

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

MATHEUS ARAUJO COELHO

**PROJETO GEOTÉCNICO DE RECUPERAÇÃO DO TALUDE DO
ATERRO DE ENCONTRO PARA OAE DO KM 4 + 100 DA BR-282/SC
(LE)**

FLORIANÓPOLIS, 2023.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

MATHEUS ARAUJO COELHO

**PROJETO GEOTÉCNICO DE RECUPERAÇÃO DO TALUDE DO
ATERRO DE ENCONTRO PARA OAE DO KM 4 + 100 DA BR-282/SC
(LE)**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador:
Prof. Fábio Krueger da Silva, Dr.

Coorientador:
Prof. Jucelio Gonçalves, M.e

FLORIANÓPOLIS, 2023.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Coelho, Matheus Araujo

Projeto Geotécnico de Recuperação do Talude do Aterro de Encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE) / Matheus Araujo Coelho; orientação de Fábio Krueger da Silva; coorientação de Jucelio Gonçalves. - Florianópolis, SC, 2024.

139 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico de Construção Civil.

Inclui Referências.

1. Talude. 2. Aterro. 3. Estabilidade. 4. Muro de Gabião. 5. BR-282. I. Silva, Fábio Krueger da. II. Gonçalves, Jucelio. III. Instituto Federal de Santa Catarina. IV. Projeto Geotécnico de Recuperação do Talude do Aterro de Encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE).

PROJETO GEOTÉCNICO DE RECUPERAÇÃO DO TALUDE DO ATERRO DE ENCONTRO PARA OAE DO KM 4 + 100 DA BR-282/SC (LE)

MATHEUS ARAUJO COELHO

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 13 de dezembro, 2023.

Banca Examinadora:


(assinatura)
Fábio Krueger da Silva

Fábio Krueger da Silva
PROFESSOR
SIAPE 1695463
IFSC - Campus Florianópolis

Fábio Krueger da Silva, Dr. - Orientador
Instituto Federal de Santa Catarina

Documento assinado digitalmente



JUCELIO GONCALVES

Data: 19/02/2024 15:09:22-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Jucelio Gonçalves, M.e - Coorientador
Instituto Federal de Santa Catarina

Documento assinado digitalmente



FERNANDA SIMONI SCHUCH

Data: 19/02/2024 15:29:02-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Fernanda Simoni Schuch, Dra.
Instituto Federal de Santa Catarina



Rafael Fabiano Cordeiro, M.e
RAV Engenharia e Geotecnia

Aos meus familiares, em especial minha avó, minha mãe e meu irmão, que tanto admiro, dedico o resultado do esforço realizado ao longo do curso.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, a Deus, por me permitir alcançar meus objetivos, durante toda minha trajetória acadêmica.

À minha família, em especial à minha avó Hariete, à minha mãe Karla e ao meu irmão Kaled, por toda educação, incentivos, conselhos, carinho e dedicação para que eu pudesse me tornar a pessoa que sou hoje.

Ao professor, orientador e amigo Fábio Krueger da Silva, pelos ensinamentos transmitidos em aula e durante o desenvolvimento do meu trabalho de conclusão de curso.

Ao engenheiro e amigo Rafael Fabiano Cordeiro, por disponibilizar parte de seu precioso tempo para questionamentos e dúvidas sobre o trabalho. "É nozes".

À professora Fernanda Simoni Schuch e ao professor Jucelio Gonçalves, por também terem dedicado parte de seu tempo e conhecimento para tornar possível este trabalho.

Aos colaboradores do IFSC, que durante os últimos cinco anos passaram-me ensinamentos e conselhos para a minha formação profissional.

Aos meus colegas de curso, em especial o Jordan, o Jonathan, o Henrique e o Matheus. Juntos passamos por diversos obstáculos, diversas conversas, inúmeras partidas de truco, várias risadas e algumas cervejas, além de construirmos uma amizade que levarei para toda vida.

Matheus Araujo Coelho

“A mente que se abre a uma nova ideia
jamais voltará ao seu tamanho original” –
Albert Einstein

RESUMO

Com o rápido crescimento urbano, a partir da segunda metade do século XX, houve uma expansão na procura por soluções geotécnicas que vão ao encontro de sociedades mais seguras. A fim de evitar tragédias socioeconômicas e ambientais, visando segurança, rapidez e economia. Tendo isso em vista, o presente trabalho de conclusão de curso tem como objetivo principal a concepção de um projeto que apresente a solução geotécnica, a partir de um estudo de caso, para a ruptura do talude do aterro de encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282 (LE), localizado no município de São José em Santa Catarina. Para a resolução do problema, foram aventadas medidas corretivas para o maciço terroso. Através da compreensão do mecanismo de ruptura ocorrido no talude, das investigações geotécnicas realizadas no local de estudo e da retroanálise da ruptura. Com o auxílio de softwares foram verificadas as condições de estabilidade das soluções propostas, baseando-se nas normas vigentes, aspirando pela economia de recursos, pela agilidade da obra e pela técnica envolvida nas etapas construtivas. Optou-se pela utilização de um muro de gravidade do tipo gabião com altura máxima de 4,50m, aliado a um reaterro com rachão como solução definitiva para o trecho em análise da rodovia BR-282.

Palavras-chave: Talude; Aterro; Estabilidade; Muro de Gabião; BR-282.

ABSTRACT

With rapid urban growth, starting in the second half of the 20th century, there was an expansion in the search for geotechnical solutions that meet safer societies. In order to avoid socioeconomic and environmental tragedies, aiming for safety, speed and economy. With this in mind, the main objective of this course conclusion work is to design a project that presents the geotechnical solution, based on a case study, for the failure of the slope of the landfill meeting the OAE of Km 4+ 100 of BR-282 (LE), located in the municipality of São José in Santa Catarina. To resolve the problem, corrective measures were proposed for the earth massif. Through understanding the rupture mechanism that occurred on the slope, geotechnical investigations carried out at the study site and retroanalysis of the rupture. With the help of software, the stability conditions of the proposed solutions were verified, based on current standards, aiming to save resources, the agility of the work and the technique involved in the construction stages. It was decided to use a gabion-type gravity wall with a maximum height of 4.50m, combined with a backfill with rachão as a definitive solution for the section under analysis of the BR-282 highway.

Keywords: Slope; Landfill; Stability; Gabion Wall; BR-282.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura do trabalho.....	19
Figura 2 – Fases do solo.....	21
Figura 3 - Horizontes dos solos residuais	22
Figura 4 - Solo residual (A) e solo sedimentar (B).....	23
Figura 5 - Ruptura do solo por cisalhamento.....	24
Figura 6- Envoltória de ruptura, Mohr Coulomb	25
Figura 7 - Círculo de Mohr para tensões efetivas (esquerda) e para tensões totais (direita).....	27
Figura 8 – Resultados do ensaio de granulometria	29
Figura 9 - Aparelho de Casagrande utilizado na determinação do limite de Liquidez.....	31
Figura 10 - Limites de consistência	31
Figura 11 – Ensaio de limite de plasticidade	32
Figura 12 - Ensaio de cisalhamento direto, realização do ensaio (A) e envoltória de ruptura (B).....	32
Figura 13 – Ensaio de compressão triaxial.....	33
Figura 14 - Detalhe esquemático da sondagem SPT.....	34
Figura 15 - Equipamentos utilizados no ensaio de palheta, sem perfuração prévia (A) e com perfuração prévia (B).....	36
Figura 16 - Cone de penetração para a realização de ensaios CPT.....	38
Figura 17 - Classificação do solo proposta por Robertson.....	39
Figura 18 – Ensaio dilatométrico (DMT).....	40
Figura 19 – Principais tipos de pressiômetros.....	41
Figura 20 – Província Mantiqueira.....	46
Figura 21 - Comparação dos empuxos em função dos deslocamentos do terrapleno.....	50
Figura 22 - Empuxo ativo sobre as estruturas de contenções e movimentação do terrapleno.....	51
Figura 23 - Empuxo passivo sobre as estruturas de contenções e movimentação do terrapleno.....	52
Figura 24 - Inclinação da superfície do terrapleno	53
Figura 25 – Superfície de ruptura e vetores das forças no empuxo ativo (A), superfície de ruptura e vetores das forças no empuxo passivo (B), ambos para solos não coesivos.....	54
Figura 26 - Superfície de ruptura e vetores das forças no empuxo ativo para solos coesivos.....	56
Figura 27 - Fator de segurança dos taludes em períodos de chuvosos.....	57
Figura 28 - Notícias envolvendo deslizamentos que ocorreram no Brasil e no mundo.....	57
Figura 29 - Queda rochosa.....	58
Figura 30 - Tombamento.....	59
Figura 31 - Rotacional (A) e translacional (B).....	59
Figura 32 - Espalhamento lateral	60
Figura 33 - Fluxo de detritos.....	60
Figura 34 - Avalanche de detritos.....	61
Figura 35 - Fluxo de terra.....	61
Figura 36 - Método de análise da estabilidade dos taludes - Fellenius.....	62
Figura 37 - Método de Spencer.....	66
Figura 38 - Determinação do fator de segurança pelo método de Spencer.....	68

Figura 39 - Método de Morgenstern e Price.....	69
Figura 40 - Verificação contra o tombamento.....	72
Figura 41 - Verificação contra o deslizamento	73
Figura 42 - Verificação contra a ruptura do solo de fundação.....	74
Figura 43 - Tipos de rupturas que ocorrem nas estruturas de contenção	75
Figura 44 - Análise de estabilidade através do Slide 6.0.....	76
Figura 45 - Tela de inicialização do GawacWin 3.0.....	77
Figura 46 - Dados sobre o muro de gabião.....	77
Figura 47 - Dados sobre o terrapleno.....	78
Figura 48 - Dados sobre a fundação	79
Figura 49 - Cargas sobre o terrapleno	79
Figura 50 - Destaque do ícone Run	80
Figura 51 - Seção esquemática de um muro de gabião.....	81
Figura 52 - Gabiões tipo caixa.....	81
Figura 53 - Prova de carga em um muro de gabião	82
Figura 54 - Seção tipo do muro de flexão (A), muro de flexão com viga de enrijecimento (B), muro de flexão com contraforte (C) e muro de flexão com tirantes na base (D)	83
Figura 55 - Seção tipo de uma cortina atirantada.....	84
Figura 56 - Terra armada	85
Figura 57: Solo grampeado	85
Figura 58: Imagem de satélite, do dia 08/01/2009, do trecho antes da execução do acesso (imagem da esquerda) e imagem de satélite, do dia 01/09/2011, do trecho após a execução do acesso e construção do muro de flexão (imagem da direita).....	86
Figura 59: Localização da área de estudo à esquerda, escoramento do muro existente (canto superior esquerdo) e representação da inclinação do muro de flexão (cano inferior esquerdo).	87
Figura 60: Domínio Tectono-Geológico do local de estudo.....	88
Figura 61: Distribuição litoestratigráfica	89
Figura 62: Vista frontal esquemática do local de estudo	90
Figura 63: Seção transversal do talude, mostrando as elevações dos pontos de interesse em metros (eixo das ordenadas), e as distâncias do eixo do muro existente (eixo das abscissas).	90
Figura 64: Topografia, curvas de nível do local de estudo	91
Figura 65: Resultados do SP-01	92
Figura 66: Resultados do SP-02	93
Figura 67: Alerta hidrometeorológico	94
Figura 68: Perfil geológico do solo, mostrando as elevações dos pontos de interesse em metros (eixo das ordenadas), e as distâncias do eixo do muro existente (eixo das abscissas).	95
Figura 69: Parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados nas análises de estabilidade - Slide 6.0.....	96
Figura 70: Parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados nas análises de estabilidade - GawacWin 3.0	97
Figura 71: Metodologia da pesquisa	97
Figura 72: Perfil geológico do local de estudo.....	100
Figura 73: Retroanálise da seção crítica para calibração dos parâmetros geotécnicos.....	101

Figura 74: Organograma resumo da escolha da solução geotécnica para o local em estudo	102
Figura 75: Comparação dos orçamentos simplificados das medidas geotécnicas corretivas	103
Figura 76: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em reaterro (otimizada)	104
Figura 77: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em reaterro (superdimensionada)	105
Figura 78: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em reaterro (subdimensionada).....	105
Figura 79: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em reaterro	106
Figura 80: Orçamento simplificado para o reaterro	106
Figura 81: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em solo grampeado (otimizada)	107
Figura 82: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em solo grampeado (superdimensionada)	108
Figura 83: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em solo grampeado (subdimensionada)	108
Figura 84: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em solo grampeado	109
Figura 85: Orçamento simplificado para o solo grampeado	109
Figura 86: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em cortina atirantada (otimizada)	110
Figura 87: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em cortina atirantada (superdimensionada).....	111
Figura 88: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em cortina atirantada (subdimensionada).....	111
Figura 89: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em cortina atirantada	112
Figura 90: Orçamento simplificado para a cortina atirantada	112
Figura 91: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em terra armada (otimizada)	113
Figura 92: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em terra armada (superdimensionada)	114
Figura 93: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em terra armada (subdimensionada).....	114
Figura 94: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em terra armada	115
Figura 95: Orçamento simplificado para a terra armada	115
Figura 96: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em muro de gabião (otimizada).....	116
Figura 97: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em muro de gabião (superdimensionada).....	117
Figura 98: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em muro de gabião (subdimensionada).....	117
Figura 99: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em muro de gabião	118
Figura 100: Orçamento simplificado para o muro de gabião	118

Figura 101: Análise de estabilidade externa e interna da solução geotécnica em muro de gabião	119
---	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Investigações geotécnicas	28
Tabela 2 – Estado de compactação e consistência dos solos	42
Tabela 3 - Estimativas dos parâmetros dos solos a partir do SPT	42
Tabela 4 - Parâmetros médios dos solos	43
Tabela 5 - Peso específico de solos argilosos	43
Tabela 6 - Peso específico de solos arenosos	43
Tabela 7 – Correlação do N_{spt} com a coesão das argilas	45
Tabela 8 - Parâmetros geotécnicos, ângulo de atrito e coesão, de solos da grande Florianópolis.....	47
Tabela 9 - Resultados de coesão e ângulo de atrito na condição natural e inundada	48
Tabela 10 - Condições de estabilidade de taludes.....	70
Tabela 11 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção	71
Tabela 12 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	75
Tabela 13: Estimativa dos parâmetros geotécnicos das camadas de solo do local de estudo com base nas correlações e no trabalho de conclusão de curso de Steffens (2015).....	99

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1.	Justificativa	17
1.2.	Objetivo Geral	18
1.3.	Objetivos Específicos	18
1.4.	Estrutura do Trabalho	18
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1.	Origem e Formação dos Solos	21
2.2.	Resistência ao Cisalhamento dos Solos	23
2.2.1.	Determinação da Resistência ao Cisalhamento	27
2.3.	Investigações Geotécnicas	27
2.3.1.	Investigações Geotécnicas de Laboratório	28
2.3.1.1.	Granulometria	29
2.3.1.2.	Massa Específica	29
2.3.1.3.	Limite de Liquidez	30
2.3.1.4.	Limite de Plasticidade	31
2.3.1.5.	Ensaio de Cisalhamento Direto	32
2.3.1.6.	Ensaio de Compressão Triaxial	33
2.3.2.	Investigações Geológicas de Campo	33
2.3.2.1.	Sondagem SPT (Standart Penetration Test)	34
2.3.2.2.	Ensaio de Palheta ou “Vane Shear Test”	35
2.3.2.3.	Ensaio de Penetração Estática do Cone (CPT)	37
2.3.2.4.	Ensaio Dilatométrico	39
2.3.2.5.	Ensaio Pressiométrico	40
2.3.3.	Parâmetros Geotécnicos Obtidos por Correlações	41
2.3.4.	Parâmetros Geotécnicos de Solos da Grande Florianópolis	46
2.3.5.	Parâmetros Geotécnicos de Aterros	48
2.4.	Empuxos de Terra	49
2.4.1.	Teoria de Rankine	50
2.4.2.	Teoria de Coulomb	54
2.4.2.1.	Solos Não Coesivos	54
2.4.2.2.	Solos Coesivos	55
2.5.	Movimentos de Massa	56
2.5.1.	Queda	58
2.5.2.	Tombamento	59
2.5.3.	Rotacional e Translacional	59
2.5.4.	Espalhamento	60
2.5.5.	Fluxo de Detritos	60
2.5.6.	Avalanche de Detritos	61
2.5.7.	Fluxo de Terra	61
2.6.	Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes e Encostas	62
2.6.1.	Método de Fellenius	62
2.6.2.	Método de Bishop Simplificado	64
2.6.3.	Método de Spencer	66
2.6.4.	Método de Jambu Simplificado	68
2.6.5.	Método de Morgenstern-Price	69
2.6.6.	Fator de Segurança	69
2.6.7.	Condições de Estabilidade	70
2.6.7.1.	Estabilidade Interna	70

