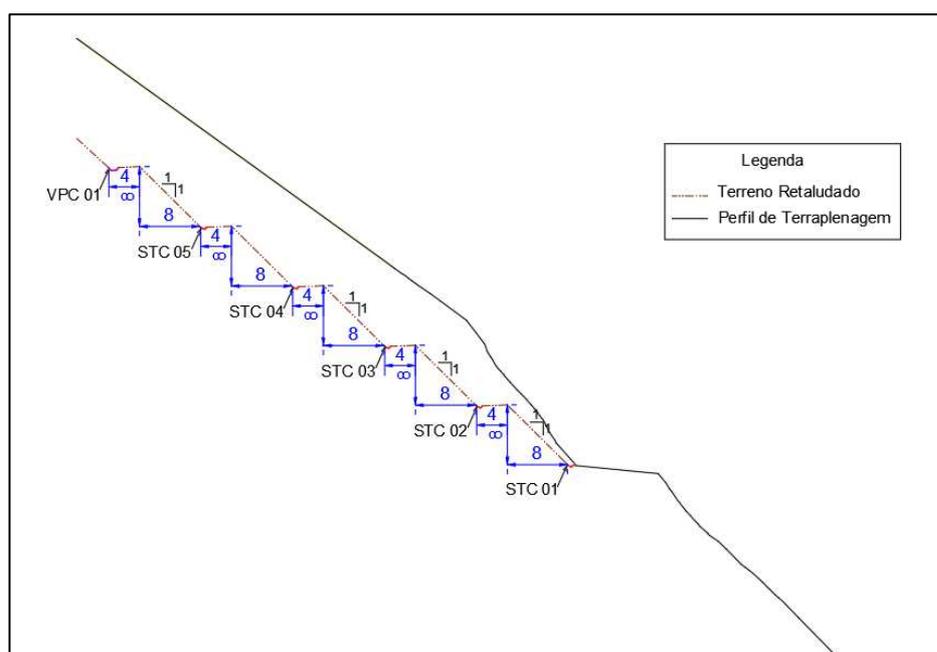
Sabendo-se da necessidade de projetar soluções a fim de tornar os taludes estáveis, neste capítulo serão apresentadas propostas de contenção, especificamente solo grampeado e cortina atirantada, para isso serão realizados dimensionamentos de tirantes e grampos. Primeiramente, será apresentado o que foi executado como solução pela empresa contratada que é o retaludamento, e posteriormente, as alternativas de contenção.

4.1. OCORRÊNCIA KM 12.5

4.1.1. Executado (Retaludamento)

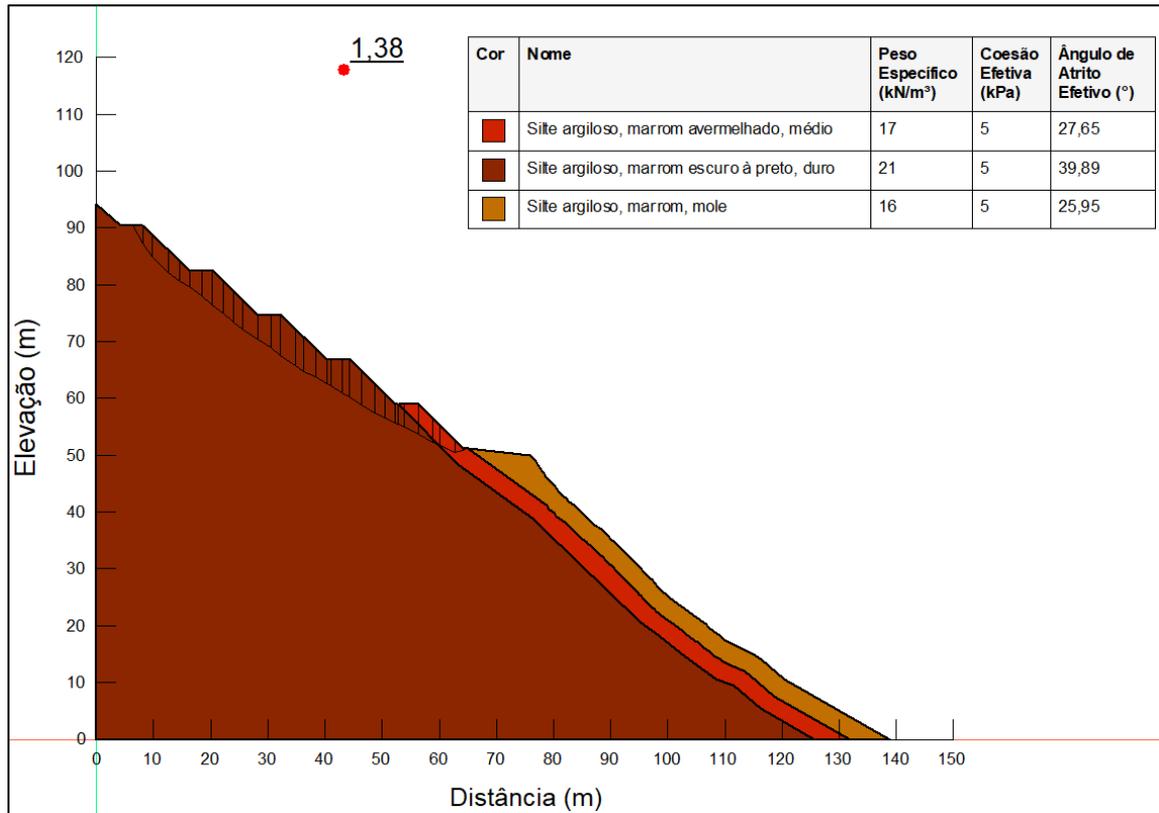
A solução adotada pela empresa foi um retaludamento de 1H:1V e a cada 8m a criação de banquetas de 4m (Figura 41). Além disso, foram previstas sarjetas triangulares de concreto (STC) e valetas de proteção de corte (VPC). A partir dessas informações, foi implantada a nova geometria no software e obtido o fator de segurança correspondente (Figura 42).

Figura 41 - Projeto de retaludamento para km 12.5



Fonte: DNIT/PR (2016, p. 59).

Figura 42 - Fator de segurança com retaludamento do km 12.5

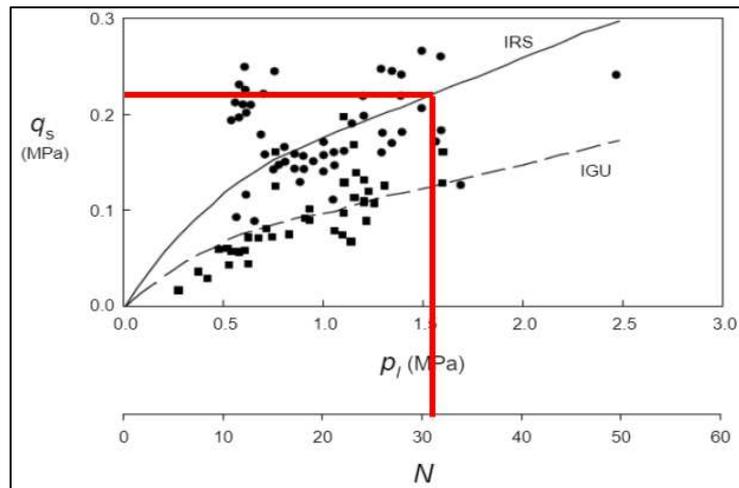


Fonte: Autora (2024).

4.1.2. Alternativa 1 (Cortina atirantada com tirantes $\varnothing 32\text{mm}$, $S_v=S_h=2,0\text{m}$)

Foi proposta uma cortina atirantada de 10 metros de altura com espaçamento vertical e horizontal entre tirantes de 2m, seguido de um retaludamento de 1H:1V com a cada 10m a criação de banquetas de 4m. Para pré-dimensionamento dos tirantes foi utilizado o método de Bustamante e Doix, considerando a ancoragem na camada de silte argiloso duro, com N_{spt} igual a 31 golpes.

Para estimar o coeficiente q_s foi utilizado o gráfico de correlação empírica de siltes e argilas para ancoragens com reinjeção (IRS) (Figura 43), logo, $q_s = 220\text{kPa}$. Na Tabela 3, o coeficiente de majoração α é 1,5, pois se trata de um silte argiloso. O tirante é do tipo permanente e o aço adotado é o Dywidag ST 85/105 de $\varnothing 32\text{mm}$ com carga de trabalho de 350kN (Anexo A) e o diâmetro do furo será de 0,15m conforme maquinário (equipamento de perfuração).

Figura 43 - Correlação empírica q_s e N_{spt} 

Fonte: Adaptado de GeoRio (1999).

A fim de escolher um tirante que possua uma carga de trabalho inferior a capacidade admissível de carga do bulbo, o comprimento do trecho ancorado será de 5m. Logo,

$$D_e = \alpha * D_p$$

$$D_e = 1,5 * 0,15m$$

$$D_e = 0,225m$$

$$T_l = \pi * D_e * L_b * q_s$$

$$T_l = \pi * 0,225m * 5m * 220kN/m^2$$

$$T_l = 777,55kN$$

$$\frac{T_l}{1,75} = T_{adm} = 444,32kN$$

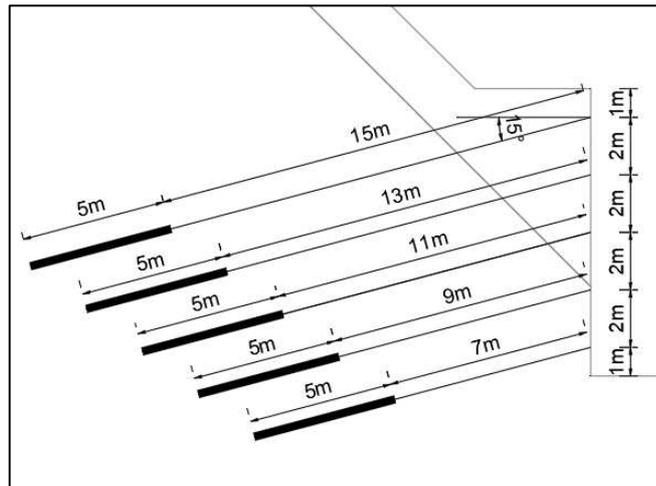
Para o tirante escolhido, a aderência necessária entre o bulbo e o solo é de:

$$q_s = \frac{(350 * 1,75)kN}{\pi * 0,225m * 5m} = 173,30 kPa$$

Tendo em vista, que o q_s onde o tirante vai ficar ancorado é de 220kPa, a ancoragem adotada é satisfatória.

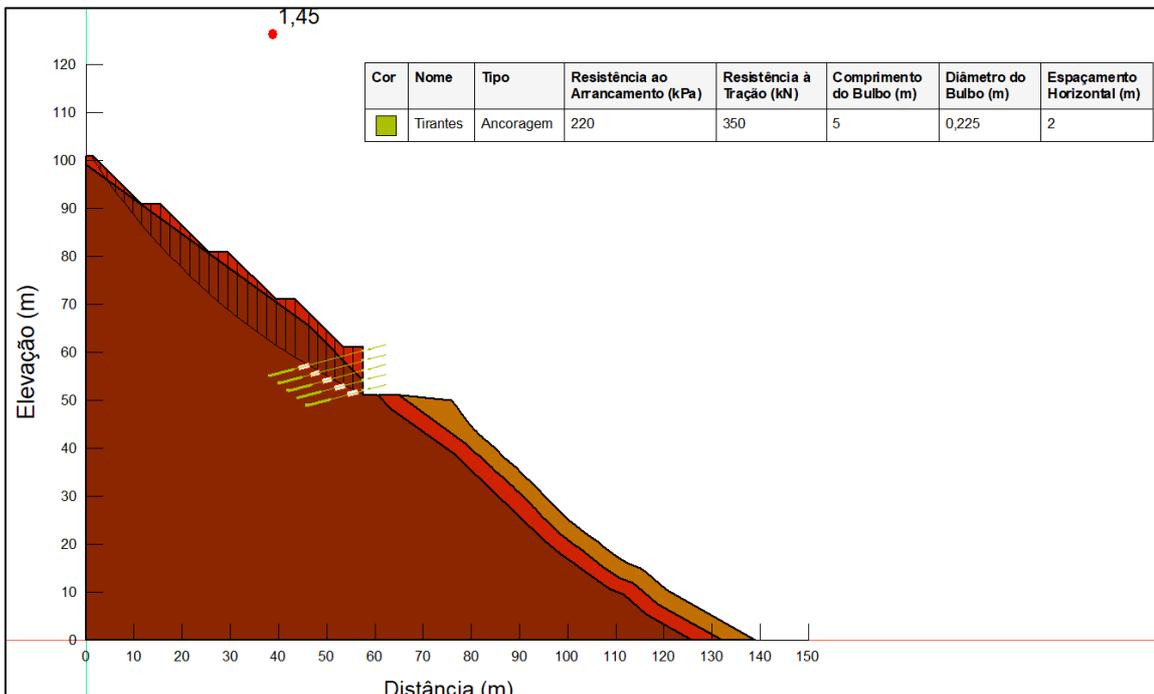
A profundidade do tirante é determinada pela distância do bulbo em relação à linha de ruptura, neste caso, $(0,15).H$, onde H representa a altura do corte. Como o corte do terreno apresenta uma altura de 10 metros, a distância entre o bulbo e a linha de ruptura é de 1,5 metros. Respeitando essa profundidade e o comprimento ancorado fixado em 5m, os comprimentos totais podem ser verificados na Figura 44, seguido pelo resultado da análise de estabilidade (Figura 45).

Figura 44 - Projeto de cortina atirantada para km 12.5



Fonte: Autora (2024).