2.6.7.2.	<i>Estabilidade Externa</i>	71
2.6.7.3.	<i>Estabilidade Global</i>	74
2.7.	Programas para Verificação de Estabilidade de Taludes e Encostas .	75
2.7.1.	Slide 6.0	76
2.7.2.	GawacWin 3.0.....	76
2.8.	Estruturas de Contenção	80
2.8.1.	Muro de Gabião	80
2.8.2.	Muro de Flexão	82
2.8.3.	Cortina Atirantada	83
2.8.4.	Terra Armada	84
2.8.5.	Solo Grampeado	85
3.	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL E DA OBRA	86
3.1.	Localização, Geologia e Pedologia da Região	86
3.2.	Dados Geométricos do Talude	89
3.3.	Dados Geotécnicos do Talude.....	91
4.	METODOLOGIA DA PESQUISA	96
4.1.	Fluxograma das Etapas da Pesquisa	97
4.2.	Premissas para Concepção do Projeto Geotécnico	98
5.	RESULTADOS	102
5.1.	Reaterro	103
5.2.	Solo Grampeado	106
5.3.	Cortina Atirantada.....	109
5.4.	Terra Armada.....	113
5.5.	Muro de Gabião	115
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	121
	REFERÊNCIAS	123

PROJETO GEOTÉCNICO DE RECUPERAÇÃO DO TALUDE DO ATERRO DE ENCONTRO PARA OAE DO KM 4 + 100 DA BR-282/SC (LE)

1. INTRODUÇÃO

A partir do crescimento desenfreado das cidades, fruto do êxodo rural, torna-se cada vez mais frequente notícias envolvendo problemas sociais e ambientais relacionados à estabilidade dos taludes. Segundo Alves (2022), 85% da população brasileira vive em áreas urbanizadas, fato preocupante, visto que, a intensa metropolização extrapola os limites urbanos, sendo necessária, em alguns casos, a estabilização de certos taludes.

Durante os períodos chuvosos a estabilidade dos taludes é comprometida, em razão de a água ao infiltrar no solo promover sua saturação, ocasionando o aumento do peso específico e a diminuição da coesão aparente. Este aspecto geotécnico altera o estado de tensões no solo provocando uma diminuição do fator de segurança, podendo levar o talude ao deslizamento. Ademais, inclinações inadequadas, processos erosivos, aumento da sobrecarga existentes entres outros fatores acabam agravando as condições de equilíbrio do talude, sendo esse, o responsável pela condição de segurança do terreno.

De acordo com Possato (2021), no estado de Santa Catarina há a ocorrência de alguns tipos de solos que apresentam maior suscetibilidade a deslizamentos. Uma das maneiras de contornar esse problema ocorre através da construção de estruturas de contenção que visam, como o próprio nome diz, conter o maciço, resistindo às tensões impostas e mantendo o equilíbrio do mesmo. Dentro das soluções geotécnicas para conter a massa de solo ou de rocha, existem os muros de gabião, considerados muros de arrimo por gravidade, que atuam a partir do seu elevado peso próprio com a finalidade de resistir aos empuxos horizontais (ANDRADE, 2018).

Com isso, o presente trabalho, considerando o assunto explanado, tem por objetivo geral conceber um projeto geotécnico de recuperação do talude do aterro de encontro para Obra de Arte Especial (OAE), localizado no lado esquerdo (LE) do Km 4+100 da BR-282/SC. Esse projeto geotécnico foi feito a partir da retroanálise da ruptura do maciço terroso. Simultaneamente, foram analisadas as características e os parâmetros do solo da área de estudo, a topografia do local, além de aspectos técnicos e econômicos envolvidos para a realização do projeto.

1.1. Justificativa

Tendo em vista o aumento dos eventos climáticos de grandes proporções ao redor do mundo e principalmente os ocorridos no Brasil, faz-se necessário o conhecimento a respeito dos taludes e a previsão de episódios envolvendo movimentos de massa. Deste modo, evita-se tragédias socioambientais como as ocorridas no litoral do estado de São Paulo, no começo do ano de 2023, e em boa parte do estado de Santa Catarina, no final do ano de 2022 e 2023.

Além disso, a ampliação e a aplicação dos estudos sobre as estruturas de contenção vão ao encontro de sociedades mais seguras, já que, estas construções servem para dar estabilidade ao terreno e área circundante. De acordo com Luiz (2014), as estruturas de contenção têm a finalidade de equilibrar as tensões ou os empuxos impostos ao maciço da qual a estabilidade foi prejudicada em decorrência de construções, escavações, cortes ou aterros.

Segundo os dados apresentados pelo Serviço Geológico do Brasil do presente ano (2023), quase 4 milhões de pessoas vivem em áreas consideradas de risco geológico, ou seja, 13.575 áreas espalhadas pelo território brasileiro, da qual, desse total, mais de 21% das áreas de risco encontram-se no território catarinense. Vale ainda ressaltar que, grande parte do território do estado de Santa Catarina é composto por solos residuais, e esses constituem um fator relevante na ocorrência dos movimentos de massa, haja vista, as características geomecânicas, como o ângulo de atrito, as cimentações, a porosidade, a permeabilidade, entre outras, serem bastantes variáveis na ocorrência desses solos. Além disso, as zonas de falha na rocha matriz, a anisotropia e a ocorrência de juntas de alívio de tensões, podem acarretar contribuições importantes no acontecimento dos escorregamentos (SILVA, 2008). Ainda, 45% da população mundial vive em áreas onde há a predominância desse solo (GODOI, 2014).

Portanto, o constante aprendizado sobre os métodos de estabilização de taludes torna-se de suma relevância no atual cenário climático, com o objetivo de evitar e prever com maior acuidade eventos de escorregamentos que causem danos materiais, ambientais e perdas humanas. Sendo assim, este trabalho tem o propósito de agregar e difundir conhecimentos pertinentes no meio acadêmico e no meio geotécnico abordando a temática da estabilidade dos taludes correlacionando-as com

as estruturas de contenções, através de um estudo de caso envolvendo o talude do aterro de encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE).

1.2. Objetivo Geral

Conceber um projeto geotécnico de recuperação do talude do aterro de encontro para OAE do Km 4+100 da BR-282/SC (LE), a partir da retroanálise da ruptura do maciço terroso.

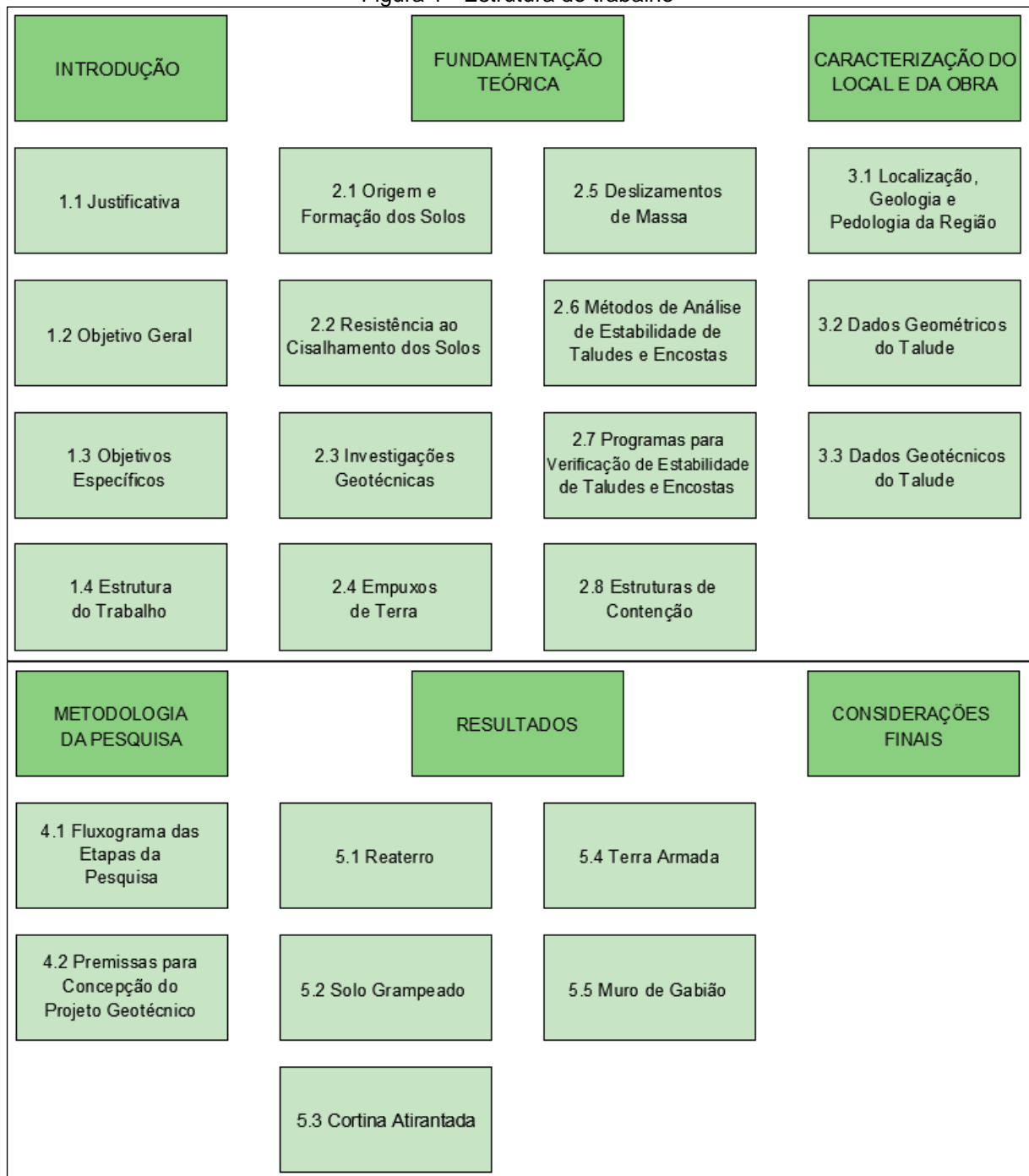
1.3. Objetivos Específicos

- a) Compreender o mecanismo de ruptura ocorrido no talude;
- b) Analisar e interpretar as investigações geotécnicas realizadas no talude rompido;
- c) Realizar retroanálise da ruptura;
- d) Definir os parâmetros geotécnicos das camadas de solo;
- e) Propor soluções geotécnicas para a correção da ruptura;
- f) Apresentar e detalhar a solução geotécnica escolhida, com base nos aspectos técnicos e econômicos.

1.4. Estrutura do Trabalho

O presente trabalho está estruturado em 6 capítulos, conforme ilustrado a seguir.

Figura 1 - Estrutura do trabalho



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

O capítulo 1 apresenta a introdução, a justificativa, o objetivo geral, os objetivos específicos e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 refere-se à fundamentação teórica dos temas relevantes ao desenvolvimento do trabalho.

O capítulo 3 aborda a localização, geologia e pedologia do local de estudo e os dados necessários para o desenvolvimento do projeto.

O capítulo 4 descreve a metodologia empregada no presente trabalho a fim de atingir os objetivos descritos no capítulo 1.

O capítulo 5 apresenta os resultados das medidas geotécnicas corretivas, bem como o detalhamento da solução mais viável, técnica e economicamente.

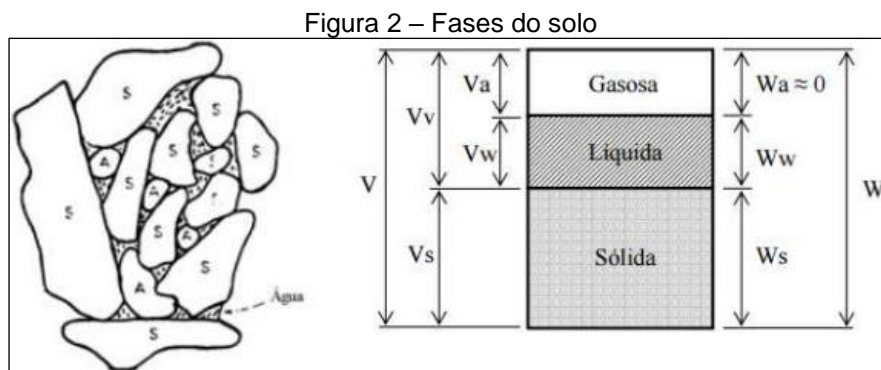
O capítulo 6 refere-se as considerações finais do presente trabalho de conclusão de curso.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão apresentados embasamentos teóricos referentes à origem e formação dos solos, à resistência ao cisalhamento dos solos, às investigações geotécnicas, aos empuxos de terra, aos movimentos de massa, aos métodos de análise de estabilidade de taludes e encostas, aos programas para a verificação de estabilidade de taludes encostas, além de uma breve explicação sobre os tipos de estruturas de contenção.

2.1. Origem e Formação dos Solos

Consoante Das e Sobhan (2019), o solo é um material resultante do longo processo de intemperismo das rochas, apresentando em sua composição três diferentes fases, os minerais e a matéria orgânica representando a parte sólida, a água a parte líquida e os gases a fase gasosa, Figura 2. Salienta-se que o comportamento do solo depende da quantidade relativa de cada uma dessas três fases.



Fonte: Schuch, 2021.

Ainda de acordo com a Figura 2, percebe-se que o volume do solo é representado pela soma do volume de vazios com o volume da parte sólida e que seu peso corresponde ao somatório das fases líquida e sólida.

Segundo Caputo e Caputo (2022), o intemperismo sofrido pelas rochas acontece de duas maneiras: desintegração mecânica ou decomposição química. A desintegração mecânica ocorre a partir de agentes como a água, o vento, a temperatura e a vegetação que dão origem a solos com partículas grosseiras, pedregulhos, solos com partículas medianas, siltes, e solos com partículas finas,

argilas. Já a decomposição química é resultante de processos como a oxidação, a hidratação, a hidrólise e a carbonatação nos quais são alteradas as propriedades químicas ou mineralógicas da rocha-mãe, geralmente, provocada pela ação da água.

Dessa maneira, paulatinamente, em decorrência de uma série de ações físicas, químicas e biológicas é que ocorre o surgimento do solo. A partir da meteorização da rocha surgem camadas sobrepostas, relativamente paralelas à superfície terrestre, que apresentam coloração, comportamentos e composições cada vez mais diferentes da rocha matriz à medida que se distanciam dela (LEPSCH, 2016).

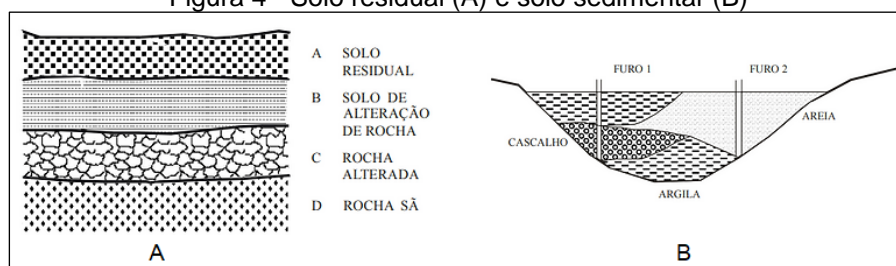
Figura 3 - Horizontes dos solos residuais



Fonte: Lepsch, 2016.