Figura 45 - Fator de segurança da alternativa 1 para km 12.5

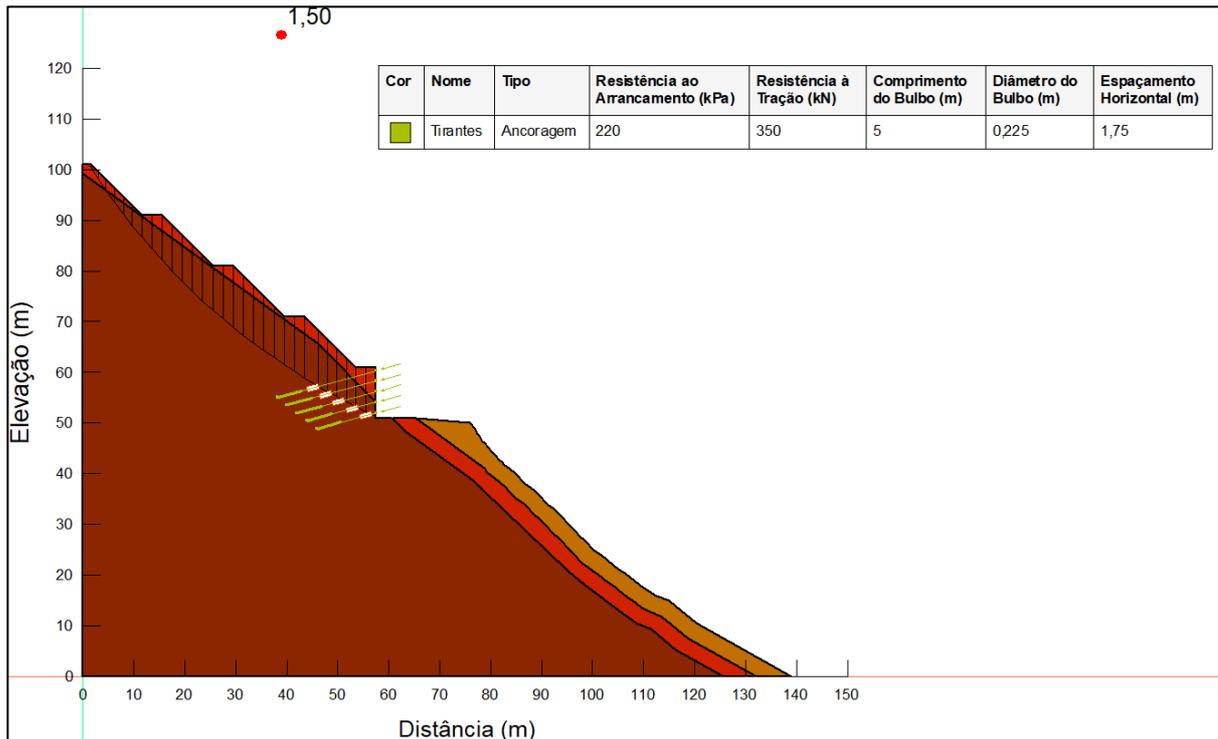


Fonte: Autora (2024).

4.1.3. Alternativa 2 (Cortina atirantada com tirantes $\varnothing 32\text{mm}$, sh = 1,75m)

Considerando que o resultado da proposta anterior não atingiu o fator de segurança de pelo menos 1,5, optou-se, nesta alternativa 2, por manter os parâmetros da alternativa 1, mas com uma mudança no espaçamento horizontal para 1,75m (Figura 46).

Figura 46 - Fator de segurança da alternativa 2 para km 12.5



Fonte: Autora (2024).

4.1.4. Alternativa 3 (Solo grampeado, CA-50 $\varnothing 32\text{mm}$)

A alternativa 3 apresenta um retaludamento com ângulo de 60° , face de 8m com duas banquetas de 4m. Para o pré-dimensionamento dos grampos foram seguidas as recomendações da literatura descrita no item 2.7.2.2. Após diversas simulações, foram definidas as seguintes especificações:

- O espaçamento vertical e horizontal é de 1,25m, com 6 linhas de grampos em cada face de inclinação do talude;
- O espaçamento do topo do talude até a primeira fileira de grampos é de 0,95m;
- O espaçamento entre a última fileira de grampos e o pé do talude é de 0,80m;

- A inclinação dos grampos adotado é de 15° em relação a horizontal;
- O comprimento dos grampos limita-se em 15m.

Conforme as características do solo com menor valor de N_{spt} , nesse caso, o silte argiloso mole, com N_{spt} igual a 6, a resistência de arrancamento (q_s), pode ser obtida conforme Equação 12 proposta por Ortigão e Palmeira (1997):

$$q_s = 67 + 60 \times \ln N_{spt}$$

$$q_s = 67 + 60 \times \ln 6$$

$$q_s = 174,50 \text{ kPa}$$

A tensão admissível de aderência empregada no projeto foi determinada para um fator de segurança igual a 1,75, logo,

$$q_{sadm} = \frac{174,50}{1,75}$$

$$q_{sadm} = 99,72 \text{ kPa}$$

Os grampos escolhidos são do tipo CA-50 de $\varnothing 32\text{mm}$ de seção plena, com carga de ensaio de 360 kN e carga de trabalho de 200 kN e o diâmetro de perfuração definido em 0,1m (Figura 25). Considerando o comprimento dos grampos em 15m, tem-se que:

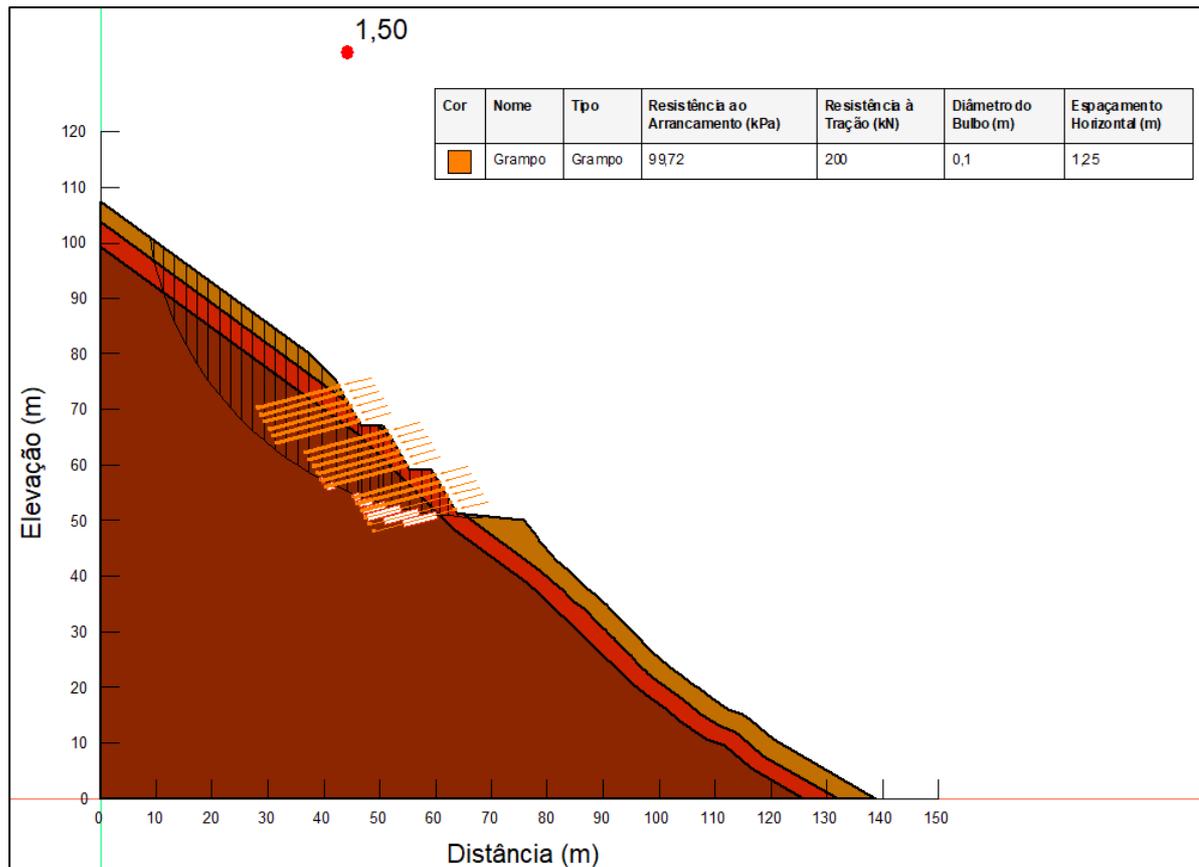
$$q_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\pi * \varnothing_{furo} * L}$$

$$q_s = \frac{360}{\pi * 0,1 * 15}$$

$$q_s = 76,40 \text{ kPa}$$

Deve-se garantir uma aderência entre o grampo e o solo de no mínimo 76,40kPa, e como calculado anteriormente, conforme literatura, se pode conferir que para solo de silte argiloso mole com no N_{spt} de 6 golpes, a aderência é de 99,72kPa, ou seja, é satisfatória para o grampo utilizado. À seguir, apresenta-se o resultado da análise de estabilidade para essa proposta (Figura 47).

Figura 47 - Fator de segurança da alternativa 3 para km 12.5



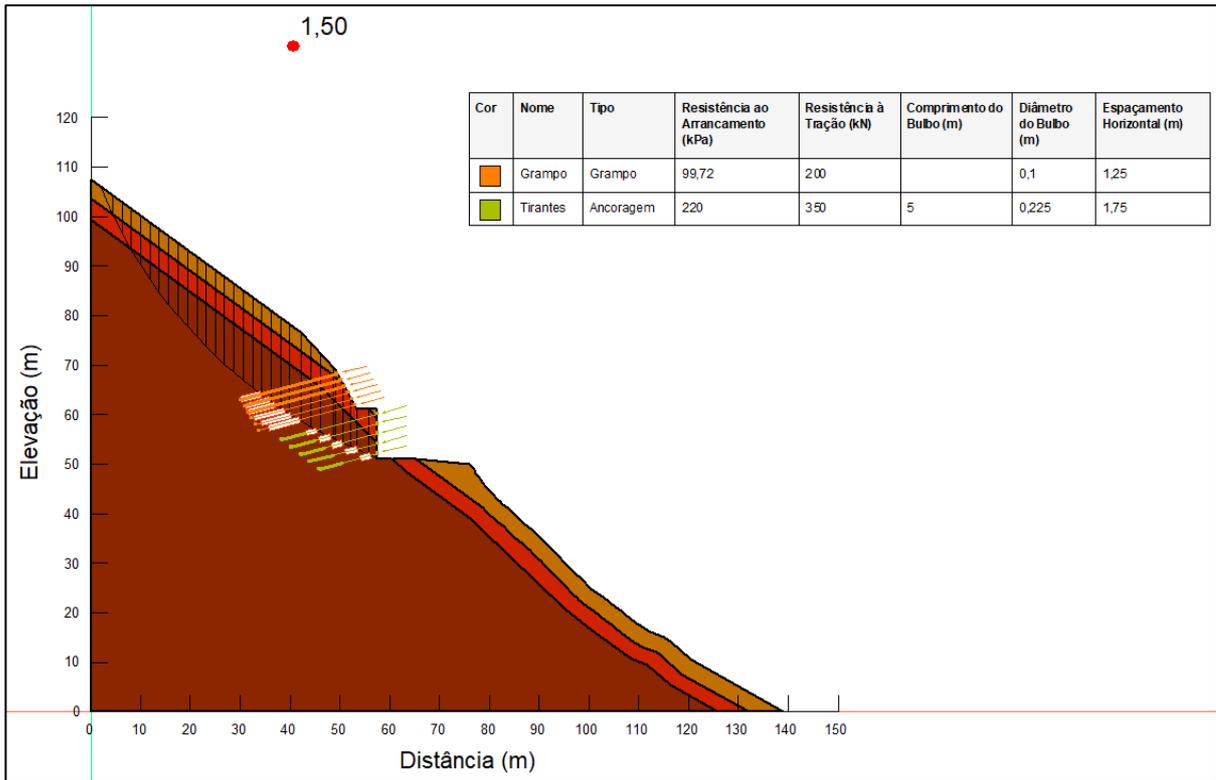
Fonte: Autora (2024).

4.1.5. Alternativa 4 (Cortina Atirantada + Solo Grampeado)

Foi sugerida uma solução mista de cortina atirantada e solo grampeado. A altura da cortina atirantada foi mantida em 10m e o pré-dimensionamento dos tirantes será mantido o apresentado na alternativa 1, com tirantes permanentes do tipo Dywidag ST 85/105 de $\varnothing 32\text{mm}$ com carga de trabalho de 350kN, espaçados a 1,75m horizontalmente e a cada 2,00m verticalmente com comprimento de ancoragem definido em 5m.

Acima da banquetta de 4m, foram aplicados grampos na região retaludada com inclinação de face em 60° , o pré-dimensionamento dos grampos será mantido o apresentado na alternativa 3, sendo do tipo CA-50 de $\varnothing 32\text{mm}$, com carga de trabalho de 200kN, espaçamento horizontal e vertical de 1,25m e comprimento total de 20m. Como houve aumento no comprimento dos grampos, a aderência necessária entre o grampo e o solo permanece sendo menor do que a aderência que o solo apresenta.

Figura 48 - Fator de segurança da alternativa 4 para km 12.5



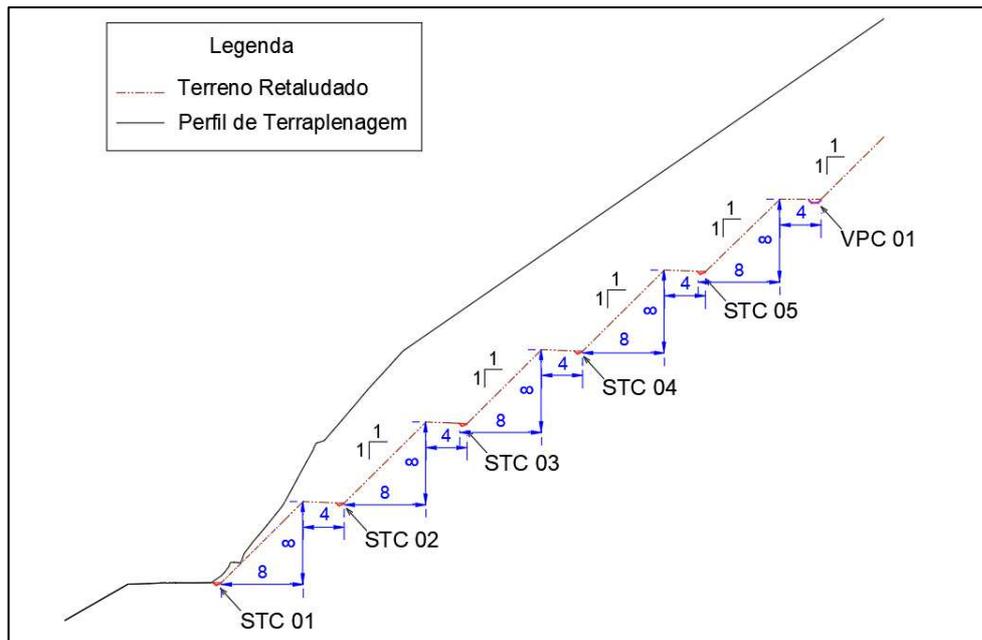
Fonte: Autora (2024).

4.2. OCORRÊNCIA KM 21.9

4.2.1. Executado (Retaludamento)

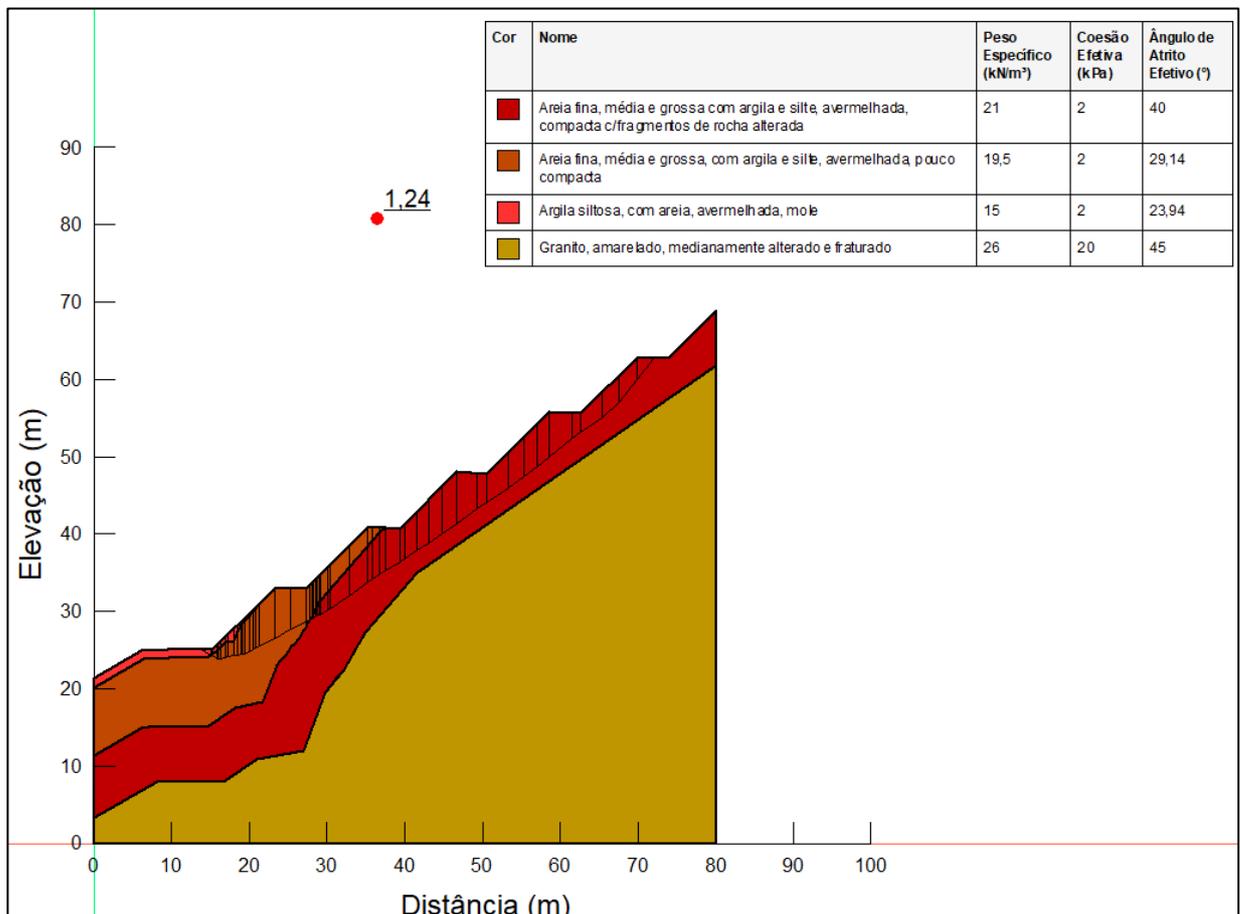
A solução adotada pela empresa foi um retaludamento de 1H:1V e a cada 8m a criação de banquetas de 4m (Figura 49). Além disso, foram previstas sarjetas triangulares de concreto (STC) e valetas de proteção de corte (VPC). A partir dessas informações, foi implantada a nova geometria no software e obtido o fator de segurança correspondente (Figura 50).

Figura 49 - Projeto de retaludamento para km 21.9



Fonte: DNIT/PR (2016, p. 73).

Figura 50 - Fator de segurança com retaludamento do km 21.9



Fonte: Autora (2024).

4.2.2. Alternativa 1 (Cortina Atirantada com tirantes $\varnothing 32\text{mm}$, $S_v=S_h=2,0\text{m}$)

Para a primeira alternativa foi proposto uma cortina atirantada de 10 metros de altura com espaçamento vertical e horizontal entre tirantes de 2m, seguido de um retaludamento de 1H:1V com a cada 10m a criação de banquetas de 4m. Para pré-dimensionamento dos tirantes foi utilizado o método de Bustamante e Doix. Como apresenta-se uma camada de rocha (granito) nas camadas em maiores profundidades, o pré-dimensionamento foi realizado considerando a ancoragem nesta camada, fixando inicialmente o comprimento ancorado em 5m.

Para obtenção do q_s em rochas, conforme NBR 5629 (ABNT, 2006), deve-se utilizar o menor dos valores obtidos com as seguintes relações:

- a) $q_s < 1/30$ da resistência à compressão simples da rocha;
- b) $q_s < 1/30$ da resistência à compressão simples da argamassa.

Pela Tabela 1, para a rocha do tipo granito alterado, a resistência a compressão uniaxial varia entre 10 a 70 MPa. Segundo a norma, a resistência mínima a compressão simples da argamassa deve ser de 15 MPa. Logo, adotando como menor condicionante a resistência a compressão simples da rocha em 10MPa, o valor de q_s será limitado em 0,333MPa.

Na Tabela 3, considerando múltiplos de estágios de injeção (IRS), a fim de proporcionar uma melhor adesão entre o tirante e o solo circundante, o coeficiente de majoração α é 1,2, pois se trata de uma rocha alterada. O tirante é do tipo permanente e o aço adotado é o Dywidag ST 85/105 de $\varnothing 32\text{mm}$ com carga de trabalho de 350kN (Anexo A) e o diâmetro do furo será de 0,15m conforme maquinário (equipamento de perfuração).

Logo, obtém-se a capacidade de carga do bulbo,

$$D_e = \alpha * D_p$$

$$D_e = 1,2 * 0,15\text{m}$$

$$D_e = 0,18\text{m}$$

$$T_l = \pi * D_e * L_b * q_s$$

$$T_l = \pi * 0,18\text{m} * 5\text{m} * 333,33\text{kN/m}^2$$

$$T_l = 942,47\text{kN}$$

$$\frac{T_l}{1,75} = T_{adm} = 538,56kN$$

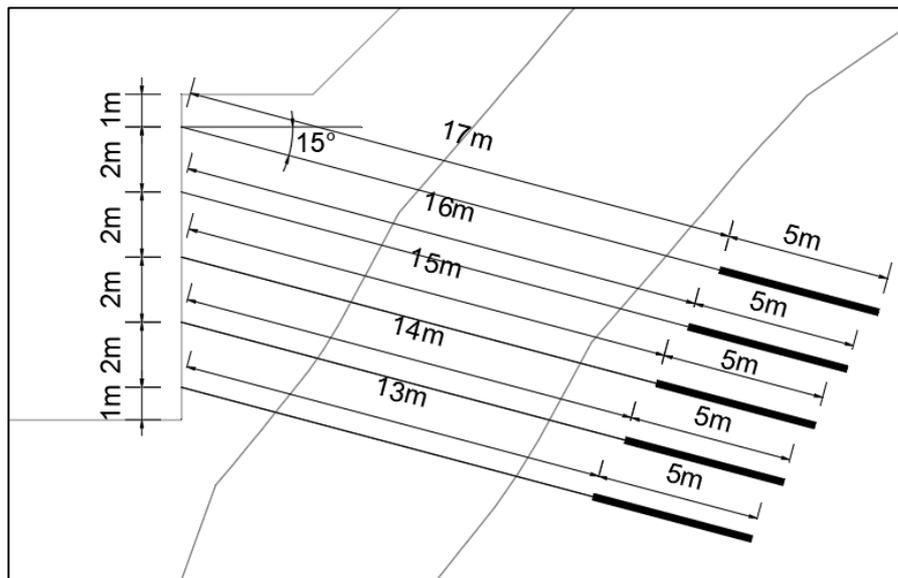
Para o tirante escolhido, a aderência necessária entre o bulbo e a rocha é de:

$$q_s = \frac{(350 * 1,75)kN}{\pi * 0,18m * 5m} = 216,62 kPa$$

Conforme calculado anteriormente e segundo a Tabela 2, para uma rocha solta a aderência é da ordem de 300 a 1000 kPa, ou seja, a ancoragem adotada é satisfatória.

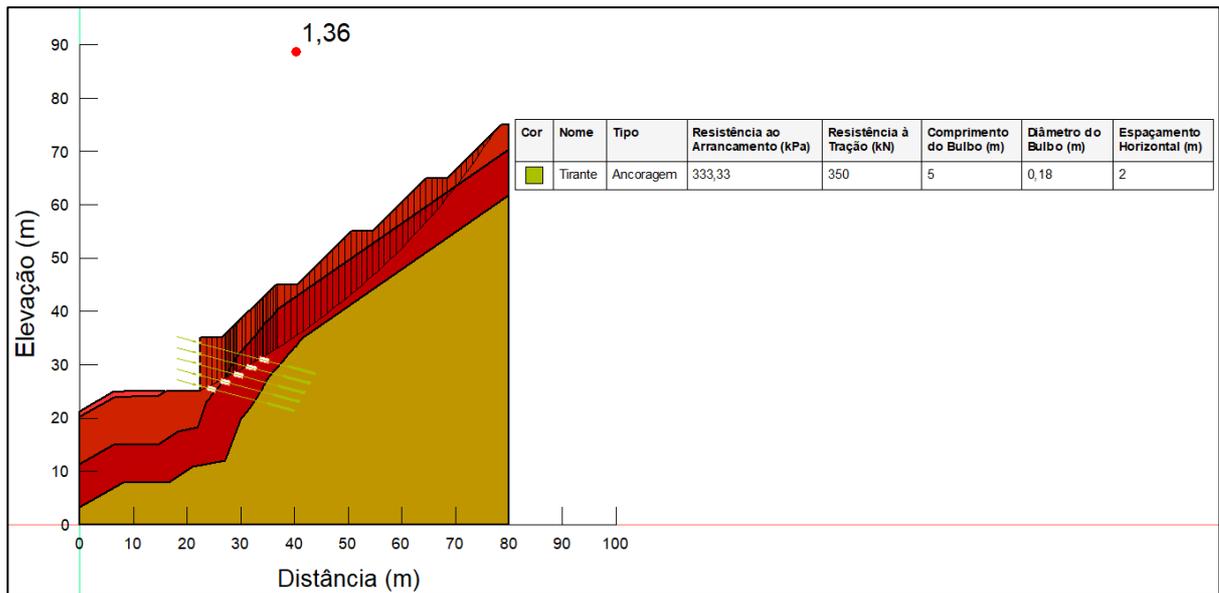
A profundidade do tirante é determinada pela distância do bulbo em relação à linha de ruptura, neste caso, $(0,15).H$, onde H representa a altura do corte. Como o corte do terreno apresenta uma altura de 10 metros, logo, a distância entre o bulbo e a linha de ruptura é de no mínimo 1,5 metros. Respeitando essa profundidade e o comprimento ancorado de 5m na camada do granito, os comprimentos totais podem ser verificados na Figura 51, seguido do resultado da análise de estabilidade (Figura 52).

Figura 51 - Projeto da cortina atirantada para km 21.9



Fonte: Autora (2024).

Figura 52 - Fator de segurança da alternativa 1 para km 21.9



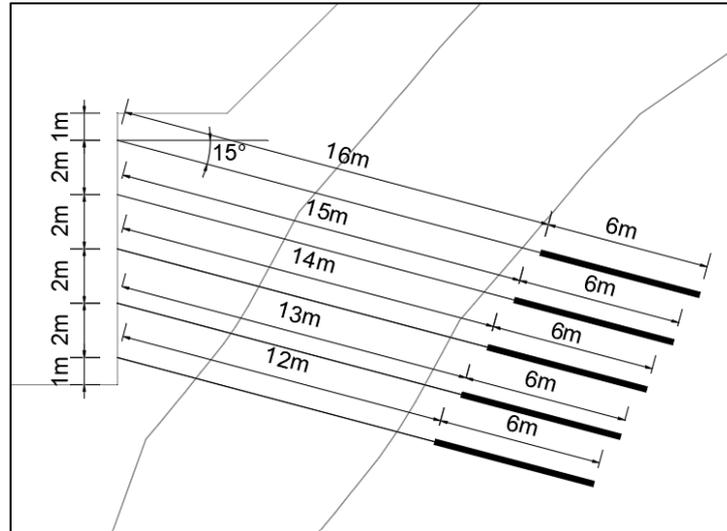
Fonte: Autora (2024).

Tendo em vista que o resultado da análise de estabilidade da alternativa 1 não atendeu o fator de segurança mínimo exigido pela norma, a seguir, apresenta-se uma alternativa, com tirantes permanentes do tipo monobarra SAS 950/1050 de $\varnothing 40\text{mm}$ (Anexo A).

4.2.3. Alternativa 2 (Cortina Atirantada com tirantes $\varnothing 40\text{mm}$, $S_v=S_h=2,0\text{m}$)

Para essa alternativa, manteve-se a geometria da alternativa 1, com alteração apenas nos parâmetros dos tirantes. A carga de trabalho do tirante permanente do tipo monobarra SAS 950/1050 de $\varnothing 40\text{mm}$ é de 614kN. A fim de escolher um tirante que possua uma carga de trabalho inferior a capacidade admissível de carga do bulbo, o comprimento do trecho ancorado passou a ser de 6m.

Figura 53 - Projeto de cortina atirantada com alterações para km 21.9



Fonte: Autora (2024).

Logo,

$$D_e = \alpha * D_p$$

$$D_e = 1,2 * 0,15m$$

$$D_e = 0,18m$$

$$T_l = \pi * D_e * L_b * q_s$$

$$T_l = \pi * 0,18m * 6m * 333,33kN/m^2$$

$$T_l = 1130,96kN$$

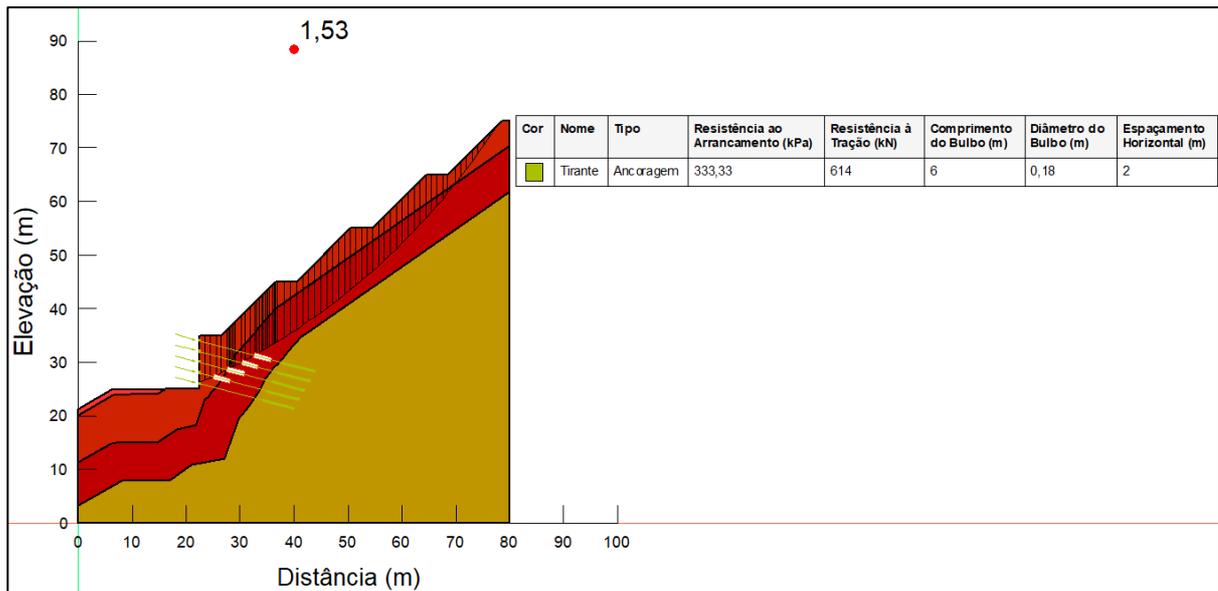
$$\frac{T_l}{1,75} = T_{adm} = 646,27kN$$

Para o tirante, a aderência necessária entre o bulbo e a rocha é de:

$$q_s = \frac{(614 * 1,75)kN}{\pi * 0,18m * 6m} = 316,69 kPa$$

Conforme calculado e segundo a Tabela 2, para uma rocha solta a aderência é da ordem de 300 a 1000 kPa, ou seja, a ancoragem permanece sendo satisfatória. À seguir, apresenta-se o resultado da análise de estabilidade para essa proposta.