O resultado do processo do intemperismo produz horizontes que podem permanecer no local de origem da rocha, solos residuais, ou serem transportados, solos sedimentares, por diferentes meios, entre eles, o gelo, a água, o vento e a gravidade (DAS e SOBHAN, 2019). Os solos do tipo residual, *in situ*, apresentam uma transição gradual do solo até a rocha, à medida que nos solos sedimentares a passagem dos horizontes acontece de forma não gradual em decorrência dos diferentes agentes transportadores (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

Figura 4 - Solo residual (A) e solo sedimentar (B)



Fonte: Adaptado DNIT, 2006.

As propriedades dos solos residuais, *in situ*, são governadas, comumente, pela micro ou macroestrutura, pelas juntas, planos de acabamento, foliações, xistosidades e outras descontinuidades estruturais ou detalhes reliquias, influenciando no comportamento e nas características do solo em questão, uma vez que, essas descontinuidades representam superfícies preferenciais para a ocorrência de escorregamentos, logo, elas são consideradas como superfícies de fraqueza devido à sua baixa resistência ao cisalhamento (POSSATO, 2021). Segundo Carvalhais *et al.* (2019), grande parte dos episódios envolvendo deslizamentos em solos residuais são frutos de superfícies que apresentam materiais expansíveis e com baixa resistência, em sua maioria argilas, apresentando características de reter uma quantidade significativa de água e amolecer com bastante facilidade.

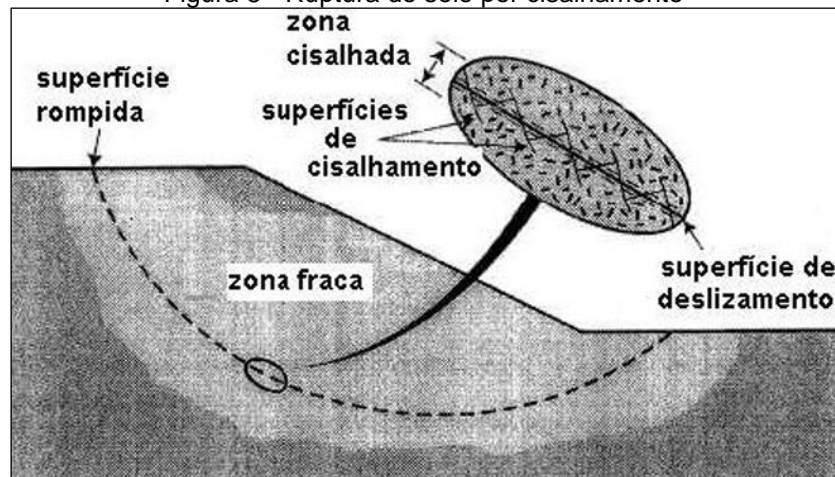
De acordo com Silva (2015), os solos residuais apresentam comportamentos particulares, resultado de fatores externos relacionados ao tipo de rocha matriz, condições topográficas, variações de temperatura e condições de saturação.

Ainda, vale destacar duas importantes variáveis determinantes no comportamento dos solos residuais, são elas, a coesão e o ângulo de atrito, sendo a primeira caracterizada pela força de atração das superfícies de contato entre as partículas e a segunda representando as características friccionais dos materiais constituintes do maciço (SILVA e CARVALHO, 2007).

2.2. Resistência ao Cisalhamento dos Solos

Segundo Gerscovich (2010), a resistência ao cisalhamento do solo é definida pela tensão cisalhante que acontece no plano de ruptura no momento em que ocorre a ruptura, estando intrinsecamente ligada ao seu comportamento de suportar e conservar sua estabilidade.

Figura 5 - Ruptura do solo por cisalhamento



Fonte: Gerscovich, 2010.

A ruptura ocorre a partir do momento em que o solo deixa de apresentar suas características mecânicas, dando origem a uma zona cisalhada, posteriormente, surgem superfícies, denominadas superfícies de cisalhamento, que dão origem ao processo de ruptura do solo.

Em concordância com Romanel (2015), a resistência ao cisalhamento é fruto de duas parcelas, uma relacionada com a coesão, cimentação entre os grãos do solo, e outra associada ao atrito desenvolvido entre as partículas do solo, sendo essa última dependente da tensão normal.

$$\tau_f = c + \sigma * tg\varphi \quad (1)$$

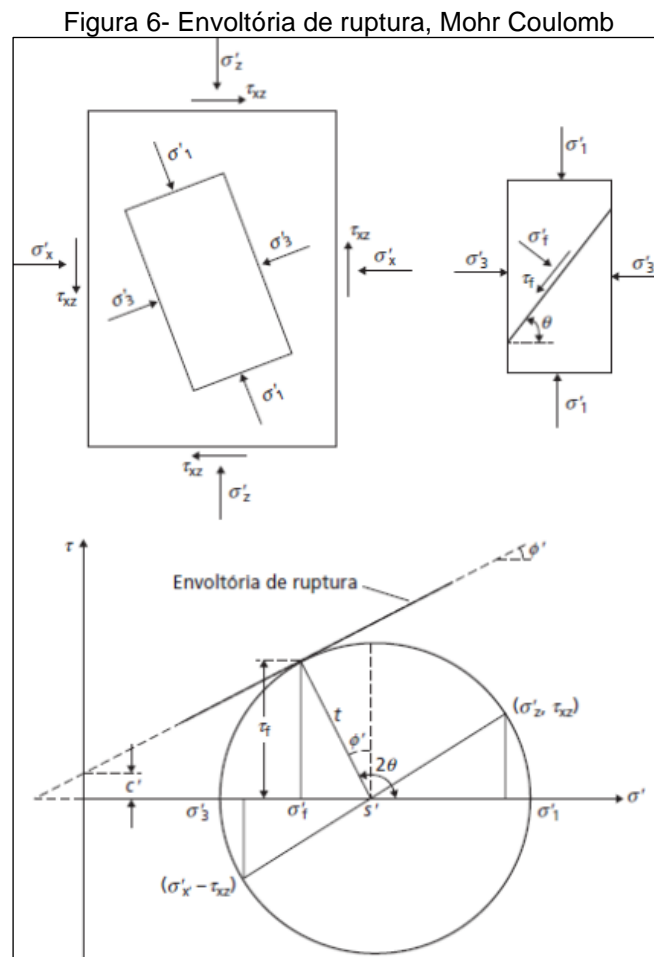
Onde, τ_f representa a resistência ao cisalhamento, c a coesão, σ a tensão normal de ruptura e φ o ângulo de atrito.

Segundo Viecili (2003), a resistência por atrito entre as partículas pode ser caracterizada como a força tangencial capaz de promover o deslizamento de um plano, em outro paralelamente a este. O ângulo formado pelo vetor da força normal ao plano e a resultante das forças, normal e tangencial, é denominado de ângulo de atrito, sendo ele o responsável por determinar a máxima angulação que a força cisalhante pode apresentar, sem a ocorrência de movimentos de massa.

Ainda consoante com Viecili (2003), a coesão verdadeira é definida pela atração química entre as partículas de argila presentes no solo. Já a coesão aparente é determinada pela pressão capilar da água contida no solo, agindo como se fosse uma pressão externa, desaparecendo conforme o solo é saturado.

Os valores de coesão e ângulo de atrito são fundamentais na determinação do empuxo do solo, sendo esse caracterizado pelas ações horizontais produzidas pelo maciço terroso sobre as obras com ele em contato. Além disso, os parâmetros de caracterização do solo são dependentes de outras variáveis, como o teor de umidade, velocidade e forma de carregamento e condições de drenagem, podendo ser mutáveis no decorrer do tempo (BARROS, 2017).

O estado de tensão em um elemento de solo é caracterizado pela aplicação, em seu contorno, de tensões normais e de cisalhamento, sendo assim, o solo apresentará falha estrutural quando ocorrer uma combinação crítica de tensão cisalhante com a tensão normal efetiva (KNAPPETT e CRAIG, 2014).



Fonte: Knappett e Craig, 2014.

É impossível existir um estado de tensão localizado acima da envoltória de ruptura ou por um círculo que apresente uma reta secante. Com relação ao caso geral, $c > 0$, é possível determinar o entrosamento entre os parâmetros de resistência ao

cisalhamento e as tensões principais efetivas no momento da ruptura, de modo que, τ_f e σ'_f representam o ponto que tangencia a envoltória de Mohr-Coulomb, ou seja:

$$\tau_f = \frac{1}{2} * (\sigma'_1 + \sigma'_3) * \text{sen}2\theta \quad (2)$$

$$\sigma'_f = \frac{1}{2} * (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} * (\sigma'_1 + \sigma'_3) * \text{cos}2\theta \quad (3)$$

Sendo θ o ângulo entre o plano principal e o plano de ruptura. Desta forma, percebe-se que:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \quad (4)$$

Mas:

$$\text{sen}\varphi' = \frac{\frac{1}{2} * (\sigma'_1 - \sigma'_3)}{c' * \text{cot}\varphi' + \frac{1}{2} * (\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (5)$$

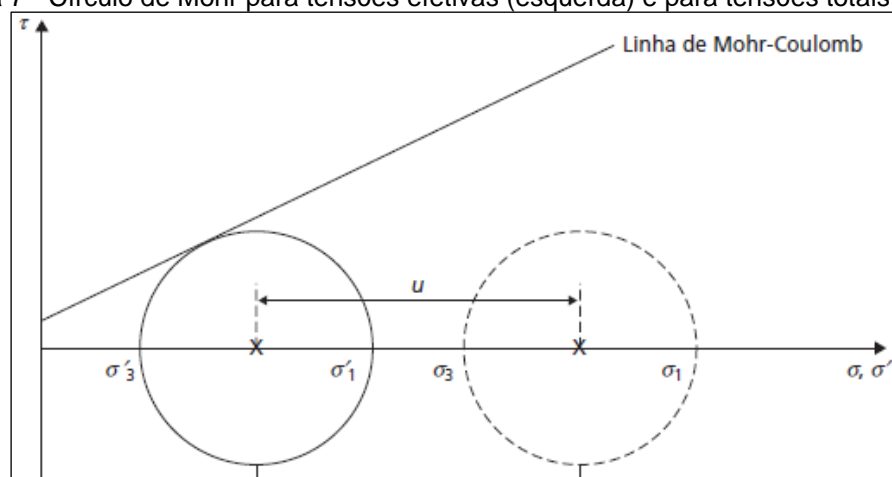
Logo:

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma'_1 + \sigma'_3) * \text{sen}\varphi' + 2c' * \text{cos}\varphi' \quad (6)$$

Com isso, a Equação 6 representa o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, além de definir as tensões principais na ruptura de um determinado material.

Para mais, o círculo de Mohr para as tensões efetivas totais fica afastado, em relação ao centro do círculo de Mohr para as tensões efetivas, pela poropressão (u) (KNAPPETT e CRAIG, 2014).

Figura 7 - Círculo de Mohr para tensões efetivas (esquerda) e para tensões totais (direita)



Fonte: Knappett e Craig, 2014.

2.2.1. Determinação da Resistência ao Cisalhamento

A determinação da resistência ao cisalhamento dos mais variados tipos de solos é de fundamental importância para a realização de estudos e de obras que envolvam o meio geológico-geotécnico.

Usualmente, a resistência ao cisalhamento de um solo é determinada em laboratório através de ensaios, dentre os principais temos, o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial. Ainda, existem os ensaios *in situ* que são capazes de traduzir as reais características de resistências das camadas do solo (MARANGON, 2018).

2.3. Investigações Geotécnicas

As investigações geotécnicas permitem ao engenheiro o conhecimento das condições do terreno, além de minimizar os riscos e otimizar os custos.

Corroborando com o tema Knappett e Craig (2014) elucidam que:

Uma investigação adequada do terreno é uma atividade preliminar essencial à execução de um projeto da Engenharia Civil. Devem ser obtidas informações suficientes para permitir que se elabore um projeto seguro e econômico e evitar quaisquer dificuldades durante a construção. Os objetivos principais da investigação são: (1) determinar a sequência, as espessuras e a dimensão lateral dos estratos do solo e, quando apropriado, o nível do substrato rochoso; (2) obter amostras representativas dos solos (e rochas) para identificação e classificação e, se necessário, para o uso em ensaios de laboratório a fim de determinar os parâmetros adequados do solo; (3) identificar as condições da água subterrânea. (KNAPPETT e CRAIG, 2014, p. 155).

Tabela 1 - Investigações geotécnicas

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	
Investigações de Laboratório	
Ensaio	Resultados
Granulometria	Determinação da distribuição do diâmetro dos grãos de uma determinada amostra de solo
Massa Específica	Relação entre a massa das partículas sólidas e o volume dos grãos
Limite de Liquidez	Teor de umidade responsável pela determinação da passagem do solo do estado líquido para o estado plástico
Limite de Plasticidade	Teor de umidade responsável pela determinação da passagem do solo do estado plástico para o estado semi-sólido
Cisalhamento Direto	Determinação da resistência ao cisalhamento do solo e dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito do material ensaiado
Compressão Triaxial	Determinação da resistência ao cisalhamento, poropressão e deformabilidade do solo
INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	
Investigações de Campo	
Ensaio	Resultados
SPT	Determinação da resistência das camadas de solo (N_{SPT}) e observação do nível d'água no terreno
Vane Test	Determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), de solos coesivos moles saturados
CPT	Aferição da resistência de ponta e lateral das camadas do material atravessado
CPTu	Aferição da resistência de ponta e lateral das camadas do material atravessado, além da poropressão
Dilatométrico	Medição do módulo de deformabilidade e da tensão <i>in situ</i> do solo
Pressiométrico	Obtenção da curva tensão-deformação dos diferentes perfis de solo

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

2.3.1. Investigações Geotécnicas de Laboratório

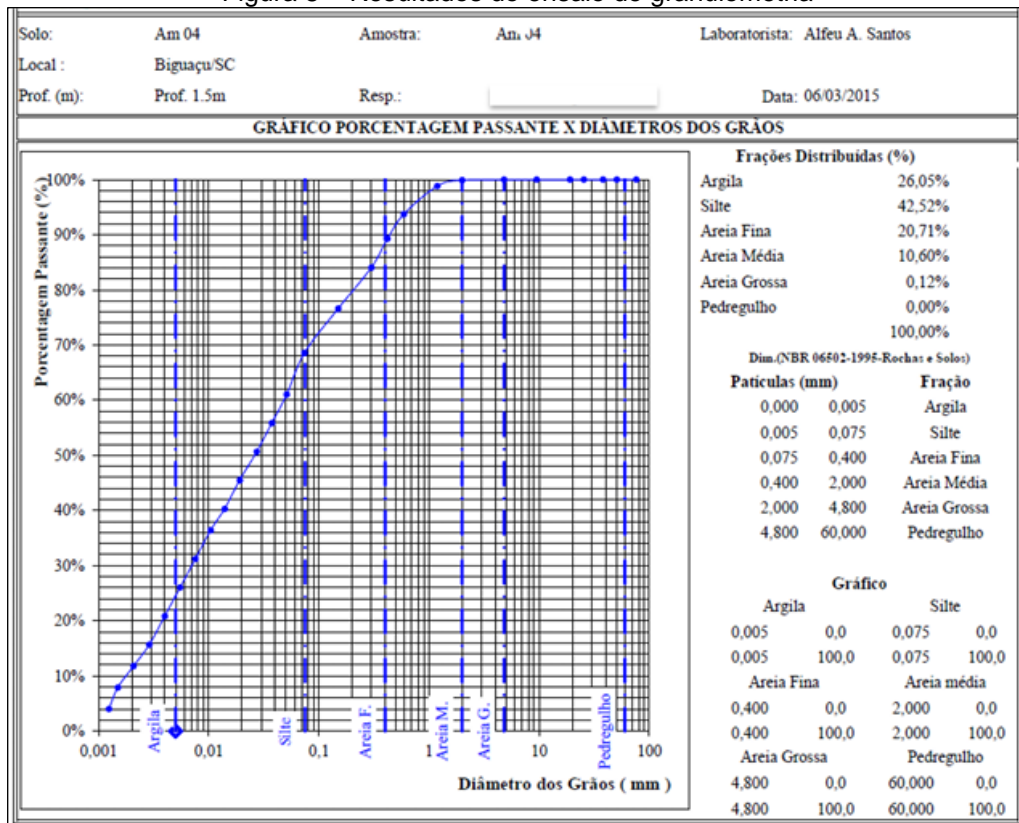
As investigações geotécnicas de laboratório são compostas por um conjunto de ensaios necessários para a determinação dos parâmetros geotécnicos (coesão, ângulo de atrito, deformabilidade e permeabilidade) e de caracterização

(granulometria, massa específica, limite de liquidez e limite de plasticidade) das camadas de solo obtidas através de amostras.

2.3.1.1. Granulometria

A análise granulométrica dos solos tem como objetivo a determinação da distribuição do tamanho das partículas presentes na massa de solo. Segundo a NBR 7181:2016, a análise granulométrica é dividida em duas, uma para a fração grossa do solo, peneiramento, e a outra para a fração fina do solo, sedimentação. Através dos resultados obtidos constrói-se a curva de distribuição granulométrica.

Figura 8 – Resultados do ensaio de granulometria



Fonte: Possato, 2021.

2.3.1.2. Massa Específica

Segundo a NBR 6458:2016, a massa específica é definida pela relação entre a massa das partículas sólidas e o volume dos grãos.

Para o conhecimento de tal característica do material é necessária a realização do “ensaio do picnômetro”, conforme descrito no anexo B da referida

norma. Após a realização dos procedimentos, prossegue-se para o cálculo da massa específica dos grãos do solo, a partir da seguinte equação:

$$\rho_s = \frac{\frac{M1 * 100}{(100 + w)}}{\left[\frac{M1 * 100}{(100 + w)} \right] + M3 - M2} * \rho_w \quad (7)$$

Onde:

ρ_s = massa específica do solo;

$M1$ = massa do solo úmido;

$M2$ = massa do picnômetro + solo + água;

$M3$ = massa do picnômetro + água;

w = umidade da amostra;

ρ_w = massa específica da água.

2.3.1.3. Limite de Liquidez

De acordo com a NBR 6459:2016, o limite de liquidez é definido pelo teor de umidade do solo com que se unem, em 13 mm de comprimento, as bordas inferiores de uma ranhura feita no material em análise colocado na concha do aparelho de Casagrande, sob a ação de 25 golpes. Sendo este limite, o responsável pela determinação da passagem do solo do estado líquido para o estado plástico.

Figura 9 - Aparelho de Casagrande utilizado na determinação do limite de Liquidez

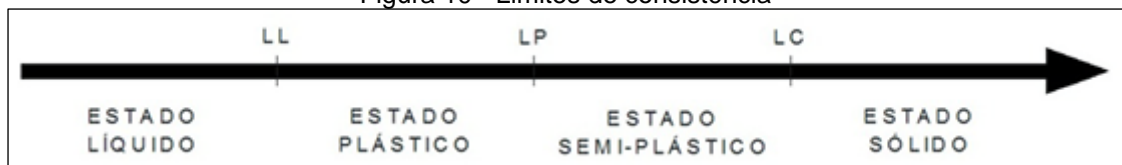


Fonte: LAGETEC, 2016.

2.3.1.4. Limite de Plasticidade

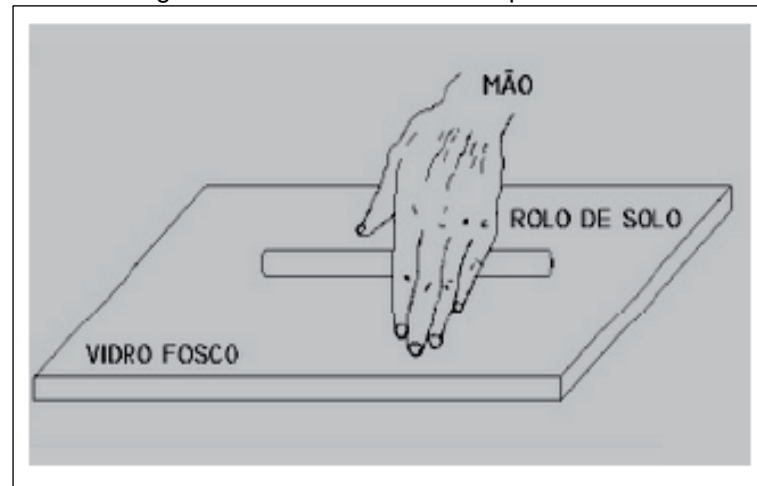
Segundo a NBR 7180:2016, o limite de plasticidade consiste no menor teor de umidade em que a amostra de solo é capaz de moldar-se em um cilindro com 3 mm de diâmetro e comprimento de 100 mm, rolando-se o material com o auxílio da palma da mão.

Figura 10 - Limites de consistência



Fonte: LAGETEC, 2016.

Figura 11 – Ensaio de limite de plasticidade



Fonte: ESAF, 2013.

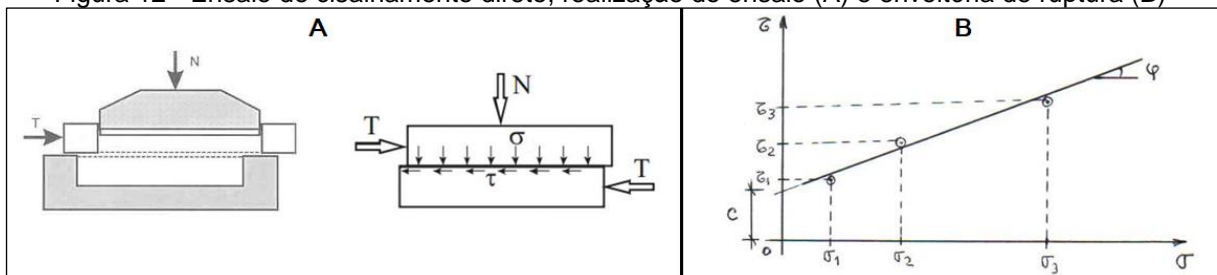
2.3.1.5. Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto baseia-se no critério de Mohr-Coulomb e tem como objetivo a determinação, a partir da aplicação de uma tensão normal σ , da tensão cisalhante capaz de promover a ruptura de uma amostra de solo, colocada dentro de uma caixa bipartida (MARANGON, 2018).

A aplicação de tensões normais com diferentes intensidades em amostras do mesmo tipo de solo proporciona o conhecimento da envoltória de ruptura e dos parâmetros geotécnicos do material ensaiado. Além disso, o ensaio de cisalhamento direto pode ser executado fixando o valor do esforço tangencial ou adotando um único valor para a velocidade de carregamento (MURRIETA, 2018).

A Figura 12 a seguir mostra como é realizado o ensaio e apresenta a envoltória de ruptura.

Figura 12 - Ensaio de cisalhamento direto, realização do ensaio (A) e envoltória de ruptura (B)



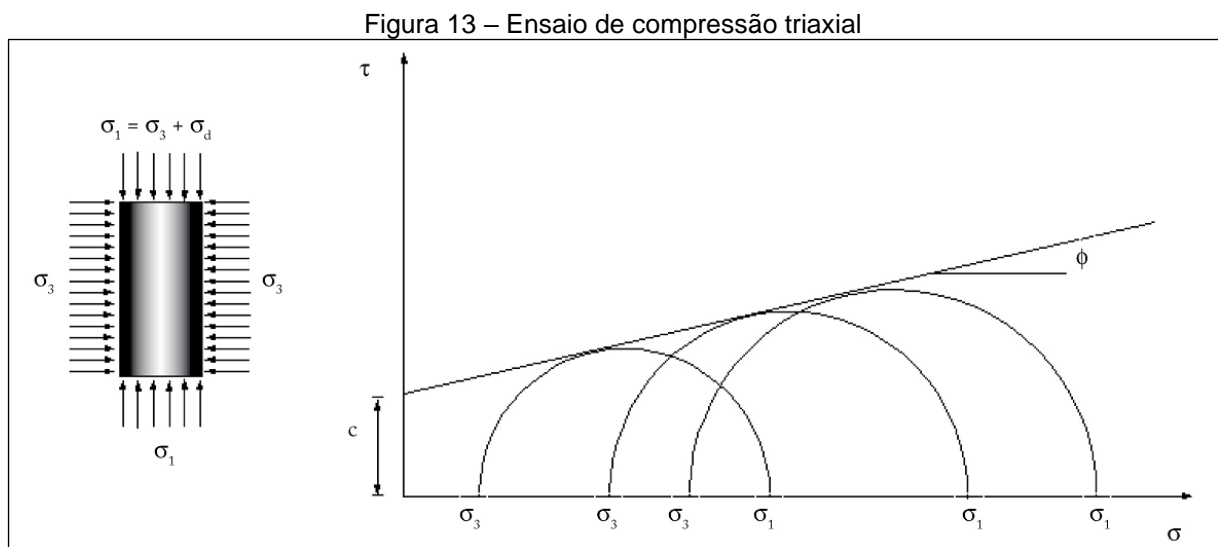
Fonte: Marangon, 2018.

2.3.1.6. Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo. Inicialmente, é aplicada uma pressão confinante no corpo de prova, envolto por uma membrana de borracha, através de um fluido, em seguida, aplica-se o carregamento axial (tensão desviadora) com o auxílio de um pistão (MURRIETA, 2018).

A partir da aplicação da tensão desviadora, mantendo a pressão confinante constante, até a ruptura do corpo de prova, mede-se o deslocamento vertical do mesmo em função do acréscimo de tensão axial, desse modo, é possível plotar a curva $\sigma d \times \varepsilon v$ e identificar o máximo valor presente no eixo das ordenadas, correspondente à situação de ruptura (MARANGON, 2018).

Para a obtenção da envoltória de ruptura e conhecimento dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito do material em análise, são realizados ao menos três ensaios triaxiais, com tensões confinantes diferentes, a fim de determinar as tensões principais (σ_1 e σ_3) e encontrar o traçado da envoltória (MURRIETA, 2018).



Fonte: Murrieta, 2018.

2.3.2. Investigações Geológicas de Campo

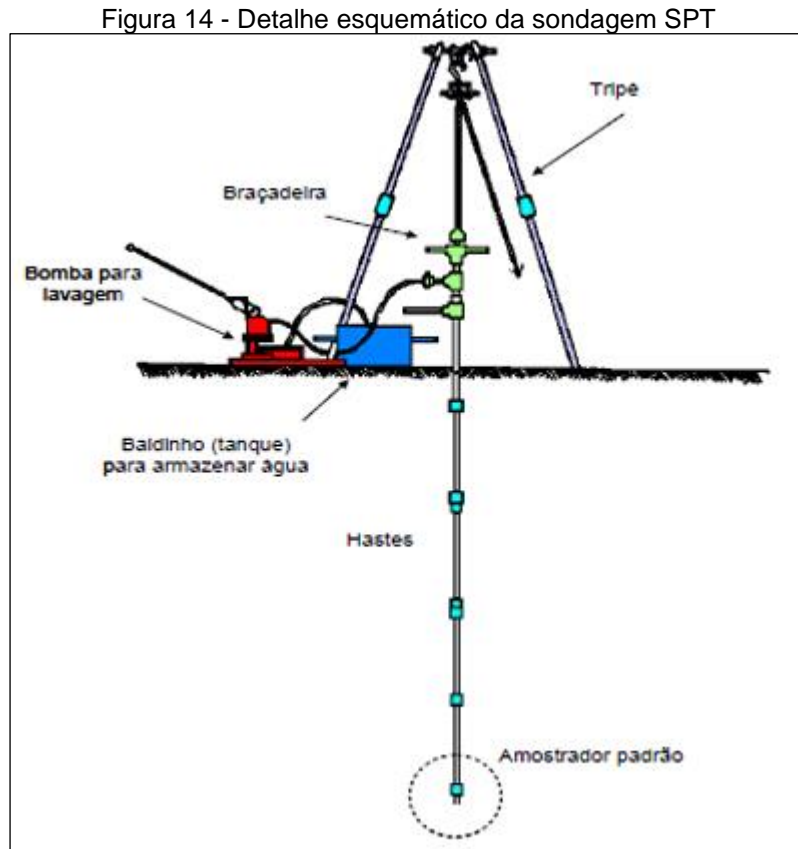
Diante das limitações impostas pelos ensaios laboratoriais (dificuldade e elevado custo para a obtenção de amostras indeformadas em depósitos de areias e

argilas sensíveis, além do que, um pequeno elemento de solo pode não representar o comportamento de sua massa como um todo), foram desenvolvidas as investigações geológicas de campo (KNAPPETT e CRAIG, 2014).

As investigações geológicas de campo são fundamentais para o conhecimento das camadas de solo, do nível do lençol freático e das características geotécnicas do solo in natura (SILVA, 2015).

2.3.2.1. Sondagem SPT (Standart Penetration Test)

De acordo com a NBR 6484:2020, a sondagem de simples reconhecimento com SPT consiste na perfuração do solo através do amostrador-padrão, a cada metro, por meio de golpes produzidos por um martelo de 65 kg ($\pm 0,5$ kg) em queda livre à uma altura de 75 cm ($\pm 1,5$ cm), resultando na determinação das camadas de solo, no índice de resistência dessas camadas e na observação do nível da água presente no terreno. A seguir, Figura 14, é ilustrado os componentes do ensaio.



Fonte: Silva, 2015.

Ainda de acordo com a norma supracitada, a sondagem inicia-se com a supressão de um metro de solo, com auxílio de um trado-concha ou cavadeira, e posterior instalação do primeiro trecho do tubo de revestimento dotado de sapata cortante.

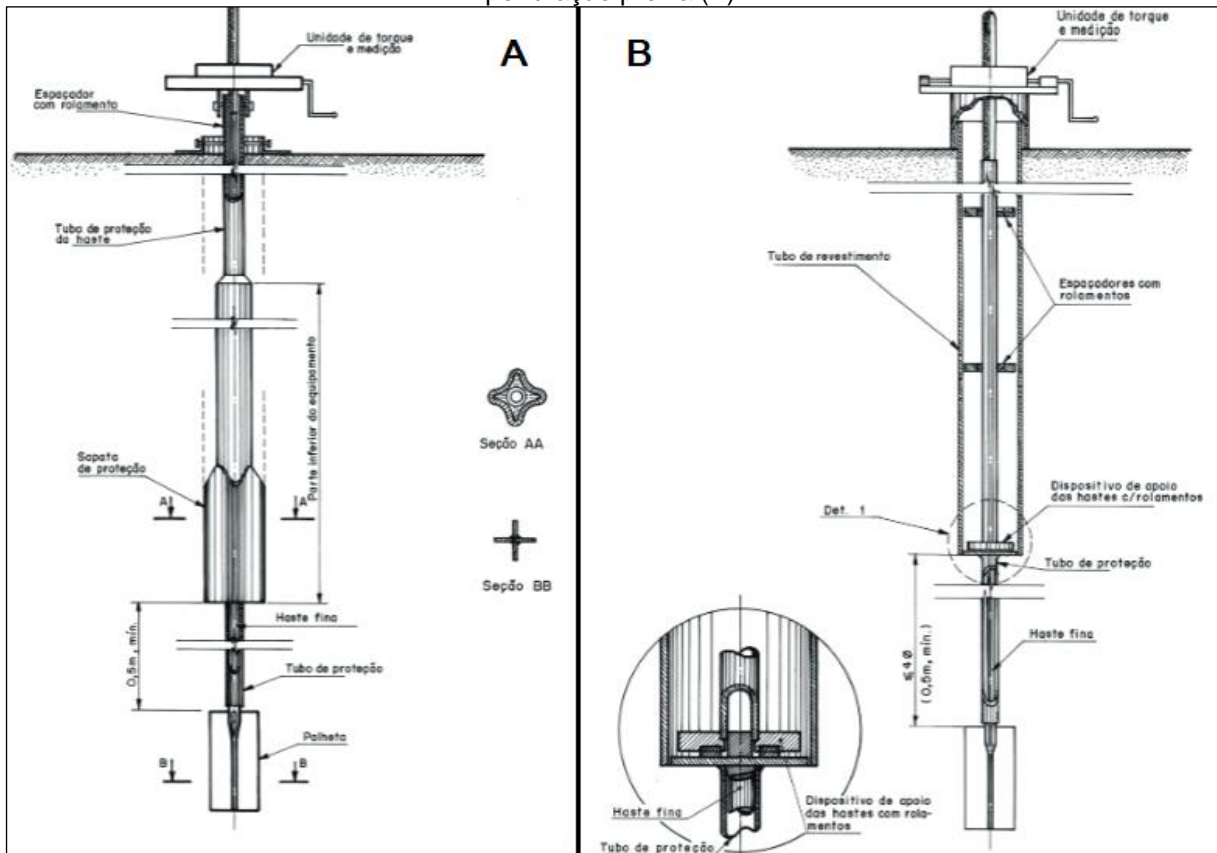
Em seguida, o amostrador padrão é conectado a uma série de hastes e enterrado no solo por um peso em queda livre (martelo). Realiza-se então uma cravação inicial no solo de 15,0 cm e uma penetração de ensaio de mais 30,0 cm. Com isso, registra-se a quantidade necessária de golpes que o amostrador padrão necessitou para avançar essas profundidades, sendo esse valor o número de golpes N_{spt} (NBR 6484:2020).