Figura 54 - Fator de segurança da alternativa 2 para km 21.9



Fonte: Autora (2024).

4.2.4. Alternativa 3 (Solo Grampeado, CA-50 ϕ 32mm)

A terceira alternativa apresenta um retaludamento com inclinação do talude de 60° , face de 10m, com duas banquetas de 4m. Para o pré-dimensionamento dos grampos foram seguidas as recomendações da literatura descrita no item 2.7.2.2. Após diversas simulações, foram definidas as seguintes especificações:

- O espaçamento vertical e horizontal será de 1,25m, com 8 linhas de grampos em cada face de inclinação do talude;
- O espaçamento do topo do talude até a primeira fileira de grampos é de 0,60m;
- O espaçamento entre a última fileira de grampos e o pé do talude é de 0,65m;
- A inclinação dos grampos é de 15° em relação a horizontal;
- O comprimento da primeira face de inclinação é de 11m, e nas outras duas faces devido a maior profundidade da superfície de ruptura o comprimento será de 20m.

Conforme as características do solo com menor valor de N_{spt} , neste caso, a areia fina, média e grossa com argila e silte, avermelhada, pouco compacta, com N_{spt} igual a 10, a resistência de arrancamento (q_s), pode ser obtida conforme Equação 12 proposta por Ortigão e Palmeira (1997):

$$q_s = 67 + 60 \times \ln N_{spt}$$

$$q_s = 67 + 60 \times \ln 10$$

$$q_s = 205,15 \text{ kPa}$$

A tensão admissível de aderência empregada no projeto foi determinada para um fator de segurança igual a 1,75, logo,

$$q_{sadm} = \frac{205,15}{1,75}$$

$$q_{sadm} = 117,23 \text{ kPa}$$

Os grampos escolhidos são CA-50 de $\varnothing 32\text{m}$ de seção plena, com carga de ensaio de 360 kN e carga de trabalho de 200 kN (Figura 25), e o diâmetro de perfuração definido em 0,1m. Considerando o menor comprimento dos grampos, tem-se que:

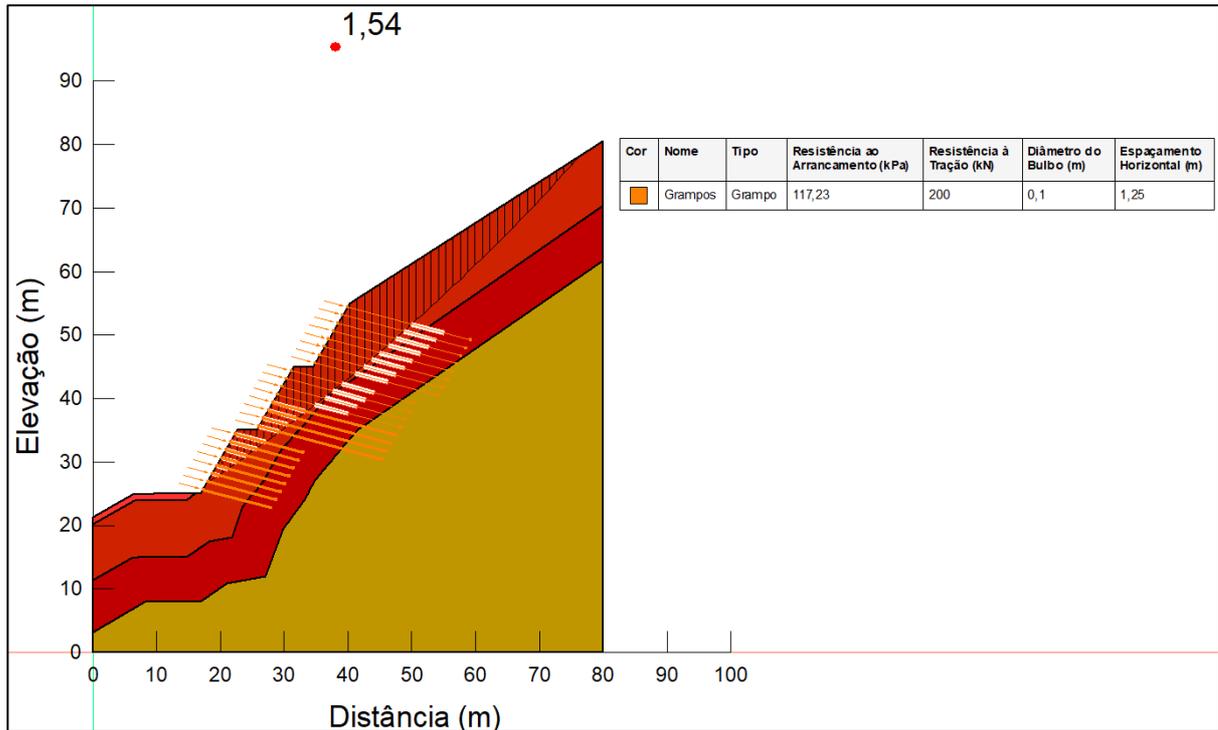
$$q_s = \frac{T_{m\acute{a}x}}{\pi * \varnothing_{furo} * L}$$

$$q_s = \frac{360}{\pi * 0,1 * 11}$$

$$q_s = 104,18 \text{ kPa}$$

Deve-se garantir uma aderência entre o grampo e o solo de no mínimo 104,18kPa, e como calculado anteriormente, conforme literatura, se pode conferir que para solo composto de areia fina, média e grossa com argila e silte com média de 10 golpes no SPT, a aderência é de 117,23kPa, ou seja, é satisfatório para o grampo utilizado. Á seguir, apresenta-se o resultado da análise de estabilidade para essa proposta.

Figura 55 – Fator de segurança da alternativa 3 para km 21.9



Fonte: Autora (2024).

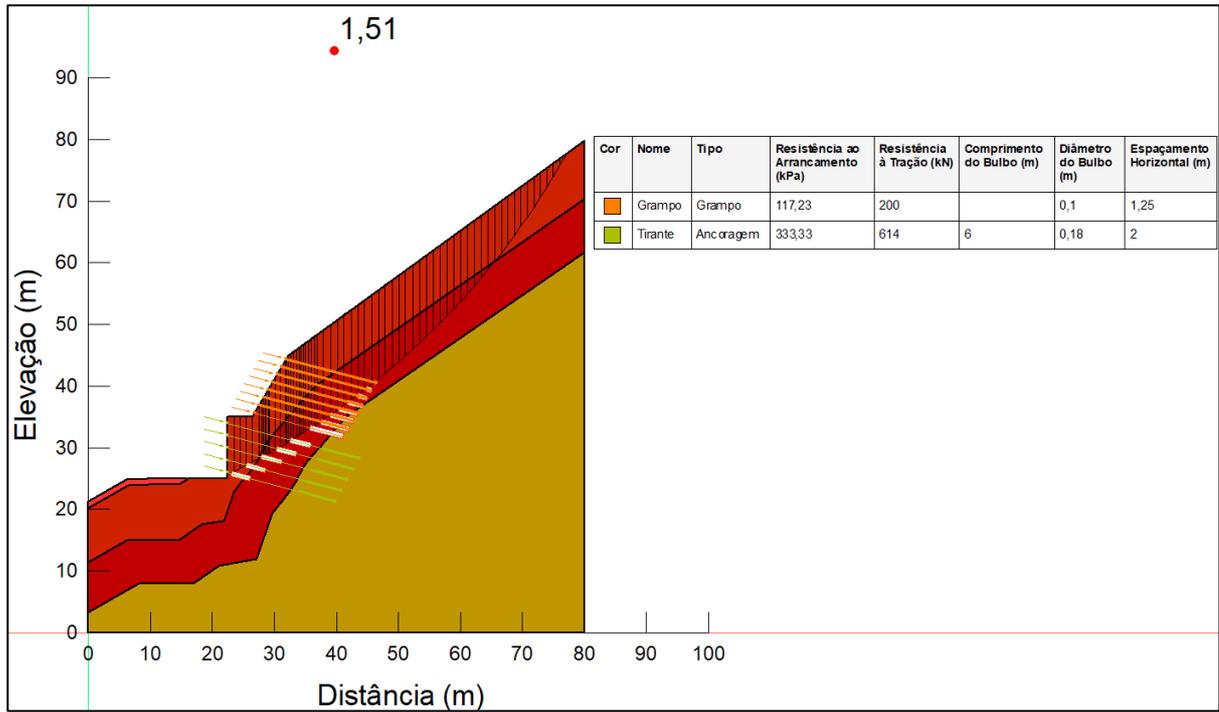
4.2.5. Alternativa 4 (Cortina Atirantada + Solo Grampeado)

Foi sugerida uma solução mista de cortina atirantada e solo grampeado. A altura da cortina atirantada foi mantida em 10m e pré-dimensionamento dos tirantes será mantido o apresentado na alternativa 2, com tirantes permanentes do tipo SAS 950/1050 de $\varnothing 40\text{mm}$, com carga de trabalho de 614kN, distanciados a cada 2,00m tanto horizontalmente quanto verticalmente e comprimento de ancoragem definido em 6m.

Acima da banquetta de 4m, foram aplicados grampos na região retaludada com inclinação de 60° da face de 10m. O pré-dimensionamento dos grampos foi mantido o apresentado na alternativa 3, sendo do tipo CA-50 de $\varnothing 32\text{mm}$, com carga de trabalho de 200kN, espaçamento horizontal e vertical de 1,25m e comprimento total de 15m. Como houve aumento no comprimento dos grampos, a aderência necessária entre o grampo e o solo permanece sendo menor do que a aderência que o solo apresenta.

A seguir, apresenta-se o resultado da análise de estabilidade para essa proposta.

Figura 56 - Fator de segurança da alternativa 4 para km 21.9



Fonte: Autora (2024).

5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo, é realizado um comparativo técnico dos resultados obtidos das análises de estabilidade das propostas de contenção, tais resultados encontram-se resumidos nos Quadros 7 e 8. Em seguida, fez-se uma análise econômica para comparar os custos associados à técnica empregada pela empresa, que consistiu no retaludamento, com os custos estimados para implementar as alternativas de contenção consideradas viáveis.

Quadro 7 - Resumo das alternativas para km 12.5

Solução	Especificação técnica	Alternativa	FS calculado	FS mín.
Retaludamento (Executado)	1H:1V e a cada 8m a criação de banquetas de 4m	-	1,38	1,50
Cortina atirantada + retaludamento	<u>Tirantes:</u> Dywidag ST 85/105 \varnothing 32mm Sv = Sh = 2,0m <u>Retaludamento:</u> 1H:1V e a cada 10m a criação de banquetas de 4m	1	1,45	
Cortina atirantada + retaludamento	<u>Tirantes:</u> Dywidag ST 85/105 \varnothing 32mm Sv = 2,0m Sh = 1,75m <u>Retaludamento:</u> 1H:1V e a cada 10m a criação de banquetas de 4m	2	1,50	
Solo grampeado	<u>Grampos:</u> CA-50 \varnothing 32mm Sv = Sh = 1,25m	3	1,50	
Cortina + Solo grampeado	<u>Tirantes:</u> Dywidag ST 85/105 \varnothing 32mm Sv = 2,0m Sh = 1,75m <u>Grampos:</u> CA-50 \varnothing 32mm Sv = Sh = 1,25m	4	1,50	

Fonte: Autora (2024).

Quadro 8 - Resumo das alternativas para km 21.9

Solução	Especificação técnica	Alternativa	FS calculado	FS mín.
Retaludamento (Executado)	1H:1V e a cada 8m a criação de banquetas de 4m	-	1,24	1,50
Cortina atirantada + retaludamento	<u>Tirantes:</u> Dywidag ST 85/105 \varnothing 32mm Sv = Sh = 2,0m <u>Retaludamento:</u> 1H:1V e a cada 10m a criação de banquetas de 4m	1	1,36	
Cortina atirantada + retaludamento	<u>Tirantes:</u> SAS 950/1050 \varnothing 40mm Sv = 2,0m Sh = 2,0m <u>Retaludamento:</u> 1H:1V e a cada 10m a criação de banquetas de 4m	2	1,53	
Solo grampeado	<u>Grampos:</u> CA-50 \varnothing 32mm Sv = Sh = 1,25m	3	1,54	
Cortina + Solo grampeado	<u>Tirantes:</u> SAS 950/1050 \varnothing 40mm Sv = 2,0m Sh = 2,0m <u>Grampos:</u> CA-50 \varnothing 32mm Sv = Sh = 1,25m	4	1,51	

Fonte: Autora (2024).

5.1. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DO KM 12.5

Após as análises, percebe-se que as alternativas 2, 3 e 4 alcançaram o fator de segurança exigido pela norma. A alternativa 1, embora próximo, não atingiu o fator de segurança mínimo e comparado às outras propostas foi a que apresentou o fator de segurança mais próximo ao obtido na análise da técnica de retaludamento executado. Isso reflete, que nem sempre a solução mais robusta, ou seja, aquela que envolve a aplicação de ancoragens, é necessariamente a melhor opção. Embora, outras variáveis como custo, tempo, recursos disponíveis e a importância da segurança para o projeto em questão devem ser avaliadas.

Quanto ao retaludamento executado, entende-se que um fator de segurança de 1,38 pode ser aceitável dependendo do contexto do projeto e das tolerâncias de risco envolvidas. No entanto, a presença de rupturas locais indica que mesmo com um fator de segurança aparentemente aceitável, ainda existem áreas do talude que estão sujeitas a instabilidade. Isso fica evidenciado na Figura 57, através de imagens

capturadas por drones após retaludamento executado na ocorrência tratada em questão.

Figura 57 - Rupturas locais no retaludamento executado



Fonte: Adaptado de Monteiro (2017).

Analisando as alternativas que atingiram o fator de segurança mínimo, a alternativa 2 apresenta uma proposta combinada de cortina atirantada e retaludamento, a alternativa 3 propõe solo grampeado e a alternativa 4 a solução mista de cortina atirantada e solo grampeado. Ambas são opções viáveis de contenção, nas quais suas implementações devem prezar pela segurança estrutural, otimização de custos, duração por toda a vida útil da obra e pelo menor impacto ambiental possível.