Ainda, segundo o item 5.2.2.9 da NBR 6484:2020, durante a realização do ensaio, devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas detectadas por exame tátil-visual e da mudança de coloração de materiais trazidos até o topo do furo ou pela água de circulação.

2.3.2.2. Ensaio de Palheta ou “Vane Shear Test”

O ensaio de palheta ou ainda “Vane Shear Test” consiste na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada, de solos coesivos moles saturados, a partir da aplicação de uma força, torque, na amostra a ser analisada (FAYOLLE, 2016).

Figura 15 - Equipamentos utilizados no ensaio de palheta, sem perfuração prévia (A) e com perfuração prévia (B)



Fonte: Adaptado da NBR 10905:1989, 2023.

Os equipamentos utilizados para a realização do ensaio, são compostos por uma palheta de quatro lâminas perpendiculares entre si, hastes, um dispositivo para a aplicação de um momento torçor (torque) e uma unidade de leitura das deformações provocadas na amostra de solo.

Em um primeiro momento, insere-se a palheta, através de um pré-furo ou sem perfuração, no material em estudo. Após a inserção, é necessário um intervalo de espera, a fim de dissipar os esforços provocados durante a inserção da palheta, antes do início da aplicação do momento torçor a uma velocidade padrão de 6°/minuto, conforme descrito na NBR 10905:1989, com o intuito de amolgar o solo e definir a sensibilidade do material (FAYOLLE, 2016).

No momento em que a amostra atinge a ruptura, o torque máximo aplicado no material iguala-se à resistência ao cisalhamento do mesmo (MARANGON, 2018).

Com isso:

$$T = Ml + 2 * Mb$$

(8)

Onde:

T = torque máximo aplicado à palheta;

Ml = momento resistente desenvolvido ao longo da superfície lateral de ruptura;

Mb = momento resistente desenvolvido no topo e na base do cilindro de ruptura.

Entretanto:

$$Ml = \frac{1}{2} * \pi * D^2 * H * cu \quad (9)$$

$$Mb = \frac{\pi}{12} * D^3 * cu \quad (10)$$

Onde:

D = diâmetro do cilindro de ruptura;

H = altura do cilindro de ruptura;

cu = coesão não drenada.

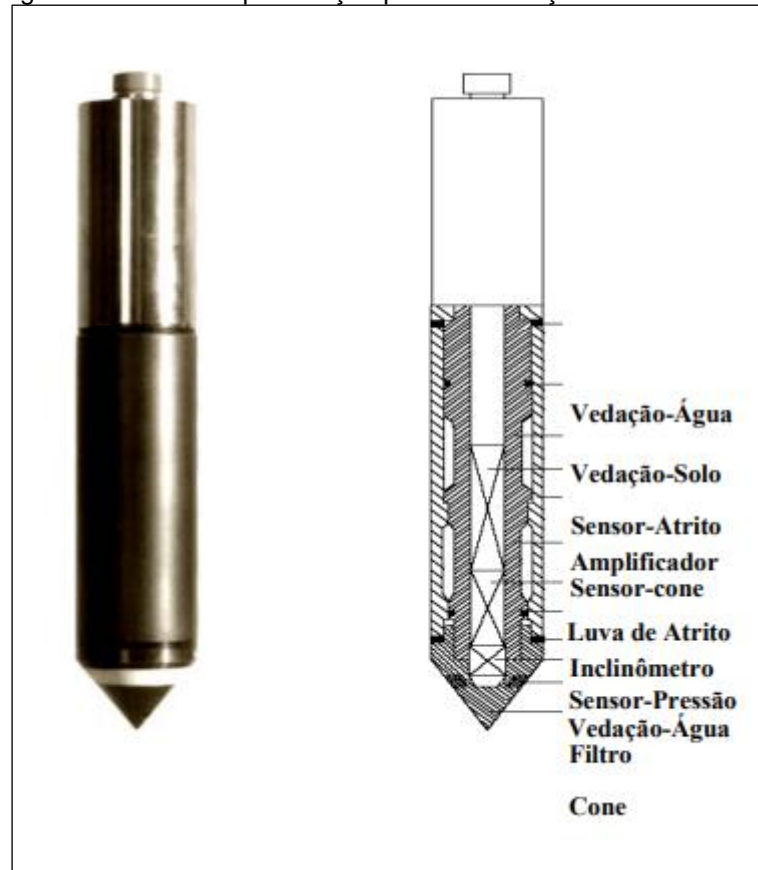
Assim, substituindo as Equações 9 e 10 na Equação 8, temos o valor da resistência não drenada (Su):

$$Su = \frac{6}{7} * \frac{T}{\pi * D^3} \quad (11)$$

2.3.2.3. Ensaio de Penetração Estática do Cone (CPT)

O ensaio CPT consiste na aferição da resistência de ponta e lateral através da cravação do equipamento, constituído de um conjunto de hastes tendo na extremidade inferior uma ponteira cônica de 10 cm² de área com ângulo de vértice de 60°, no solo. Com isso, é possível determinar o tipo de solo, destacando a uniformidade e continuidade das camadas, além de determinar os parâmetros geotécnicos das camadas do solo em análise (MARANGON, 2018).

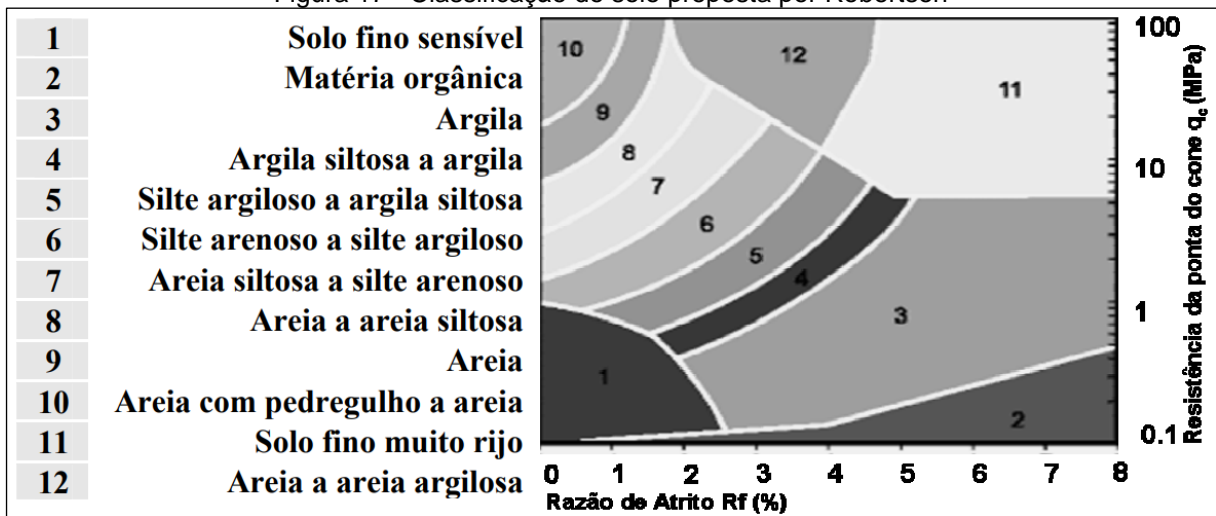
Figura 16 - Cone de penetração para a realização de ensaios CPT



Fonte: Neto *et al.*, 2006.

Durante a realização do ensaio, os esforços registrados pela ponta e pelo atrito de fuste apresentam variações em função das características dos materiais atravessados. A partir desses resultados, calcula-se a razão de atrito R_f e determina-se o tipo de solo atravessado pelo equipamento com o auxílio do ábaco proposto por Robertson (NETO *et al.*, 2006).

Figura 17 - Classificação do solo proposta por Robertson



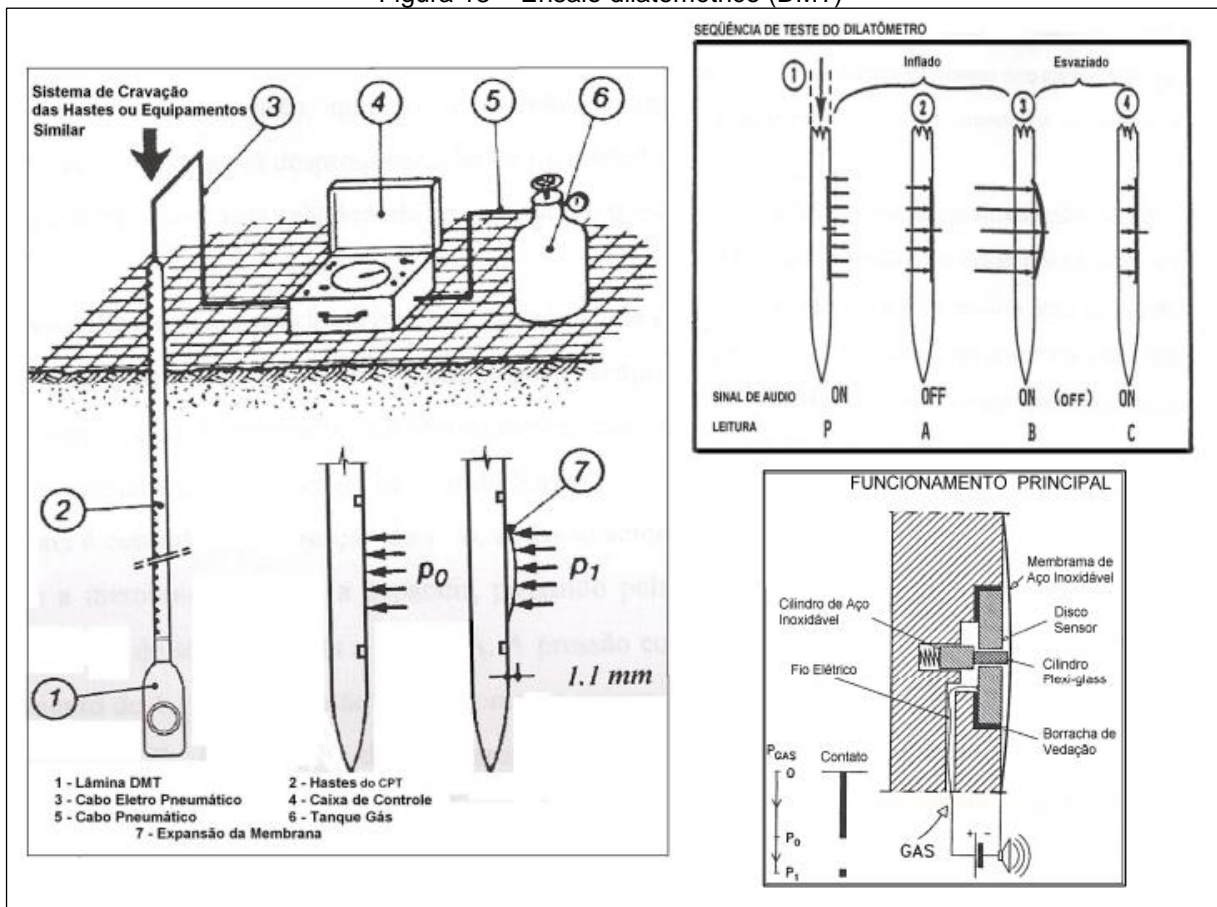
Fonte: Neto *et al.*, 2006.

Ainda, existem as sondas piezométricas capazes de aferir, simultaneamente, a resistência a penetração e a poropressão gerada durante a cravação do equipamento (CPTu), através de um elemento poroso localizado na base do cone (SILVA, 2008).

2.3.2.4. Ensaio Dilatométrico

O ensaio dilatométrico (DMT), desenvolvido em 1970 pelo professor de mecânica dos solos da Universidade de L'Aquila, Silvano Marchetti, apresenta o objetivo de medir a tensão *in situ* e o módulo de deformabilidade do solo, a partir da cravação de uma lâmina dilatométrica que penetra verticalmente em seu interior, com o auxílio de um sistema de cravação com velocidade constante de 2 a 4 cm/s. A cada 20 centímetros de cravação é interrompida a descida da lâmina e a membrana existente no equipamento é inflada, através da aplicação de pressão por meio de gás nitrogênio, gás oxigênio ou ar comprimido. Neste momento, são feitas três medições de tensão e deformação, e em seguida prossegue-se com o ensaio (SILVA, 2008).

Figura 18 – Ensaio dilatométrico (DMT)

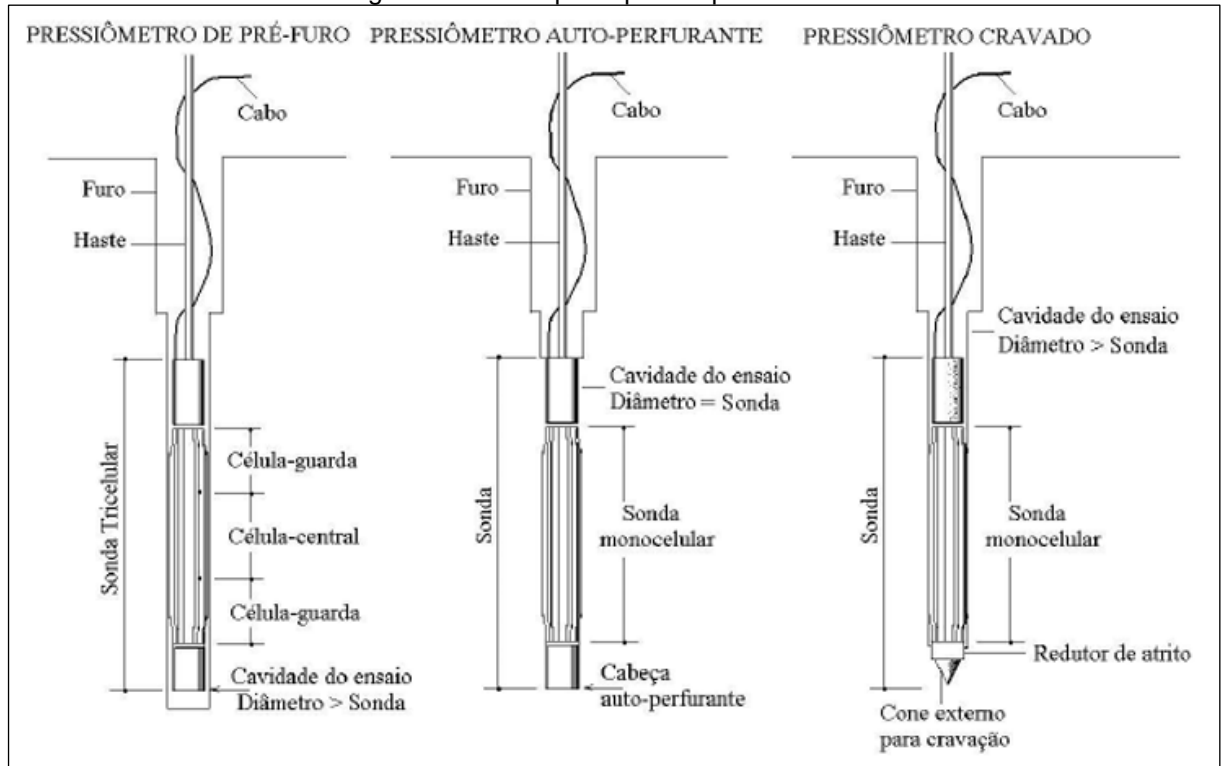


Fonte: Marchetti, 1980.

2.3.2.5. Ensaio Pressiométrico

De acordo com Colaço (2017), o ensaio pressiométrico consiste na obtenção da curva tensão-deformação dos diferentes perfis de solo a partir da expansão de uma sonda cilíndrica inserida no terreno em estudo. Com isso, determina-se a pressão horizontal exercida no solo, a tensão radial e o acréscimo relativo no raio da cavidade.

Figura 19 – Principais tipos de pressiômetros



Fonte: Colaço, 2017.

2.3.3. Parâmetros Geotécnicos Obtidos por Correlações

A estimativa dos parâmetros geotécnicos, a partir dos ensaios de penetração *in situ*, é realizada pelo uso das diversas correlações desenvolvidas por diferentes pesquisadores, sendo elas relações empíricas, conforme representado pelas tabelas e equações que seguem.

Tabela 2 – Estado de compactação e consistência dos solos

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ^a
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

^a As expressões empregadas para a designação da compactação das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactação relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: NBR 6484:2020, 2023.

Tabela 3 - Estimativas dos parâmetros dos solos a partir do SPT

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade (SPT)	γ (tf/m ³)	C (tf/m ²)	φ °	E (t/m ²)	μ
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência (SPT)	γ (tf/m ³)	C (tf/m ²)	φ °	E (t/m ²)	μ
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Fonte: Marangon, 2018.

Tabela 4 - Parâmetros médios dos solos

Tipo de Solo	Faixa de SPT	Modulo de elasticidade (t/m ²)	Peso Especifico		Ângulo de atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (t/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa/pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	-
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	-
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
Argila arenosa pouco siltosa	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
Turfa / argila orgânica	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppert Júnior, 2007

Tabela 5 - Peso específico de solos argilosos

N _{SPT}	Consistência	Peso Especifico (kN/m ³)
≤2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥20	Dura	21

Fonte: Godoy, 1972

Tabela 6 - Peso específico de solos arenosos

N _{SPT}	Compacidade	γ _{sat}
<5	Fofa	19
5-8	Pouco Compacta	
9-18	Medianamente Compacta	20
19-40	Compacta	
>40	Muito Compacta	

Fonte: Godoy, 1972

Para a determinação do ângulo de atrito dos materiais, temos as seguintes correlações:

Muromachi (1974), propôs a seguinte correlação para solos granulares:

$$\varphi' = 20^\circ + 3,5 * \sqrt{Nspt} \quad (12)$$

A correlação desenvolvida por Godoy (1983), considera o ângulo de atrito apenas de solos não coesivos, ou seja, areias.

$$\varphi' = 28^\circ + 0,4 * Nspt \quad (13)$$

A expressão numérica proposta por Teixeira (1996), para estimativa do ângulo de atrito interno é dada por:

$$\varphi' = \sqrt{20 * Nspt} + 15^\circ \quad (14)$$

Também, a partir dos estudos desenvolvidos por Hatanaka e Uchida (1996), temos que o ângulo de atrito é representado pela seguinte expressão:

$$\varphi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 * Nspt60} \quad (15)$$

Onde:

φ' = ângulo de atrito interno;

$Nspt$ = número de golpes do amostrador padrão.

$Nspt60$ = índice de resistência à penetração com 60% da eficiência mecânica padronizada.

Para a determinação da coesão do material, temos os estudos desenvolvidos por Alonso (1943), Stroud (1974), Teixeira e Godoy (1996), além de Berberian (2015), respectivamente.

Tabela 7 – Correlação do N_{spt} com a coesão das argilas

Argilas	Standart Penetration Testt (SPT)	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, 1943.

Stroud (1974):

$$Su = 4\sim 6 * N_{spt}60 \quad (16)$$

Teixeira e Godoy (1996):

$$Su = 10 * N_{spt} \quad (17)$$

Berberian (2015):

$$c = \frac{N_{spt}}{0,35} \quad (18)$$

Onde:

Su = coesão não drenada.

Outra maneira para o conhecimento dos parâmetros geotécnicos do solo, quando não são realizados ensaios de cisalhamento, se dá através de retroanálises.

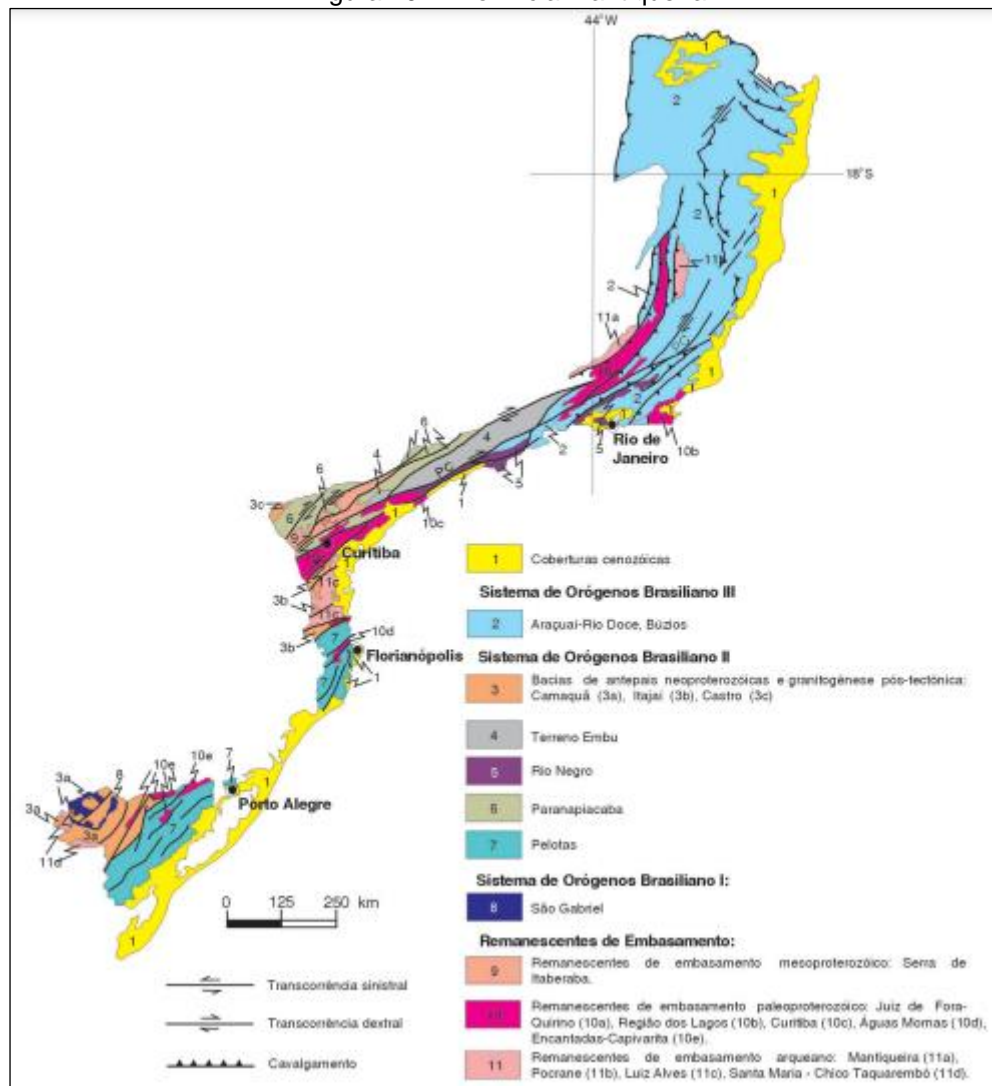
Segundo Gomes (2003), as retroanálises, relativas aos taludes que apresentaram rupturas, são realizadas de modo em que são fixadas as condições de contorno do problema (geometria inicial do talude, geometria da superfície de ruptura no seu eixo mais crítico e as condições de pressão neutra) arbitrando-se valores para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito até satisfazer a condição de $F_s = 1,00$, ou seja, condição limite de estabilidade.

2.3.4. Parâmetros Geotécnicos de Solos da Grande Florianópolis

Segundo Heidemann (2015), a costa de Santa Catarina é constituída de granitos resultantes dos eventos geotectônicos complexos que formaram a província Mantiqueira. Essa por sua vez, foi instalada ao final do Neoproterozoico e início do Paleozoico, estendendo-se desde a costa de Montevidéu até o sul do estado da Bahia.

A província Mantiqueira foi formada a partir de colagem das margens continentais através de eventos orogênicos, ou seja, colisão de placas tectônicas, que trouxe como consequência a formação de dobramentos, cordilheiras e fossas (HEIDEMANN, 2015).

Figura 20 – Província Mantiqueira



Fonte: Serviço Geológico do Brasil, 2003.

Contribuindo com o assunto explanado, Boehl (2011) afirma que a região da grande Florianópolis está contida entre o planalto basáltico brasileiro e o oceano Atlântico, sendo esta região composta por derrames de rochas graníticas pré-cambrianos, rochas graníticas-metamórficas, rochas sedimentares e metamórficas de origem e agentes de formações diversas.

Ainda de acordo com Boehl (2011), a partir de estudos realizados em solos da região da grande Florianópolis, mais precisamente em, São José, Florianópolis e São Pedro de Alcântara, observa-se os seguintes parâmetros geotécnicos para os solos da região.

Tabela 8 - Parâmetros geotécnicos, ângulo de atrito e coesão, de solos da grande Florianópolis

Amostras	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
A1 - Plano Vertical	41,60	20,87
A1 - Plano Horizontal	39,40	16,06
A2 - Plano Vertical	35,70	9,28
A2 - Plano Horizontal	37,70	4,48
A11 - Plano Vertical	26,60	13,48
A11 - Plano Horizontal	32,20	5,34
A18 - Plano Vertical	33,20	19,70
A18 - Plano Horizontal	27,50	34,35
A20 - Plano Vertical	28,90	17,77
A20 - Plano Horizontal	35,80	4,38
A21 - Plano Vertical	29,70	13,33
A21 - Plano Horizontal	29,70	13,48
A22 - Plano Vertical	33,70	5,19
A22 - Plano Horizontal	27,40	14,03

Fonte: Adaptado de Boehl (2011), 2023.

De acordo com Higashi (2006), para os solos residuais de granito da região sul do Brasil, em horizontes C e B, realizados a partir de ensaios de cisalhamento direto, destacam-se os estudos desenvolvidos por Raimundo (2002), Beviláqua (2004), Santos (1997), Meirelles e Davison Dias (1987) e Bastos (2005).

Tabela 9 - Resultados de coesão e ângulo de atrito na condição natural e inundada

Localidade	Rocha de origem / Horizonte	Coesão (KPa)		ϕ (Graus)	
		Nat	Inund	Nat	Inund
Cacupé ¹	Granito / horizonte C	28,9	5,2	35,9	35,9
	Diabásio / horizonte C	26,5	4,8	30,9	35,9
Jardim Guarani ¹	Granito / horizonte C	42,25	16,82	36,7	32,4
	Granito (plano argiloso)	8,14	2,12	37,7	26,6
Araquás ²	Granito / horizonte C	25	3	33,2	32
Córrego Grande ²	Granito / horizonte C	24	2	54,6	37,3
S. Lagoa ²	Granito / horizonte C	20	14	37	34,4
Serrinha ²	Granito / horizonte C	58	12	34,7	34,4
SC - 401 ²	Granito / horizonte C	22	0	39,2	40,1
Praia Mole ²	Granito / horizonte C	11	7	48	43,3
João Paulo ²	Granito / horizonte C	18	4	38,6	37,3
Cacupé ²	Granito / horizonte C	18	6	37,1	35,2
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte B	92,3	16	27	32
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte C	17,9	0	36	35
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte B	8,9	-	42	-
Ilha-PVg1 ³	Granito / horizonte C	25,6	-	37	-
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / horizonte B	37,1	32,5	25	25
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / horizonte B/C	33,1	20,4	30	28
Canasvieiras-Cde ³	Granito / horizonte B	-	9,1	-	34
Canasvieiras-Cde ³	Granito / horizonte C	-	4	-	30
Amostra 1 ⁴	Granito / Horizonte C	21,6	15,9	41,5	30,9
Amostra 2 ⁴	Granito / Horizonte C	22,7	4,16	41,3	30,4
Amostra 3 ⁴	Granito / Horizonte C	46,9	6	30,9	35,4
POA Ponta Grossa ⁵	Granito / Horizonte C	28,4	-	-	-
CD ⁵	Granito / Horizonte C	28,4	20,7	38	36
CL ⁵	Granito / Horizonte C	43,5	36,5	41	35
CT ⁵	Granito / Horizonte C	61,9	34,4	35	29
Algarve ⁶	Granito / Horizonte C	-	0,87	-	46,5
Algarve ⁶	Granito / Horizonte B	-	2,03	-	36
PVg ⁷	Granito / Horizonte C	43,5	29	34	30

Fonte: Higashi (2006) apud ¹Raimundo et al. (2002) / ²Beviláqua (2004) / ³Santos (1997) / ⁴Meirelles e Davison Dias (2004) / ⁵Bastos (1991) in ²Beviláqua (2004) / Bastos (1991) / ⁷Davison Dias (1987).

2.3.5. Parâmetros Geotécnicos de Aterros

De acordo com o DER-SP (2006), os aterros são segmentos de uma dada rodovia cuja implantação requer deposição de materiais provenientes de cortes ou empréstimos.

A realização dos aterros, em alguns casos, é feita a partir de diferentes fontes de matéria prima presentes na região da intervenção geotécnica, e essas por sua vez, apresentam distinções de valores quanto aos parâmetros geotécnicos.

Ainda, para a execução dos aterros, os solos utilizados devem atender à qualidade e à destinação prévia indicada no projeto (DER-SP, 2006). Como por exemplo:

- a) Ser isentos de matérias orgânicas, micáceas e diatomáceas. Turfas e argilas orgânicas não devem ser empregadas;

- b) Para o corpo do aterro, devem possuir $\text{CBR} \geq 2\%$ e expansão $< 4\%$, ou o especificado em projeto;
- c) A camada final dos aterros deve ser constituída de solo selecionado, dentre os melhores disponíveis, os quais devem ser objeto de especificações complementares indicadas no projeto. Não é permitido o uso de solos com expansão maior que 2%;
- d) Em regiões em que ocorra a presença de materiais rochosos e ocorra falta de material de 1ª e 2ª categoria, admite-se a construção de aterros com material rochoso, desde que haja especificação complementar de projeto.

Na região do presente trabalho, encontra-se, para os parâmetros geotécnicos do aterro, os estudos desenvolvidos por Steffens (2015). Nele, a autora supramencionada, considera uma coesão de 5 kN/m^2 e ângulo de atrito de 35° .

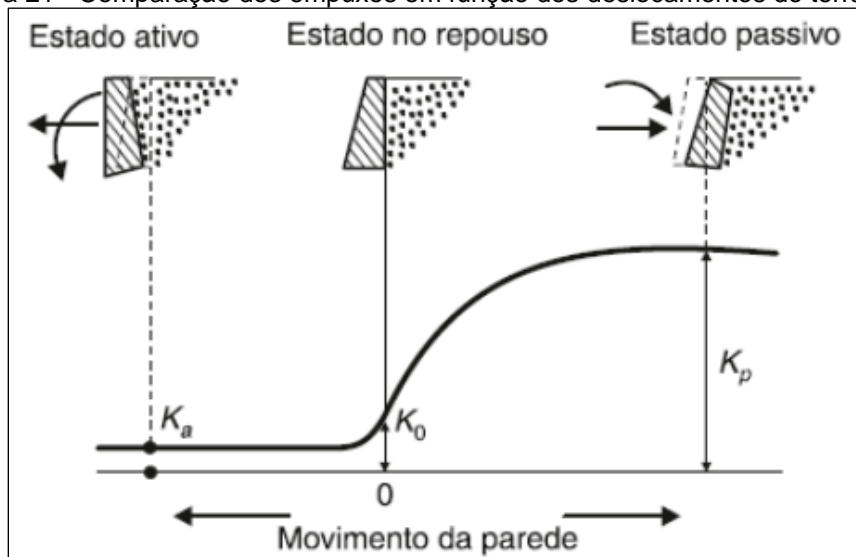
2.4. Empuxos de Terra

Segundo Caputo e Caputo (2022), o empuxo de terra pode ser definido pela ação produzida pelo maciço terroso sobre as obras com ele em contato. A determinação do seu valor é de suma relevância no dimensionamento de estruturas de contenção como os muros de arrimo, construções de subsolos, encontros de pontes entre outras soluções geotécnicas.