Embora o retaludamento, seja uma técnica relativamente simples e direta ao implantar, que não requer mão de obra específica e utiliza equipamentos comuns, sua aplicação implica na movimentação de um grande volume de terra. Cita-se também a necessidade de maiores áreas licenciadas para bota-fora que em regiões montanhosas e com área de preservação ambiental não se encontram facilmente disponíveis. Além disso, esse processo resulta em impactos significativos sobre a biodiversidade e a paisagem circundante. Logo, a adoção dessa técnica combinada a cortina atirantada (alternativa 2) não será considerada para fins de análise econômica.

Na alternativa 3, a estabilização é garantida por meio da técnica de solo grampeado que envolve basicamente as etapas de escavação, introdução dos grampos CA-50 de $\varnothing 32\text{mm}$ e o jateamento de concreto. A implantação dessa técnica, ao contrário do que foi executado, não demanda grandes alterações na topografia existente e sua viabilidade é favorecida pela sua capacidade de adaptação a diferentes inclinações do maciço, bem como o uso de equipamentos leves, de fácil transporte e manuseio.

As desvantagens ao aplicar essa solução, seria o impacto visual negativo, e o custo elevado referente à quantidade e comprimento dos grampos necessários. Ressalta-se que a fixação junto ao concreto projetado deve ser realizada mediante o uso de placas e porcas, a fim de garantir a integridade estrutural do aço. Ainda, é essencial a aplicação de medidas de proteção contra corrosão, tais como pintura eletrolítica e resinas epóxi e outras recomendações da NBR16960-2, bem como garantir que não haja o uso de cimentos agressivos à armação do grampo na fase de preenchimento da bainha. Cita-se também a necessidade de deformação do solo para que os grampos possam atuar, no entanto, para o caso de talude rodoviários essa deformação não é significativa, tal preocupação é mais relevante em áreas urbanas, onde a integridade de estruturas próximas pode ser afetada.

Para alternativa 4, foi proposta a solução mista de cortina atirantada e solo grampeado. Da mesma forma que a alternativa 3, essa técnica também mantém a área útil do terreno, não havendo grandes alterações na topografia existente. Em contrapartida, ao implantar duas técnicas distintas de estabilização, adiciona complexidade ao projeto, uma vez que, envolve materiais e mão de obra diferentes. A utilização de tirantes por si só, requer um serviço especializado, com uma equipe bem treinada, equipamentos, técnicas e sistemas de controle mais avançados comparado as outras propostas de contenção. O fato dos tirantes oferecerem uma capacidade de carga maior do que os grampos, a necessidade de protensão, a exigência de ensaios em todos os tirantes com cargas superiores ao projetado são exemplos do que faz esse tipo de contenção ser mais cara.

Os tirantes permanentes escolhidos são do tipo barra Dywidag ST 85/105, que são fixadas na parede de concreto por meio de placas e porcas de ancoragem. Conforme fornecedor, as barras de aço podem ter até 12 metros de comprimento, sendo necessário utilizar luvas de emenda quando excedam esse comprimento. É fundamental garantir que no trecho livre, não ocorra aderência entre o aço e a calda

de cimento, a fim de garantir a efetividade na transferência dos esforços de tração aplicado na cabeça para o bulbo. Para tanto, recomenda-se revestir o aço com material que o isole da calda, tal como, graxa, tubo ou mangueira de plástico. Ainda, medidas de proteção à corrosão dos elementos estruturais devem ser tomadas, sendo que a escolha do tipo de proteção deve seguir as recomendações da NBR5629:2018, nas quais leva em conta a agressividade do meio.

5.2. ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS DO KM 21.9

Para essa ocorrência, foi proposto quatro alternativas, nas quais, apenas três delas alcançaram o fator de segurança mínimo, sendo elas, a alternativa 2, 3 e 4. Quanto ao retaludamento executado, percebe-se que o fator de segurança atingido de 1,24, em termos de segurança de projeto, não seria a melhor opção. Embora tenha sido implantado a mesma proposta de retaludamento, de 1H:1V com criação de bermas a cada 8m, a diferença do valor comparado a ocorrência anterior, se dá devido a diferença das propriedades das camadas de solo e suas profundidades.

Na análise da técnica executada, percebe-se que para ambas as ocorrências, a superfície de ruptura abrange principalmente a terceira camada de solo definida no tópico 3.3 (Figura 42 e Figura 50). Se compararmos as propriedades dos solo definidas para essas camadas no tópico 3.5, tem-se que a diferença está na coesão, sendo que para o km 12.5 é de 5kPa e para o km 21.9 de 2kPa. Logo, conforme esperado, o fator de segurança é maior para solos com maiores valores de coesão. Essa influência no fator de segurança não acontece somente para essa técnica, as alternativas de contenção também tiveram de ser mais robustas para garantir a estabilidade adequada.

Na Figura 58, apresenta-se uma captura por drone do retaludamento executado. Percebe-se que diferente da ocorrência anterior, por mais que tenha apresentado um fator de segurança de 1,24 não há rupturas locais visíveis. Ainda, em alguns pontos é possível visualizar a existência de material rochoso em baixa profundidade. Logo, por não haver investigações geotécnicas suficientes e os parâmetros do solo, como peso específico e ângulo de atrito serem definidos por correlações empíricas a partir do N_{spt} considerando sempre a pior situação, coloca-se em pauta a necessidade de uma retroanálise. Essa retroanálise seria fundamental

para uma compreensão mais precisa das propriedades do solo e por sua vez, uma avaliação mais precisa da estabilidade da área.

Figura 58 - Retaludamento executado no km 21.9



Fonte: Adaptado de Monteiro (2017).

Quanto à alternativa 1, de forma similar ao que acontece no km 12.5, não necessariamente a solução mais robusta é a melhor opção. Observa-se que mesmo propondo uma cortina atirantada e retaludamento o fator de segurança foi de 1,36. Os tirantes escolhidos, do tipo Dywidag ST 85/105 de $\varnothing 32\text{mm}$, como na proposta da ocorrência anterior, inicialmente foram propostos, por serem tirantes convencionalmente utilizados em obras de contenção no Brasil. No entanto, para esse caso, as expectativas não foram atendidas, além disso, conforme cálculos realizados no item 4.2.2, o tirante escolhido não está utilizando a potencial capacidade de aderência que a rocha pode oferecer, indicando que essa opção não é a mais viável. Logo, na alternativa 2, foi mantida a geometria, porém foi utilizado um tirante com uma carga de trabalho maior, do tipo SAS 950/1050 de $\varnothing 40\text{mm}$, resultando em um fator de segurança de 1,53.

As considerações realizadas no tópico anterior sobre as propostas de contenção que envolvem solo grampeado e cortina atirantada, bem como a desconsideração de análise econômica das alternativas que envolvem o retaludamento continuam válidas para essa ocorrência. Porém, ressalta-se que as propostas tiveram de ser mais robustas, no que tange, ao comprimento e quantidades dos reforços bem como a carga de trabalho necessária para os tirantes. Percebe-se que na alternativa que envolve somente solo grampeado (alternativa 3), para alcançar

um fator de segurança de 1,54, foi necessário adotar 8 linhas de grampos CA-50 de Ø32mm com comprimentos de 11m para a primeira face e 20m para as outras duas faces. E para a alternativa 4, realizou-se a combinação da alternativa 2 e a 3, mantendo os espaçamentos verticais e horizontais bem como tipos de tirantes e grampos.

5.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS DA MELHOR SOLUÇÃO

A partir das considerações realizadas anteriormente, a seguir apresenta-se no Quadro 9, um comparativo simplificado de custos das alternativas propostas com a executada. As composições foram retiradas do SICRO/2024 Paraná e de orçamentos de obras de contenção realizadas no Brasil (Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal – DER/DF, 2019), (Departamento de Estradas de Rodagem do Espírito Santo – DER/ES, 2019). Os orçamentos encontram-se no Anexo H desse trabalho.

Ressalta-se que não foram considerados na análise de custos do retaludamento executado, os gastos associados às manutenções subsequentes as rupturas locais ocorridas após a conclusão da obra. Essa omissão deve-se à ausência de informações detalhadas sobre as intervenções corretivas realizadas pela empresa, tais como, volume de solo a ser recuperado. Por sua vez, foi considerado a distância média de transporte de 5KM para a ocorrência do km 21,9, com bota-fora localizado na proximidade do município de Tunas de Paraná e de 8KM para a ocorrência do km 12,5 com bota-fora localizado na proximidade do município de Adrianópolis.

Quadro 9 - Comparativo de custos

Ocorrência	Solução	Alternativa	Valor Total
Km 12.5	Retaludamento	Executado	R\$ 1.064.410,33
	Solo Grampeado	3	R\$ 2.620.918,64
	Cortina Atirantada + Solo Grampeado	4	R\$ 3.855.072,06
Km 21.9	Retaludamento	Executado	R\$ 923.444,25
	Solo Grampeado	3	R\$ 4.169.282,94
	Cortina Atirantada + Solo Grampeado	4	R\$ 7.602.157,97

Fonte: Autora (2024).

Percebe-se que pelos resultados apresentados no Quadro 9, a solução de retaludamento se mostra a mais econômica, porém, como já mencionado, não foram considerados gastos associados às manutenções que foram necessárias após a execução da obra. Além disso, também não foram considerados drenagem, mão de obra e nem os custos associados ao licenciamento ambiental.

As alternativas de obras de contenção, por sua vez, apresentam um custo mais elevado. Porém, destaca-se, que o dimensionamento de solo grampeado e cortina atirantada considerou condições críticas relacionadas a resistência ao cisalhamento da interface solo-ancoragem. Logo, ressalta-se a necessidade de realizar ensaios de arrancamento, para trabalhar com valores reais e assim otimizar projetos e diminuir custos.

6. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo propor alternativas de contenção para a estabilização de dois taludes localizados nos km 12.5 e km 21.9, da rodovia BR-476/PR e apresentar um comparativo técnico e econômico com a proposta de retaludamento já existente. Para isso, a partir de levantamento de informações pré-existentes, relatórios de sondagens e resultados de ensaio de laboratório, criou-se um modelo geotécnico representativo da seção crítica de cada ocorrência.

Devido à exigência de altos níveis de segurança nas condições de projeto, as análises de estabilidade de taludes foram feitas por meio de simulações no programa Slope/W, pacote do software Geostudio 2023, utilizando o método rigoroso de Morgenstern e Price (1965). Esta escolha se justificou pela sua reconhecida precisão nos resultados, uma vez que todas as equações de equilíbrio de forças e momentos são atendidas.

Por ser uma obra emergencial, foram realizadas apenas sondagens mistas e não foi realizada uma quantidade suficiente de ensaios de laboratório para definir com precisão os parâmetros de resistência do solo. Por consequência, os mesmos foram definidos por meio de correlações empíricas, considerando sempre a situação mais crítica, que embora, possa ser uma abordagem útil em circunstâncias limitadas, essas limitações levam a representações que não necessariamente refletem a condição real do talude. Como resultado, os fatores de segurança calculados são afetados, levando a uma avaliação potencialmente conservadora ou subestimada da estabilidade do talude. Isso fica evidenciado na ocorrência do km 21.9, em que pelas Figuras 33 e 58 percebe-se que há material rochoso em baixa profundidade, no entanto, devido aos critérios já mencionados, foram considerados fragmentos de rocha alterada somente a partir de 10m de profundidade.

O conservadorismo pode ser evidenciado também nos resultados das análises de estabilidade do retaludamento. Percebe-se que para ambas as ocorrências, os fatores de segurança estão abaixo do mínimo. No entanto, embora tenha se apresentado registros fotográficos de rupturas locais, como é o caso do km 12.5, a técnica executada permanece sem apresentar rupturas significativas até o presente momento conforme pode-se observar nas imagens capturadas durante uma visita técnica realizada no dia 25.05.2024 (Anexo I). Isso sugere, que talvez os

parâmetros de resistência do solo definidos tenham sido muitos conservadores. Tal aspecto, reflete a importância de se realizar ensaios de laboratório, investigações geotécnicas e ensaios auxiliares em campo, bem como uma retroanálise, permitindo uma revisão dos dados, dos métodos de análises utilizados e a validação dos resultados obtidos.

Para o pré-dimensionamento de tirantes e grampos foram utilizados ábacos para determinar valores aproximados de q_s . O ideal é que sejam realizados ensaios de arrancamento para se obter valores mais precisos de q_s , porém, por questões de custos, tempo bem como, a confiabilidade na literatura devido ao refinamento e desenvolvimento a longo prazo em dados empíricos e experiências práticas, opta-se por utilizar os ábacos. Ressalta-se também a importância da injeção em estágios múltiplos, uma vez que, possibilita a realização de reinjeções, garantindo uma melhor aderência entre o reforço e o solo circundante, tornando o processo mais eficiente, controlável e seguro.

A definição de altura da cortina, inclinação do talude para solo grampeado, espaçamentos verticais e horizontais e comprimento dos reforços foi baseada em normas vigentes, recomendações da literatura, viabilidade de execução e em dados geométricos de obras de contenção já realizadas no Brasil. Quanto aos ajustes necessários relacionados ao comprimento, espaçamento e tipo de reforço foi com base no pré-dimensionamento e nos resultados de simulações de estabilidade realizadas no programa.

A partir dos resultados das análises de estabilidade, conclui-se que, as estruturas de contenção propostas são satisfatórias frente aos fatores de segurança estabelecidos pela NBR11682:2009. No entanto, percebe-se que a solução em solo grampeado, comparada à solução mista se mostra mais econômica, em ambas as ocorrências. Logo, além da solução mista ser mais cara, ela adicionaria complexidade ao projeto, portanto, é possível eleger do ponto de vista técnico e econômico, a alternativa 3, como a proposta que melhor desempenharia o reforço do maciço de solo.

Comparando a solução de solo grampeado com as técnicas de retaludamento executadas, constata-se que do ponto de vista econômico, o retaludamento é menos dispendioso, porém, é uma técnica que envolve uma grande movimentação de terra, resultando em impactos ambientais significativos. Ademais, por se tratar de regiões serranas, o transporte do material escavado atrelado à distância do bota-fora

representam condições desafiadoras. Outro aspecto, é que o retaludamento envolve a modificação física do talude, processo pelo qual pode ser mais suscetível a erosão, especialmente em condições climáticas adversas, exigindo medidas adicionais de controle e manutenção para garantir a estabilidade a longo prazo. Logo, embora o solo grampeado apresente um custo mais elevado, os benefícios em termos de logística e minimização dos impactos ambientais podem compensar o investimento adicional.

Neste trabalho foi possível perceber que a escolha correta da solução a ser empregada, envolve muitas variáveis, tais como, local da obra, tipo de solo e seus parâmetros de resistência, custo e impactos ambientais. Por via das vezes, o custo da obra pode não ser o fator definidor, devendo-se fazer uma análise apurada das opções que o mercado oferece e analisando os parâmetros que influenciam nas questões econômicas, construtivas, ambientais e sociais.

6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar um estudo da interferência do processo de drenagem nas alternativas propostas;
- Elaborar um estudo econômico detalhado de cada uma das soluções considerando todas as composições SICRO/2024 e suas respectivas manutenções;
- Realizar uma retroanálise com novos parâmetros de resistência do solo para verificação da influência no fator de segurança.