Ademais, Caputo e Caputo (2022) comentam em seu livro Mecânica dos Solos – Obras de terra e fundações, que:

Os empuxos sobre estruturas, que por sua natureza essencialmente rígida não possam ou não devam sofrer deslocamentos apreciáveis, serão calculados utilizando-se o coeficiente K_0 . [...] O empuxo de terra que atua sobre um suporte que resiste, porém cede certa quantidade que depende de suas características estruturais, denomina-se empuxo ativo (E_a). Ao contrário, quando a parede avança contra o terrapleno, teremos o chamado empuxo passivo (E_p). As tensões correspondentes chamam-se ativa e passiva, e os coeficientes, ativo (K_a) e passivo (K_p). (CAPUTO e CAPUTO, 2022, p. 110).

Figura 21 - Comparação dos empuxos em função dos deslocamentos do terrapleno



Fonte: Caputo e Caputo, 2022.

Conforme observa-se pela figura acima, o estado ativo (K_a) promove uma distensão no solo, já no estado passivo (K_p) a obra de contenção provoca uma compressão no maciço terroso. Percebe-se também que a tensão horizontal diminui ou aumenta, conforme o muro se afasta ou se desloca contra o solo.

2.4.1. Teoria de Rankine

Rankine, baseando-se na equação de ruptura de Mohr, propôs a seguinte teoria:

$$\sigma_1 = \sigma_3 * N\varphi + 2c * \sqrt{N\varphi} \quad (19)$$

Onde:

σ_1, σ_3 = tensões principais;

c = coesão do material.

Porém:

$$N\varphi = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (20)$$

Onde:

φ = ângulo de atrito.

A princípio, considerando o interior da massa de solo como um semiespaço infinito, uma das tensões principais terá a direção vertical, peso próprio do solo, já a direção da outra tensão será horizontal (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

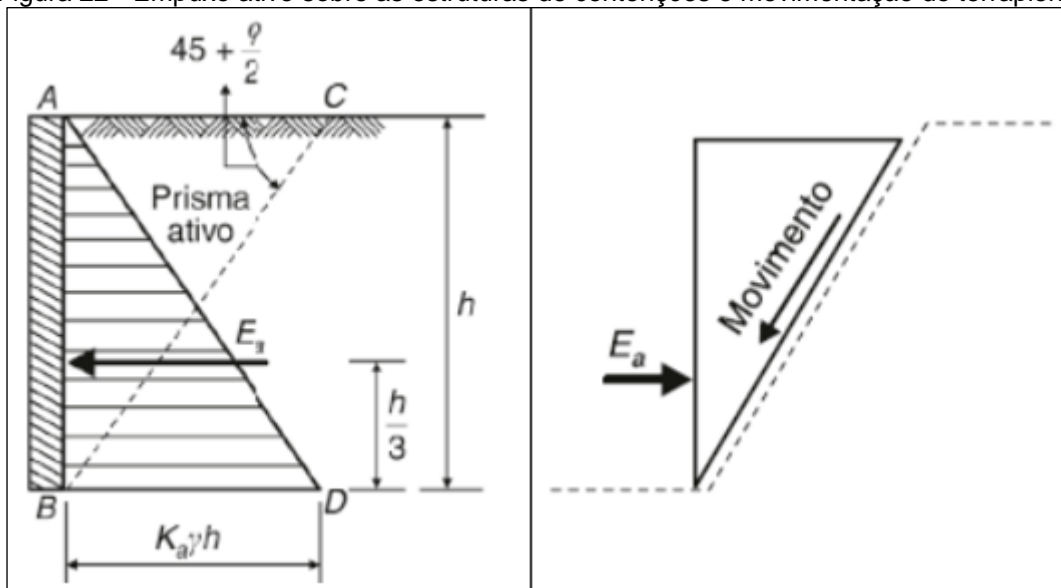
No estado ativo, a estrutura de contenção afasta-se do terrapleno, conseqüentemente, a tensão horizontal (σ_h) diminuirá até alcançar um valor mínimo.

$$\sigma_h = \sigma_3 = K_a * \gamma * h \quad (21)$$

Já para a tensão vertical, temos:

$$\sigma_v = \sigma_1 = \gamma * h \quad (22)$$

Figura 22 - Empuxo ativo sobre as estruturas de contenções e movimentação do terrapleno



Fonte: Caputo e Caputo, 2022.

Continuando o deslocamento da parede AB, ocorrerá o deslizamento da superfície BC.

Logo, sabendo que:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_a \quad (23)$$

Temos:

$$K_a = \frac{1}{N\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (24)$$

Onde:

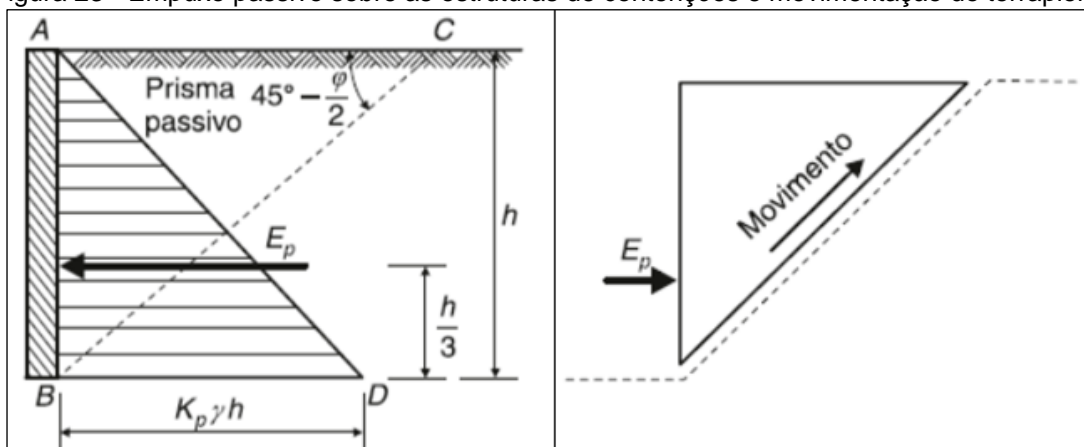
K_a = coeficiente de empuxo ativo.

Com isso, temos que a expressão do empuxo ativo total (E_a) é a área do triângulo formado pela superfície ABD, ou seja:

$$E_a = \int_0^h K_a * \gamma * z dz = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * K_a \quad (25)$$

Já para o empuxo passivo (E_p), a estrutura de contenção provoca um esforço de compressão no terrapleno, ou seja, o peso do terrapleno é menor do que o empuxo, desta maneira, acontece a elevação do terreno contido.

Figura 23 - Empuxo passivo sobre as estruturas de contenções e movimentação do terrapleno



Fonte: Caputo e Caputo, 2022.

Assim, o valor de K_p será o inverso de K_a , ou melhor:

$$K = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = Kp = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (26)$$

Onde:

Kp = coeficiente de empuxo passivo

Logo, o empuxo passivo é definido pela equação a seguir:

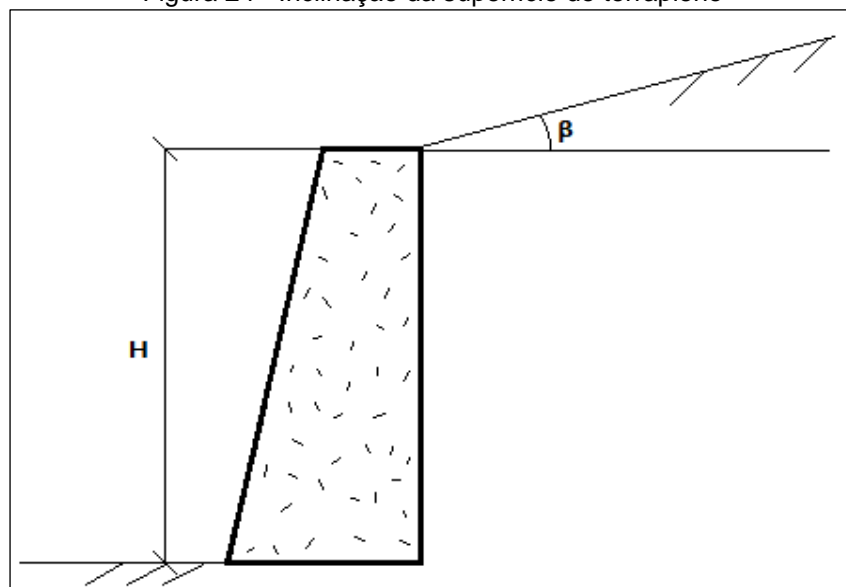
$$Ep = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Kp \quad (27)$$

Caso a superfície do terrapleno apresente quaisquer inclinações, os valores dos empuxos ativo e passivo passam a serem considerados, respectivamente, como:

$$Ea = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * \cos\beta \left[\frac{(\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi})}{(\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi})} \right] \quad (28)$$

$$Ep = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * \cos\beta \left[\frac{(\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi})}{(\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi})} \right] \quad (29)$$

Figura 24 - Inclinação da superfície do terrapleno



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

2.4.2. Teoria de Coulomb

A teoria desenvolvida Charles Augustin de Coulomb, em 1776, baseia-se na teoria de equilíbrio limite, ou seja, na existência de uma superfície de ruptura, admitindo-se a ocorrência de atrito solo-muro (MARANGON, 2018).

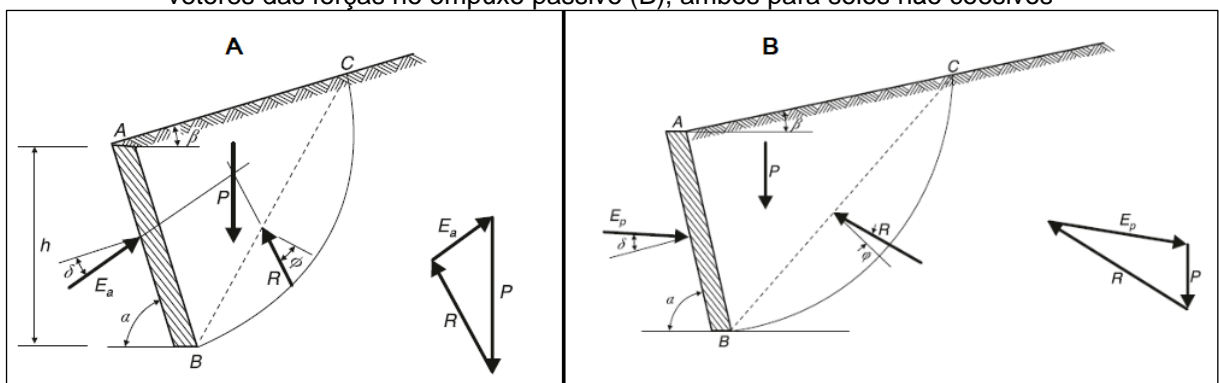
Ainda de acordo com Marangon (2018), na teoria de Coulomb são consideradas seguintes hipóteses:

- Solo homogêneo e isotrópico;
- A ruptura é tratada como um problema bidimensional;
- O estado de equilíbrio plástico é proveniente do peso de uma cunha de terra;
- Forças de atrito são distribuídas de maneira uniforme ao longo da superfície de ruptura junto ao paramento do muro, atrito solo-muro.

2.4.2.1. Solos Não Coesivos

Para solos não coesivos, $c = 0$, o terrapleno é considerado um maciço indeformável, mas que apresenta sua ruptura segundo superfícies curvas

Figura 25 – Superfície de ruptura e vetores das forças no empuxo ativo (A), superfície de ruptura e vetores das forças no empuxo passivo (B), ambos para solos não coesivos



Fonte: Caputo e Caputo, 2022.

Onde:

P = peso da cunha de ruptura;

R = reação do terreno, resistência do solo;

E_a = empuxo ativo;

E_p = empuxo passivo.

Partindo das condições de equilíbrio das forças P, R, Ea e Ep, desenvolvem-se, analiticamente, as equações do empuxo ativo e passivo, conforme observa-se a seguir:

$$Ea = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Ka \quad (30)$$

Sendo Ka igual à:

$$Ka = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (31)$$

E:

$$Ep = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 * Kp \quad (32)$$

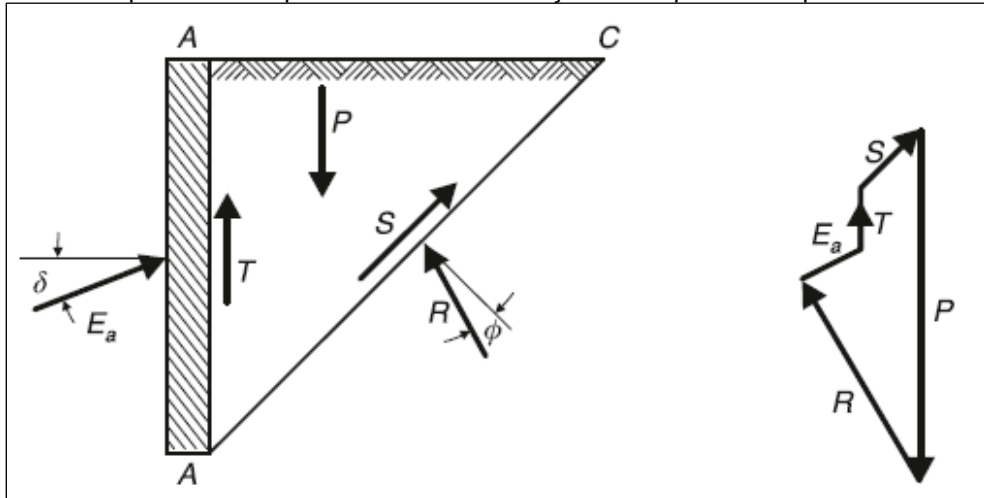
Sendo Kp igual à:

$$Kp = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2\alpha * \text{sen}(\alpha - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) * \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (33)$$

2.4.2.2. Solos Coesivos

A teoria de Coulomb para solos coesivos, $c \neq 0$, acrescenta-se ao equilíbrio de forças o valor da coesão, ao longo da superfície de deslizamento, e o valor de adesão, entre o terrapleno e a parede da estrutura de contenção (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

Figura 26 - Superfície de ruptura e vetores das forças no empuxo ativo para solos coesivos



Fonte: Caputo e Caputo, 2022.

Neste caso, o cálculo da resultante é realizado diretamente pelo polígono formado pelas forças atuantes. Ainda, não há um coeficiente K que corresponda à situação em análise. Por último, para o empuxo passivo, é considerado a mesma ideia, porém, considerando a posição da resultante E_p , ilustrado na Figura 25 (MARANGON, 2018).