REFERÊNCIAS

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A.; ZIRLIS, A. C.; Reforço do terreno. *In*: HACHICH, W. *et al.* **Fundações**: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1998. p. 641-692.

AGÊNCIA GOIANA DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **Terraplenagem: cortes**. Disponível em: https://www.goinfra.go.gov.br/arquivos/arquivos/Normas/TERRAPLENAGEM/3_TER_RAPLENAGEM_CORTES_E.pdf. Acesso em: 21 abr. 2023.

ALHEIROS, M. M.; SOUZA, M. A.; BITOUN, J.; MEDEIROS, S. M.; JÚNIOR, W. M. **Manual de ocupação de morros na região metropolitana de Recife**. Recife: Fundação de Desenvolvimento Municipal, 2003.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1983.

ARAÚJO, C. B. C.; MENDES, A. J.; MONTEIRO, L. M.; GOMES, J. K. Análise comparativa da estabilidade de taludes nas condições saturada e não saturada. *In*: XII CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, **Anais [...]** Florianópolis, 2 a 4 de novembro de 2017. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/321137591_Analise_Comparativa_da_Estabilidade_de_Taludes_nas_Condicoes_Saturada_e_Nao_Saturada. Acesso em: 21 maio 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**. Estabilidade de encostas. 2. ed. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16920-2**. Muro e taludes reforçados parte 2: solos grampeados. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**. Execução de tirantes ancorados no terreno – projeto e execução. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**. Tirantes ancorados no terreno – projeto e execução. 3. ed. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS DEPARTAMENTOS ESTADUAIS DE ESTRADAS DE RODAGEM (ABDER). **Drenagem de rodovias**. Disponível em: <https://www.abder.org.br/wp-content/uploads/2021/12/parte-ii.pdf>. Acesso em: 21 abr. 2023.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológica, geotécnica voltada à estabilização de encosta: uma proposta metodológica. *In*: 1a CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, **Anais [...]** Rio de Janeiro, p. 721-733. Disponível em: <https://scholar.google.com/scholar?cluster=4384620661579513688&hl=en&oi=scholar>. Acesso em: 21 abr. 2023.

BITTENCOURT, D. **Estabilidade de taludes**: Notas de Aula. Disciplina Geotecnia III, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiás. 2016.

CALDAS, J.; MACHADO, A. Com quase 3 mil pontos, SC tem o maior número de área de risco para desastres do Brasil diz estudo. **G1, Globo**. 25/02/2023. Disponível em: <https://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2023/02/25/com-quase-3-mil-pontos-sc-tem-o-maior-numero-de-areas-de-risco-para-desastres-do-brasil-diz-estudo.ghtml>. Acesso em: 13 abr. 2023.

CAMPELLO, I. C. **Abordagem probabilística aplicada ao estudo da variabilidade geotécnica dos solos**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2020.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987.

CARVALHAIS, R. M.; MORAES, N. A.; SILVA, H. F.; BERNARDES, I. M. **Deslizamento de encostas devido a ocupações irregulares**. Brazilian Journal of Development, v. 5, n. 7, p. 9765-9772, jul. 2019.

CINTRA, J.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES (CNT). **Pesquisa CNT de Rodovias**. Brasília: CNT, 2021. Disponível em: <https://www.cnt.org.br/agencia-cnt/situacao-rodovias-brasileiras-afeta-desenvolvimento-socioeconomico>. Acesso em: 15 mar. 2023.

CONTI, A. **Desenvolvimento de um modelo matemático transiente para previsão de escorregamentos planares em encostas**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2012.

CRUZ, A. V. **Estradas vicinais: abordagem pedológica, geotécnica, geométrica e de serventia de dois trechos rodoviários não pavimentados no campus da ufvmg**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2005.

DAS, B. M. **Fundamento de engenharia geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO (DER/SP). **Taludes de rodovias**: Rodovias: Orientação para diagnóstico e solução de seus problemas, 1991. Disponível em: <http://www.der.sp.gov.br/WebSite/Documentos/Geotecnia.aspx>. Acesso em: 21 abr. 2023.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO DISTRITO FEDERAL (DER/DF). **Relatório de orçamento implantação de contenção do talude na rodovia DF-051**, 2019. Arquivos da autora.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESPÍRITO SANTO (DER/ES). **Estabilidade de taludes com solo grampeado: tirantes e concreto projetado na rua Átila Vivacqua, entre os números 458 e 542, no centro de presidente Kennedy – ES**, 2019. Arquivos da autora.

DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES ADMINISTRAÇÃO RODOVIÁRIA FEDERAL. **Soil nail walls reference manual**, 2015. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi14007.pdf>. Acesso em: 10 maio 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Diagnóstico final das soluções de contenção e estabilização de taludes na rodovia BR-476/PR**, 2016. Arquivos da autora.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Relatórios SICRO Paraná**, 2024. Arquivos da autora.

DESAI, C.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. United States of America: McGraw Hill Book Company, 1977.

DUTRA, V. **Contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

FEIJÓ, R. L. **Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Setor de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FERREIRA, J. L. F. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2012.

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO. Classificação de maciços rochosos. *In: Geologia da engenharia*. Cap. 5. Disponível em: https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap_5_GE.pdf. Acesso em: 5 abr. 2024.

FIORI, A.P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. Curitiba: Ed. UFPR, 2009.

G1 Paraná e RPC. **Deslizamento de terra interdita BR-376 em Guaratuba diz concessionária**. 28/11/2022. Disponível em: <https://g1.globo.com/pr/parana/noticia/2022/11/28/deslizamento-de-terra-interdita-br-376-diz-concessionaria.ghtml>. Acesso em: 13 abr. 2023.

GEORIO. **Manual técnico de encostas: ancoragens e grampos**. Rio de Janeiro: Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, 1999.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções**: teoria e aplicações em obras. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GOMES, C. L. R. **Retroanálise em estabilidade de taludes em solo**: metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

GOOGLE EARTH. **Mapa do relevo na área 22 J 702514.53 E 7259981.24 S**. Imagem obtida em 15 maio 2024.

GUIDICINI G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1984.

HEIDEMANN, M. **Estabilidade de encostas e taludes**: Notas de Aula. Disciplina Mecânica dos solos, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. 2022a.

HEIDEMANN, M. **Resistência ao cisalhamento**: Notas de Aula. Disciplina Mecânica dos solos, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. 2022b.

HEIDEMANN, M. **Medidas de estabilização de taludes e escavações**: Notas de Aula. Disciplina Mecânica dos solos, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville. 2022c.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **O manual de deslizamento**: um guia para a compreensão de deslizamentos. Reston: Geological Survey Circular 1325, 2008.

HYPOLITO, L. C. B. **Relações empíricas para estimativa da resistência ao arrancamento de ancoragens**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

LAZARTE, C. A.; ROBINSON, H.; GÓMEZ, J. E.; BAXTER, A.; CADDEN, A.; BERG, R. **Soil Nail Walls – Reference manual**. Geotechnical Engineering Circular no. 7, Report nº FHWA-NHI-14-007. Washington, 2015. 425 p.

LEÃO, M.; PAIVA, G. V. **Mecânica dos solos avançada e introdução a obras de terra**. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A, 2018.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaise**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

MACCAFERRI. **Obra de contenção**: manual técnico. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda., 2013.

MASSAD, F. **Obras de terra**: curso básico de geotecnia. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MEIRELES, A. B.; MARTINS, J. G. **Fundações e contenção lateral de solos: execução de cortinas de estacas.** Disponível em: https://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17413/material/Cortinas%20de%20Estacas_web.pdf. Acesso em: 02 fev. 2024.

MIKOS, A. P.; CAETANO, M. C.; ROEDEL, L.; FARO, V. P. Estudo das manifestações patológicas em solo grampeado e cortina atirantada. **Revista Técnico-Científico do Crea-PR**, Paraná, n. 2, p. 01-13, set. 2017.

MONTEIRO, F. F.; CARNEIRO, A. A.; MATOS, Y. M.; ALELVAN, G. M. Análise probabilística e determinística da estabilidade de taludes em barragem de terra do estado do Ceará. *In: GEOCENTRO, Anais [...]* Goiânia, 9 a 11 de Novembro de 2017. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/336856226_Analise_Probabilistica_e_Deterministica_da_Estabilidade_de_Taludes_em_Barragem_de_Terra_do_Estado_do_Ceara. Acesso em: 10 jun 2023.

MONTEIRO, P. **Castilho engenharia.** Youtube, 19 jan. 2017. Vídeo color. 03'19". Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=4QDRelxv-Vc&t=40s>. Acesso em: 20 maio 2024.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

OLIVEIRA, A. M. S., BRITO, S. N. A. **Geologia de engenharia.** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia e Engenharia, 1998.

OLIVEIRA, M. **Comparação entre os métodos de equilíbrio limite e elementos finitos para análise de estabilidade de taludes.** 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2023.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. Optimised design for soil nailed walls. *In* 3rd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, **Anais [...]** London, 3 a 5 de Junho de 1997. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/342787406_Optimised_Design_for_Soil_Nailed_Walls_1. Acesso em: 15 mar. 2024

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M.; Experiência com solo grampeado no Brasil – 1970-1993. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 25, n. 4, p. 291-304, dez. 1993.

PEREIRA, D. M. **Retroanálise de talude rodoviário – abordagens determinísticas e probabilística.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2022.

PIMENTA, C. R. T.; OLIVEIRA, M. P. **Projeto geométrico de rodovias.** São Carlos: Editora RiMa, 2001.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

REZENDE, D. A. **Análise probabilística de estabilidade de taludes em barragens de rejeito**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

REZENDE, K. S. **Geostudio – Slope/W, Seep/W, Sigma/W**. Hotmart, 25 fev. 2024. Video color. 33' 26”.

ROCHA, M. Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência. **Geotecnia 18**, Lisboa, n. 18, p. 03-27, out. 1976.

SANDOVAL, M. A. P. **Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

SILVA, D. J. B. **Avaliação de métodos de baixo custo para a proteção de taludes em estradas rurais não-pavimentadas**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2009.

SILVA, J. P. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2011.

SILVA, R. **Proposta para estabilização de uma encosta ocupada em Camaragibe – PE com a consideração de um tratamento global**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2010.

SILVA, V. C. **Métodos analíticos para avaliar a contribuição de estacas para o fator de segurança de taludes**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SLOPE/W. **GeoStudio**. Disponível em: <https://www.geoslope.com/products/slope-w>. Acesso em: 25 maio 2023.

SOLOTRATa. **Cortina atirantada**. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/cortina-atirantada-solotrat.pdf>. Acesso em 03 abr. 2024.

SOLOTRATb. **Solo grampeado**. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/solo-grampeado-solotrat.pdf>. Acesso em 05 abr. 2024.

SOUZA, C. R.; BAHIA, G. D.; GUSTAVO, V. S.; DOMINGUES, V. R. Análise para proposta de implantação de solo grampeado para contenção de talude localizado próximo a DF-150, por meio do critério de administração federal rodoviária. *In*: XII SIMPOSIO DE PRÁTICAS DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, **Anais [...]** Joinville, 17 a 19 de outubro de 2019. Disponível em: <https://conferencias.ufsc.br/index.php/geosul2019/2019geosul/paper/view/31/397>. Acesso em: 16 maio 2023.

SOUZA, K. Caminhoneiros na pandemia: volume de carga transportada por rodovias aumentou 62% em 2020. **Exame Negócios**. 27/01/2021. Disponível em: <https://exame.com/negocios/caminhoneiros-na-pandemia-volume-de-carga-transportada-por-rodovias-aumentou-62-em-2020/>. Acesso em: 13 abr. 2023.

TONUS, B. P. A. **Estabilidade de taludes**: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da serra do mar paranaense. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEER. **Engineering and design-Slope stability**, 2003. Disponível em: https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-1902.pdf. Acesso em: 21 maio 2023.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. *In*: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. **Landslides**: analysis and control. Washington: National Academy of Sciences, 1978. p. 11-33.

VGEO. **Visualizador de dados do DNITGeo**. Imagem obtida em 01 abr. 2024 em <https://servicos.dnit.gov.br/vgeo/>.

ZIRLIS, A. C. **Solo grampeado**: execução. São Paulo: Solotrat, 1999.

ANEXO A – CATÁLOGO SOLOTRAT

TIRANTES

METÁLICA DE TIRANTE PERMANENTE

Carga de trabalho (kN)	CARACTERÍSTICAS DO AÇO								
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm ²)	Peso (Kg/m)	Rutura		Escoamento	
						Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)	Carga (kN)	Tensão (kg/mm ²)
280	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	604	150	543	135
280	Barra	GEWI PLUS ST 67/80	1 ø 32mm	804,0	6,31	643	80	539	67
324	Barra	SAS 500/550	1 ø 40mm	1.260,0	9,87	707	56	643	51
331	Barra	SAS 670/800	1 ø 35mm	962,0	7,55	785	82	657	68
350	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1.140,0	9,00	821	72	684	60
350	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ø 32mm	804,0	6,31	844	105	683	85
350	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	755	150	679	135
350	Barra	TOR 35B	1 ø 40mm	1.140,0	8,90	798	70	684	60
360	Barra	TOR 36TH	1 ø 34mm	791,0	6,22	791	100	700	90
377	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	811	83	733	75
393	Barra	SAS 950/1050	1 ø 32mm	804,0	6,53	861	107	779	97
410	Fios	CP-150-RB	12 ø 8mm	603,6	4,74	905	150	815	135
450	Barra	INCO 45D	1 ø 47mm	1.555,0	12,30	1.120	72	933	60
440	Barra	TOR 44TH	2 ø 34mm	791,0	6,22	925	117	846	107
450	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ø 36mm	1.018,0	8,14	1.069	105	865	85
450	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ø 1 5/8"	1.124,0	8,91	978	87	877	78
450	Barra	TOR 45B	1 ø 43mm	1.338,0	10,50	937	70	870	65
498	Barra	SAS 950/1050	1 ø 36mm	1.020,0	8,27	1.092	107	988	97
500	Barra	GEWI ST 50/55	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.080	55	982	50
500	Barra	TOR 50B	1 ø 47mm	1.552,0	12,20	1.086	70	978	63
504	Barra	SAS 500/550	1 ø 50mm	1.960,0	15,40	1.100	56	1.000	51
510	Barra	INCO 50D	1 ø 50mm	1.781,0	14,10	1.282	72	1.069	60
514	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 ø 1 3/4"	1.325,0	10,40	1.113	84	994	75
530	Cordoalha	CP-190-RB	6 ø 1/2"	592,2	4,65	1.125	190	1.013	171
600	Barra	INCO 60D	1 ø 53mm	2.027,0	16,00	1.459	72	1.216	60
600	Barra	TOR 60B	1 ø 53mm	2.027,0	15,90	1.419	70	1.216	60
614	Barra	SAS 950/1050	1 ø 40mm	1.257,0	10,21	1.346	107	1.218	97
668	Barra	ROCSOLO 2"	1 ø 2"	1.735,0	13,70	1.440	83	1.301	75
676	Barra	SAS 670/800	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.602	82	1.342	68
690	Cordoalha	CP-190-RB	8 ø 1/2"	789,6	6,20	1.500	190	1.350	171
700	Barra	INCO 70D	1 ø 57mm	2.288,0	18,10	1.647	72	1.373	60
700	Barra	TOR 70B	1 ø 56mm	2.288,0	18,00	1.602	70	1.373	60
741	Barra	SAS 555/700	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.854	71	1.470	57
800	Barra	TOR 80B	1 ø 60mm	2.560,0	20,15	1.792	70	1.562	61
848	Barra	SAS 950/1050	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.858	107	1.681	97
851	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 ø 2 1/4"	2.206,2	18,09	1.831	83	1.655	75
900	Barra	INCO 90D	1 ø 63mm	2.858,0	22,60	2.058	72	1.715	60
860	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.860	105	1.680	95
870	Cordoalha	CP-190-RB	10 ø 1/2"	987,0	7,75	1.875	190	1.688	171
895	Barra	SAS 670/800	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	2.119	82	1.775	68
900	Barra	TOR 90B	1 ø 63mm	2.856,0	22,40	1.999	70	1.713	60
904	Barra	SAS 555/700	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.261	71	1.793	57
1.000	Barra	INCO 100D	1 ø 69mm	3.491,0	30,30	2.514	72	1.955	56
1.000	Barra	TOR 100B	1 ø 69mm	3.492,0	27,40	2.444	70	2.025	58
1.040	Cordoalha	CP-190-RB	12 ø 1/2"	1.184,0	9,30	2.250	190	2.025	171
1.055	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 ø 2 1/2"	2.734,0	21,59	2.269	83	2.051	75
1.091	Barra	SAS 670/800	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.584	82	2.164	68
1.108	Barra	SAS 835/1035	1 ø 57mm	2.581,0	20,95	2.725	106	2.198	85
1.136	Barra	SAS 500/550	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.478	56	2.253	51
1.430	Barra	SAS 835/1035	1 ø 65mm	3.331,0	27,10	3.517	106	2.837	85
1.522	Barra	SAS 670/800	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	3.605	82	3.019	68
1.897	Barra	SAS 835/1035	1 ø 75mm	4.418,0	35,90	4.664	106	3.763	85

CARGA DE INCORPORAÇÃO:

CARGA DE INCORPORAÇÃO = 0,8 x CT (carga de trabalho)

1. As informações dos aços descritas nesta tabela são de responsabilidade dos Fabricantes e deverão ser atestadas antes do uso.

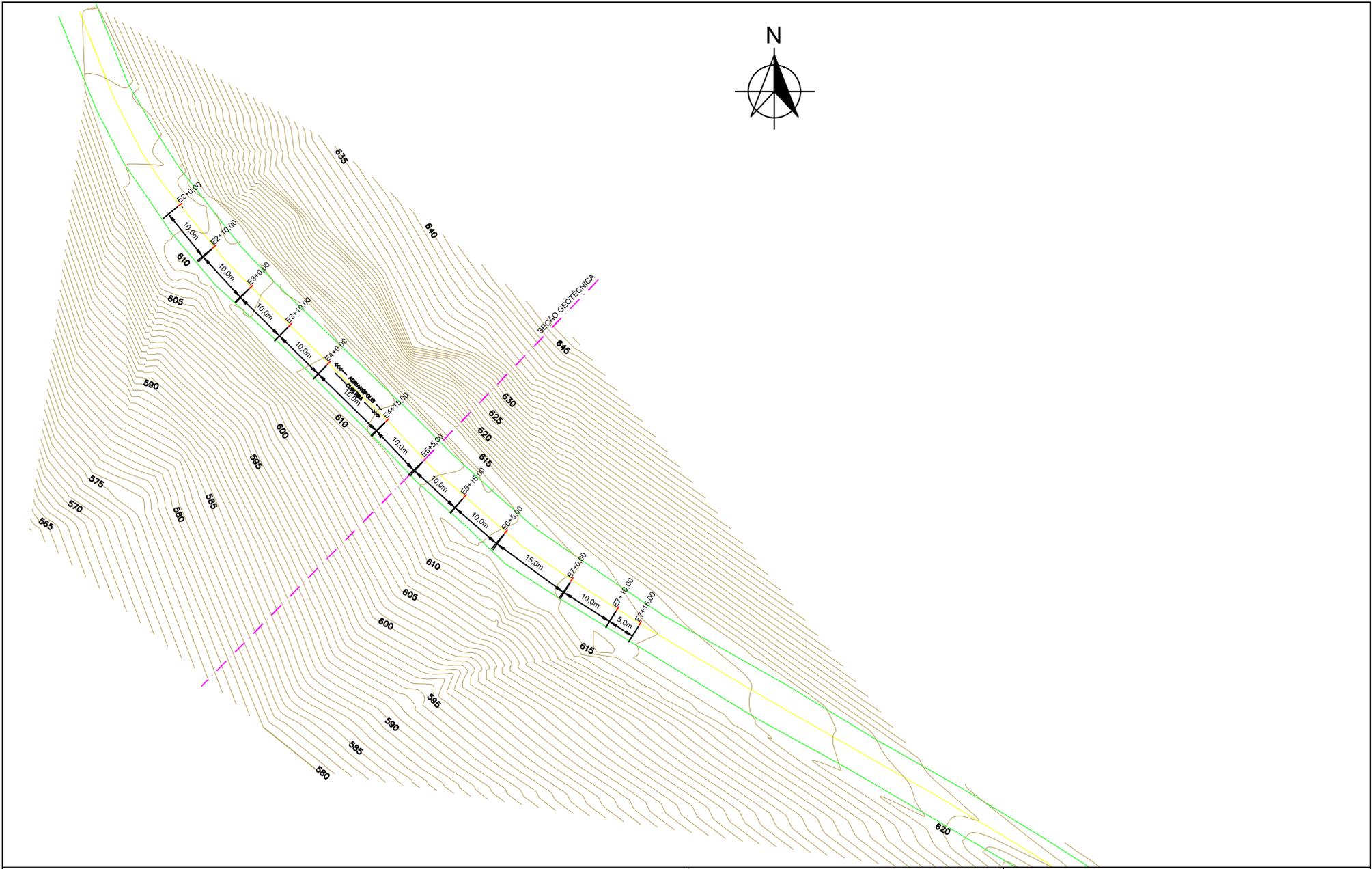
2. O módulo de elasticidade do aço é de 21.000 Kg/mm².

CARGA DE ENSAIO PARA:

RECEBIMENTO = 1,4 x CT (carga de trabalho)

QUALIFICAÇÃO = 1,75 x CT (carga de trabalho)

ANEXO B – LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS



LEGENDA

- Eixo da pista
- Curvas de níveis
- Borda da pista

Projetista:	Escala:
Desenhista:	Data:

TRECHO : Divisa SP/PR (Cabeceira Norte da Ponte s/ Rio Ribeira) – Ponte Domicio Scaramella
SUBTRECHO: Divisa SP/PR (Cabeceira Norte da Ponte s/ Rio Ribeira) – entr. BR116
SEGMENTO: km 12.5
EXTENSÃO: 18.01km

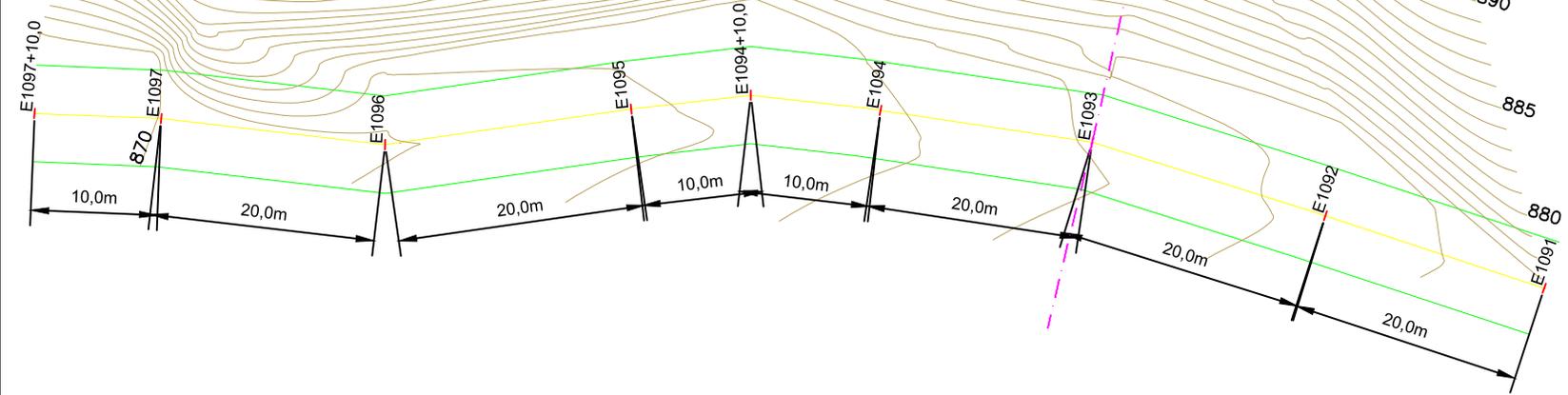
PROJETO DE CONTENÇÕES
BR-476

FOLHA:
01-02



SEÇÃO GEOTÉCNICA

925
920
915
910
905
900
895
890
885
880

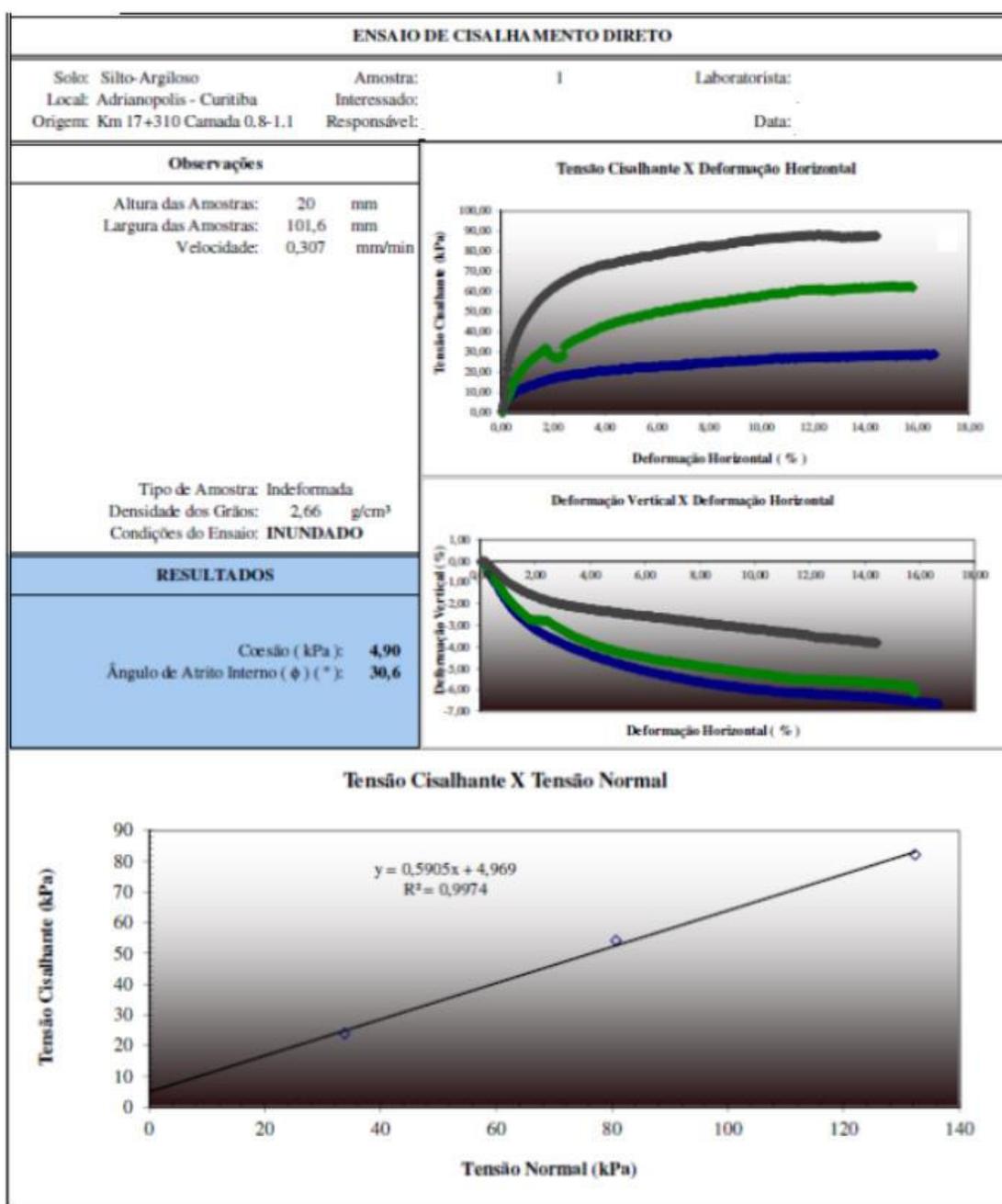


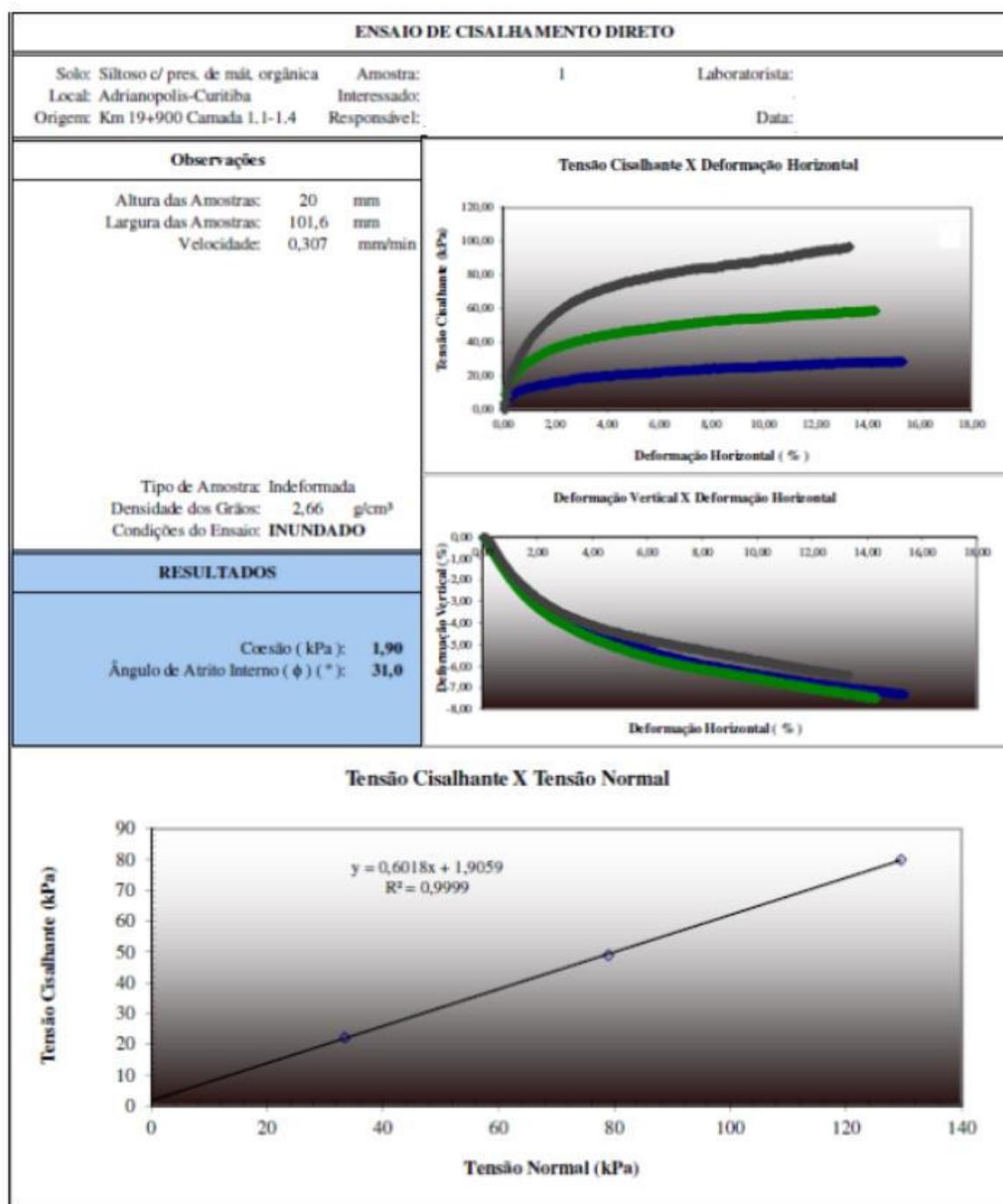
LEGENDA	
	- Eixo da pista
	- Curvas de níveis
	- Borda da pista