2.5. Movimentos de Massa

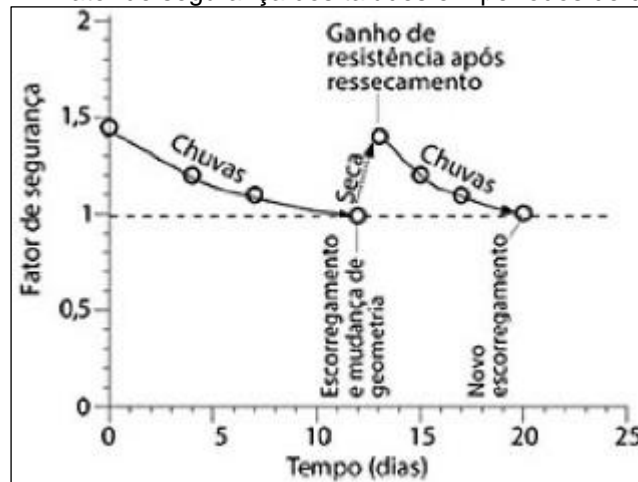
Os movimentos de massa são caracterizados pela movimentação de solo ou material rochoso de uma região instável para áreas estáveis, ou seja, descem encosta abaixo sob a ação da força gravitacional. Geralmente, esses acontecimentos estão relacionados com o desequilíbrio entre as tensões atuantes no interior do maciço. Esse desequilíbrio começa quando a tensão tangencial máxima do solo é atingida, podendo ser desencadeado por eventos climáticos extremos, terremotos, erupções vulcânicas e derretimento de geleiras (POSSATO, 2021).

As chuvas representam o aspecto mais significativo na tentativa de analisar estes movimentos. Grande parte desses episódios estão relacionados a eventos de elevada pluviosidade e de grande tempo de recorrência, de duração compreendida entre algumas poucas horas até alguns dias (GUIDICINI e NIEBLE, 1976).

A partir da Figura 27, percebe-se que a ocorrência de períodos chuvosos tende a diminuir o fator de segurança dos taludes, visto que, as chuvas provocam o aumento das solicitações no interior do maciço, promovem a redução da resistência ao escorregamento, propiciam a erosão superficial da encosta em decorrência do

escoamento da água, além de provocar o acréscimo do peso específico do maciço terroso. Essas características viabilizam a geração de forças desestabilizadoras, o aumento da pressão neutra no solo e a diminuição da coesão aparente. Ainda, a elevação do nível freático pode provocar diferenças de permeabilidade entre os materiais constituintes do talude, condição capaz de fornecer caminhos preferenciais para a percolação da água, criando superfícies com grandes possibilidades da ocorrência de movimentos de massa (FERNANDES, 2014).

Figura 27 - Fator de segurança dos taludes em períodos de chuvosos



Fonte: Gerscovich *et al.*, 2019.

Diante disso, em decorrência do aumento expressivo de pessoas vivendo em áreas urbanas consideradas de grande risco geológico, torna-se cada vez mais frequente notícias envolvendo tragédias relacionadas aos movimentos de massa, isso pois, eventos climáticos extremos estão tornando-se constantes.

Figura 28 - Notícias envolvendo deslizamentos que ocorreram no Brasil e no mundo



Fonte: Adaptado dos principais sites de notícia, 2023.

Corroborando com o assunto, Carvalhais *et al.* (2019) comenta que:

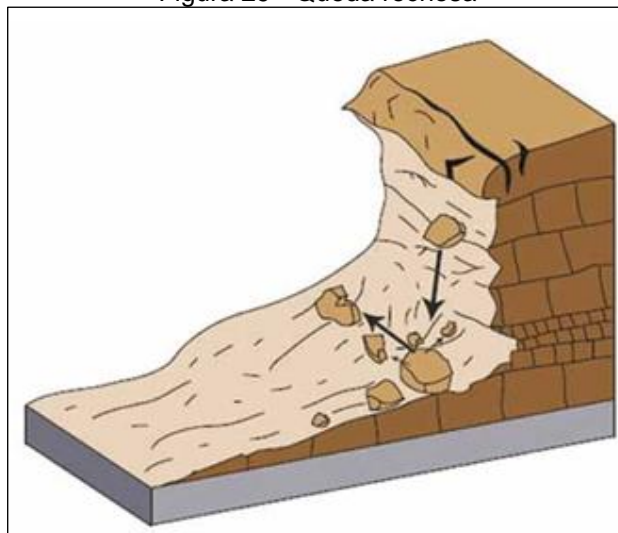
O processo de uso e ocupação do solo sem planejamento urbano influencia nos desastres ambientais. O crescimento desordenado da sociedade e a desigualdade social geram ocupações inapropriadas, principalmente em beiras de rios e encostas íngremes. As intervenções antrópicas para apropriação destas áreas provocam problemas na instabilidade, associadas ao movimento de massas, desencadeadas por meio de cortes, retirada de vegetação, dentre outros. (CARVALHAIS *et al.*, 2019, p. 9766).

Para o entendimento do comportamento de episódios de movimentos de massa, torna-se necessário o conhecimento das classificações dos seus tipos.

2.5.1. Queda

Os movimentos de massa do tipo queda são caracterizados por deslocamentos repentinos para baixo, de rocha ou terra. Na maioria dos casos acontecem em cortes de rochas, em taludes que apresentam matacos ou em taludes íngremes e são desencadeados por erosões regressivas do talude, intervenções humanas para a construção de rodovias ou por vibrações intensas no terreno (USGS, 2008).

Figura 29 - Queda rochosa

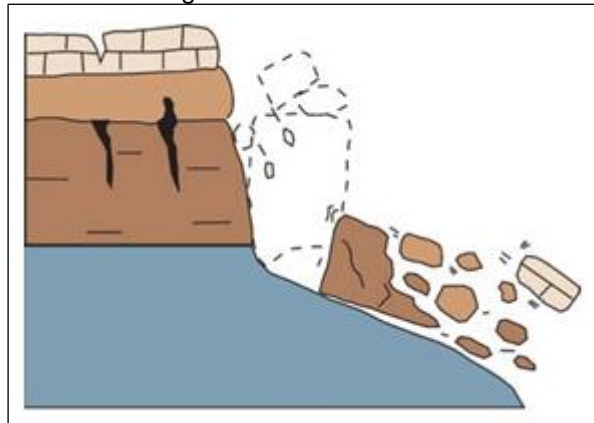


Fonte: USGS, 2008.

2.5.2. Tombamento

Um tombamento é caracterizado por uma rotação frontal, em torno de um ponto ou eixo, de uma massa rochosa ou de solo, causados pela ação gravitacional exercida sobre o peso do material na parte superior da massa deslocada ou ainda pela infiltração da água ou do gelo nas fissuras preexistentes no maciço (USGS, 2008).

Figura 30 - Tombamento

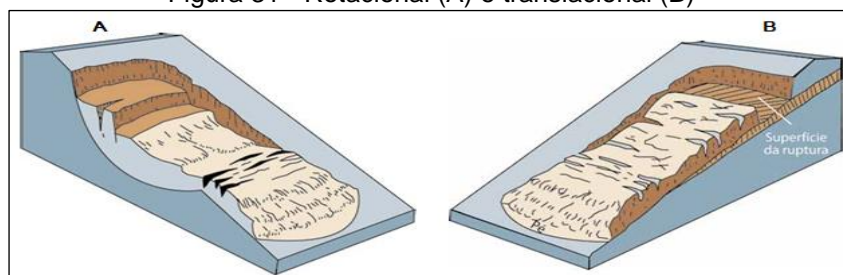


Fonte: USGS, 2008.

2.5.3. Rotacional e Translacional

Os escorregamentos rotacionais apresentam-se de maneira circular e são associados a condições homogêneas e isotrópicas do maciço terroso, enquanto os escorregamentos planares, translacionais, são aqueles relacionados a condições não homogêneas, caracterizados pela presença do estrato em pequenas profundidades abaixo da superfície do talude, onde há descontinuidades como fissuras e deslizamentos preexistentes. Em ambos os casos, a estabilidade do talude pode ser classificada como um problema bidimensional (KNAPPETT e CRAIG, 2014).

Figura 31 - Rotacional (A) e translacional (B)

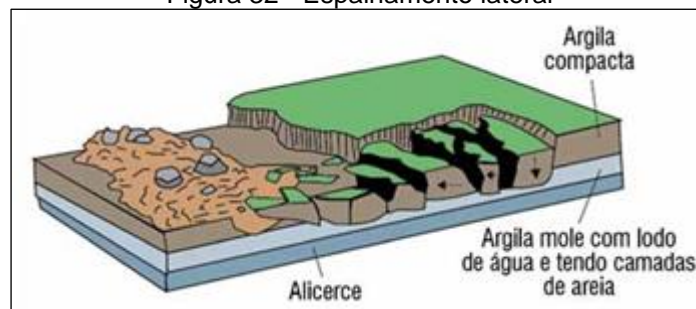


Fonte: Adaptado de USGS, 2008.

2.5.4. Espalhamento

Os espalhamentos são definidos por afundamentos da superfície da massa fraturada de material coesivo para uma camada inferior, de material menos resistente. Esse tipo de movimento de massa pode ocorrer devido à liquefação do material menos rígido. Ainda, são subdivididos em espalhamento lateral, em blocos e por liquefação (USGS, 2008).

Figura 32 - Espalhamento lateral

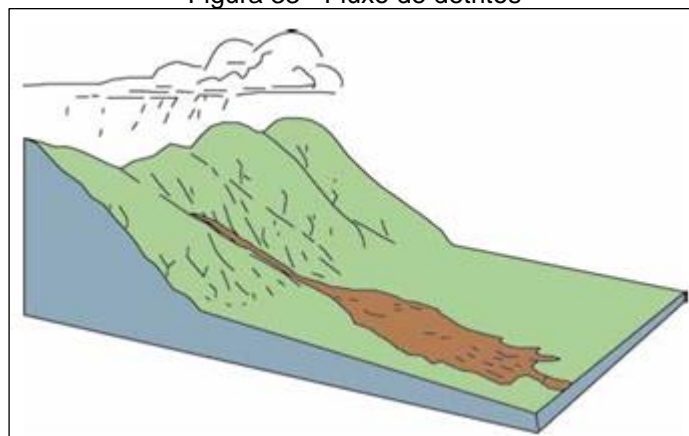


Fonte: USGS, 2008.

2.5.5. Fluxo de Detritos

Os fluxos de detritos ocorrem a partir do momento em que o material solto, presente no talude, mistura-se com as águas pluviais até a formação de uma lama, composta de sedimentos e detritos, que apresenta a tendência de movimento descendente. Ainda, são caracterizados por serem extremamente fatais, haja vista que, ocorrem de maneira repentina e apresentam velocidades de deslocamento extremamente rápidas (USGS, 2008).

Figura 33 - Fluxo de detritos

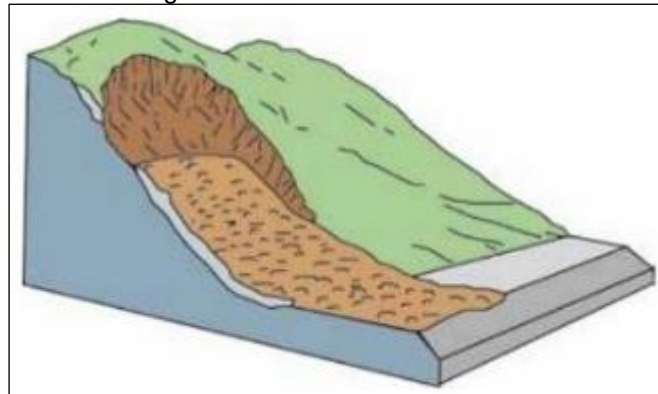


Fonte: USGS, 2008.

2.5.6. Avalanche de Detritos

Avalanches de detritos são formadas pela ruptura do talude e posterior transporte dos fragmentos. Assim como os fluxos de detritos, esta categoria de movimento de massa ocorre de maneira repentina e podem apresentar velocidades de até 100 m/s, sendo capazes de transportar blocos de grandes dimensões por vários quilômetros de distância (USGS, 2008).

Figura 34 - Avalanche de detritos

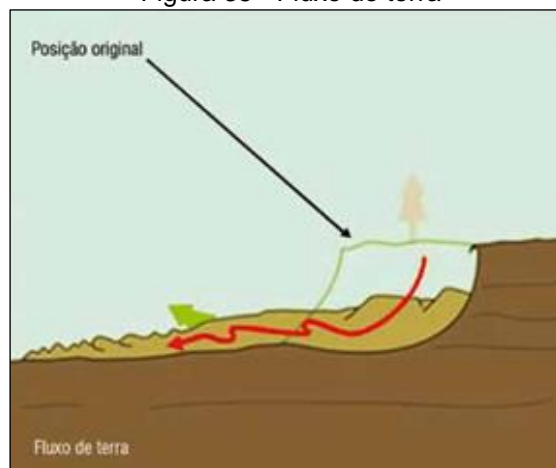


Fonte: USGS, 2008.

2.5.7. Fluxo de Terra

Nos fluxos de terra o material disperso é constituído por grãos finos que se separam das encostas a partir do momento em que o solo é saturado (NOVELETTO, 2017). Ocorrem com frequência em áreas com solos argilosos e argilo-arenosos (USGS, 2008).

Figura 35 - Fluxo de terra



Fonte: USGS, 2008.

2.6. Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes e Encostas

Para compreender o comportamento dos taludes, analisando as possíveis variáveis presentes em campo, torna-se de suma importância o conhecimento e o entendimento de alguns modelos matemáticos que visam estabelecer condições favoráveis para a estabilidade dos maciços terrosos.

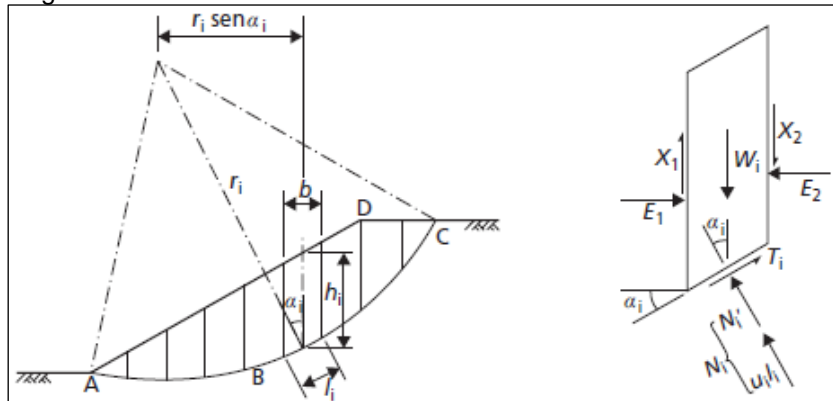
Os processos de análise de estabilidade de encostas mais empregados são, os que propõem analisar o maciço estando sujeito ao deslizamento como bloco rígido e os que analisam como um bloco dividido em lamelas, fatias. A utilização dos modelos matemáticos que subdividem o material em lamelas apresenta uma melhor compreensão do todo, visto que, consideram um número diferente de situações, por exemplo, camadas de solos distintas, pressões neutras, lençol freático e sobrecargas (BARROS, 2017).

Entre os diversos métodos utilizados para a análise de estabilidade de taludes e encostas temos o de Fellenius, o de Bishop Simplificado, o de Spencer, o de Jambu Simplificado e o de Morgenstern-Price, que serão abordados seguidamente.

2.6.1. Método de Fellenius

Este método foi desenvolvido em 1936 pelo engenheiro nascido na Suécia, Wolmar Knut Axel Fellenius. Também conhecido como método das fatias, esse modo de analisar a estabilidade dos taludes baseia-se no estudo estático do volume, dividido em lamelas verticais, de material situado acima da superfície potencial de escorregamento (PEREIRA, 2013).

Figura 36 - Método de análise da estabilidade dos taludes - Fellenius



Fonte: Knappett e Craig, 2014.

Onde:

r_i = raio da cunha de deslizamento;

(ABCD) = superfície experimental de ruptura;

b = largura da lamela;

h_i = altura da lamela;

l_i = comprimento da base da lamela;

α_i = inclinação com a horizontal;

X_1 e X_2 = forças de cisalhamento atuando nas laterais de cada lamela;

E_1 e E_2 = forças normais atuando nas laterais de cada lamela;

W_i = peso total da lamela;

T_i = força de cisalhamento na base da lamela;

N_i = força normal total sobre a base da lamela;

N_i' = força normal efetiva;

u_i = pressão neutra;

L_a = comprimento do arco AC

Para o método de Fellenius, a resultante das forças entre as lamelas, admite-se que seja nula, assim:

$$N'_i = W_i * \cos \alpha_i - u_i * l_