Projetista:	Escala:
Desenhista:	Data:

TRECHO : Divisa SP/PR (Cabeceira Norte da Ponte s/ Rio Ribeira) – Ponte Domicio Scaramella SUBTRECHO: Divisa SP/PR (Cabeceira Norte da Ponte s/ Rio Ribeira) – entr. BR116 SEGMENTO: km 21.9 EXTENSÃO: 18.01km	PROJETO DE CONTENÇÕES BR-476	FOLHA: 02-02
---	---------------------------------	-----------------

ANEXO C – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO





ANEXO D – SONDAGEM MISTA – SM-01

PERFIL DE SONDAGEM MISTA

Nível de Água	Amostra	Penetração Golpes/30cm		Revestimento	Coroa	DIAGRAMA PENETRAÇÕES 10 20 30 40	NBR 13441 Simbologia	Profundidade (m)	Ensaio de Penetração NBR-6484						
		1/2	2/3						Classificação do Material NBR-6502/NBR-7250						
NFE	-01-	06	08	NW	NW			0,00 a 1,00	_ Silte argiloso, marrom, mole.						
												1,00 a 3,00	_ Idem, médio.		
	-02-	06	08										3,00 a 5,00	_ Areia fina c/ argila e silte, marrom, pouco compacta.	
	-03-	03	06										5,00 a 6,00	_ Idem, medianamente compacta.	
	-04-	05	08										6,00 a 7,00	_ Silte argiloso, marrom avermelhado, médio.	
	-05-	07	09										7,00 a 9,00	_ Idem, marrom acinzentado, rijo.	
	-06-	08	08										9,00 a 11,00	_ Idem, duro.	
	-07-	11	14										11,00 a 13,00	_ Idem, marrom escuro a preto.	
	-08-	16	19										13,00 a 14,10	_ Filito, cinza, alterado, extremamente fraturado.	
	-09-	22	26										14,10 a 15,60	_ Silte argiloso, marrom escuro a preto, duro.	
	-10-	55	*										----- 15,60 m _ LIMITE DE SONDAGEM.		
	-11-	35/15	*												
	-12-	35/11	*												
	-13-														
	-14-														
-15-	35/5	*													
-16-															
-17-															
-18-															
-19-															
SM-01 (1/1)					80 60 40 20		Cliente:								
					Recuperação (%)		Responsável:								
					Fragmentos (f/m)		Local: RODOVIA BR-476, Km 12								
					ROTATIVA		Cota:		NA Inicial (m): NFE	NA 24h (m): NFE	Data: 21/03/2016				

ANEXO E – SONDAGEM MISTA – SM-05

PERFIL DE SONDAGEM MISTA

Nível de Água	Amostra	Penetração Golpes/30cm		Revestimento	Coroa	DIAGRAMA PENETRAÇÕES 10 20 30 40	NBR 13441 Simbologia	Profundidade (m)	Ensaio de Penetração NBR-6484		
		1/2	2/3						Classificação do Material NBR-6502/NBR-7250		
NFE	-01-	04	05					0,00 a 1,00	_ Argila siltosa, c/ areia, avermelhada, mole.		
	-02-	05	06					1,00 a 2,00	_ Areia fina, média e grossa, com argila e silte, variegada (avermelhada), pouco compacta.		
	-03-	06	08					2,00 a 4,00	_ Idem (amarelada).		
	-04-	06	09					4,00 a 5,00	_ Idem, medianamente compacta.		
	-05-	04	06					5,00 a 6,00	_ Idem, pouco compacta.		
	-06-	11	12					6,00 a 10,00	_ Idem, medianamente compacta.		
	-07-	12	15								
	-08-	16	16								
	-09-	17	18								
	-10-	19	22					10,00 a 14,00	_ Idem, compacta, c/ fragmentos de rocha alterada, resultado da alteração de Granito.		
	-11-	20	24								
	-12-	26	30								
	-13-	33	39								
	-14-	40	46					14,00 a 17,05	_ Idem, muito compacta.		
	-15-	52	*								
	-16-	35/15	*								
	-17-	30/5	*					17,05 a 18,35	_ Granito, variegado (amarelado), medianamente a pouco alterado, medianamente fraturado.		
	-18-										
	-19-										
	-20-										
SM-05 (1/1)						80 60 40 20	Cliente:				
						Recuperação (%)	Responsável:				
						Fragmentos (f/m)	Local: RODOVIA BR-476, Km 21+900				
						ROTATIVA	Cota:		NA Inicial (m): NFE	NA 24h (m): NFE	Data: 08/04/2016

ANEXO F – CLASSIFICAÇÃO RMR

A. CLASSIFICATION –PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of –discontinuities (See E)		Very rough –surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation → 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
-5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating	15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike –and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21				
Class number	I	II	III	IV	V				
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock				
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number	I	II	III	IV	V				
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span				
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100				
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15				
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m				
Rating	6	4	2	1	0				
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm				
Rating	6	5	4	1	0				
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided				
Rating	6	5	3	1	0				
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm				
Rating	6	4	2	2	0				
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed				
Ratings	6	5	3	1	0				
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°			
Very favourable		Favourable		Very favourable		Fair			
Drive against –dip - Dip 45-90°		Drive against –dip - –Dip 20-45°		–Dip 0-20 - Irrespective of strike°					
Fair		Unfavourable		Fair					

* Some conditions are mutually exclusive . –For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. –In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Peso global	100-81	80-61	60-41	40-21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35-45	25-35	15-25	<15

ANEXO G – PESO ESPECÍFICO GRANITO**Valores de peso específico de algumas rochas**

Rocha	γ (kN/m ³)
Granito	26,0
Diorito	27,9
Basalto	27,1
Sal-gema	20,6
Gesso	22,5
Calcário denso	20,9
Argilito	22,1
Xisto argiloso	25,7
Mármore	27,0
Micaxisto	27,6

ANEXO H – ORÇAMENTOS

- Km 12,5:**

Retaludamento (executado):

Km 12,5					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Retaludamento (Executado)		
			Quantidade	Valor unitário (R\$)	Valor total (R\$)
1.1	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	54560	R\$ 14,39	R\$ 785.118,40
1.2	Escavação, carga e transporte de material de 2ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	13640	R\$ 17,07	R\$ 232.834,80
1.3	Hidrossemeadura	m²	7147,3	R\$ 6,50	R\$ 46.457,13
TOTAL					R\$ 1.064.410,33

Alternativa 3 (Solo Grampeado):

Km 12,5 - Alternativa 3					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Solo Grampeado (Alternativa 3)		
			Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1.1	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	8250,00	R\$ 14,39	R\$ 118.717,50
1.2	Perfuração para solo grampeado em mat. 1ª categoria	m	24840,00	R\$ 18,71	R\$ 464.756,40
1.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	156814,92	R\$ 8,43	R\$ 1.321.949,78
1.4	Injeção de nata de cimento para furos para grampos	sc	4905	R\$ 40,58	R\$ 199.052,73
1.5	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado Q246 densidade 3,91 kg/m³	kg	12815	R\$ 12,80	R\$ 164.032,32
1.6	Concreto projetado fck=20 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais, espessura de 10cm	m³	327,75	R\$ 1.075,24	R\$ 352.409,91
TOTAL					R\$ 2.620.918,64

Alternativa 4 (Solo Grampeado + Cortina Atirantada):

Km 12,5 - Alternativa 4					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Solo Grampeado (Alternativa 4)		
			Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1.1	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	8514,00	R\$ 14,39	R\$ 122.516,46
1.2	Perfuração para solo grampeado em mat. 1ª categoria	m	11040,00	R\$ 18,71	R\$ 206.558,40
1.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	69695,52	R\$ 8,43	R\$ 587.533,23
1.4	Injeção de nata de cimento para furos para grampos	sc	2180	R\$ 40,58	R\$ 88.467,88
1.5	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado, Q246 densidade 3,91 kg/m³	kg	4272	R\$ 12,80	R\$ 54.677,44
1.6	Concreto projetado fck=20 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais, espessura de 10cm	m³	109,25	R\$ 1.075,24	R\$ 117.469,97
TOTAL					R\$ 1.177.223,38

Km 12,5 - Alternativa 4					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Cortina Atirantada (Alternativa 4)		
			Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1.1	Tirante de aço ST 85/105, para carga de trabalho até 35t, diâmetro de 32mm, inclusive o fornecimento da barra, proteção anticorrosiva, preparo e colocação no furo, perfuração, exclusive luvas, placas, contraporcas, etc	m	5257,14	R\$ 277,27	R\$ 1.457.648,00
1.2	Acessórios para tirante de aço ST 85/105, diâmetro de 32mm, compreendendo o fornecimento e instalação da placa, porca, contraporca, anel de ângulo, protensão, e proteção anticorrosiva das peças metálicas, inclusive da cabeça com argamassa de cimento	un.	329	R\$ 1.901,32	R\$ 624.719,43
1.3	Injeção da calda de cimento para furos para tirantes	sc	5677	R\$ 40,58	R\$ 230.391,89
1.4	Fôrma plana, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	1150	R\$ 93,30	R\$ 107.295,00
1.5	Concreto armado para a estrutura, fck = 30 MPa, espessura de 30cm	m³	345,00	R\$ 747,23	R\$ 257.794,35
TOTAL					R\$ 2.677.848,67

SOLO GRAMPEADO	R\$ 1.177.223,38
CORTINA ATIRANTADA	R\$ 2.677.848,67
TOTAL	R\$ 3.855.072,06

- **Km 21,9:**

Retaludamento (executado):

Km 21,9					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Retaludamento (Executado)		
			Quantidade	Valor unitário (R\$)	Valor total (R\$)
1.1	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	61000	R\$ 11,00	R\$ 671.000,00
1.2	Escavação, carga e transporte de material de 2ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	15250	R\$ 13,11	R\$ 199.927,50
1.3	Hidrossemeadura	m²	8079,5	R\$ 6,50	R\$ 52.516,75
				TOTAL	R\$ 923.444,25

Alternativa 3 (Solo Grampeado):

Km 21,9 - Alternativa 3					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Solo Grampeado (Alternativa 3)		
			Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1.1	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - caminho de serviço pavimento - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	5568,75	R\$ 11,00	R\$ 61.256,25
1.2	Perfuração para solo grampeado em mat. 1ª categoria	m	42432,00	R\$ 18,71	R\$ 793.902,72
1.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	267873,22	R\$ 8,43	R\$ 2.258.171,21
1.4	Injeção de nata de cimento para furos para grampos	sc	8379	R\$ 40,58	R\$ 340.024,38
1.5	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado, Q246 densidade 3,91 kg/m³	kg	17765	R\$ 12,80	R\$ 227.393,09
1.6	Concreto projetado fck=20 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais, espessura de 10cm	m³	454,35	R\$ 1.075,24	R\$ 488.535,29
				TOTAL	R\$ 4.169.282,94

Alternativa 4 (Solo Grampeado + Cortina Atirantada):

Km 21,9 - Alternativa 4					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Solo Grampeado (Alternativa 4)		
			Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1.1	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14m³	m³	11008,75	R\$ 11,00	R\$ 121.096,25
1.2	Perfuração para solo grampeado em mat. 1ª categoria	m	12480,00	R\$ 18,71	R\$ 233.500,80
1.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	78786,24	R\$ 8,43	R\$ 664.168,00
1.4	Injeção de nata de cimento para furos para grampos	sc	2464	R\$ 40,58	R\$ 100.007,17
1.5	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado, Q246 densidade 3,91 kg/m³	kg	5922	R\$ 12,80	R\$ 75.797,70
1.6	Concreto projetado fck=20 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais, espessura de 10cm	m³	151,45	R\$ 1.075,24	R\$ 162.845,10
				TOTAL	R\$ 1.357.415,02

Km 21,9 - Alternativa 4					
Item	Descrição do serviço	Unid.	Cortina Atirantada (Alternativa 4)		
			Quant.	Valor Unitário (R\$)	Valor Total (R\$)
1.1	Tirante de aço para carga de trabalho até 61,4t, diâmetro de 40mm, inclusive o fornecimento da barra e bainha, proteção anticorrosiva, preparo e colocação no furo, exclusive luvas, placas, contraporcas, etc, perfuração.	m	7280,00	R\$ 650,00	R\$ 4.732.000,00
1.2	Acessórios para tirante de aço, diâmetro de 40mm, compreendendo o fornecimento e instalação da placa, porca, contraporca, anel de ângulo, protensão, e proteção anticorrosiva das peças metálicas, inclusive da cabeça com argamassa de cimento	un.	371	R\$ 2.120,00	R\$ 787.428,57
1.3	Injeção da calda de cimento para furos para tirantes	sc	7703	R\$ 40,58	R\$ 312.604,68
1.4	Fôrma plana, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	1300	R\$ 93,30	R\$ 121.290,00
1.5	Concreto armado para a estrutura, fck = 30 MPa, espessura de 30cm	m³	390,00	R\$ 747,23	R\$ 291.419,70
				TOTAL	R\$ 6.244.742,95

SOLO GRAMPEADO	R\$ 1.357.415,02
CORTINA ATIRANTADA	R\$ 6.244.742,95
TOTAL	R\$ 7.602.157,97

ANEXO I – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DA VISITA 25.05.2024

- Talude do km 21.9:



- Talude do km 12.5:

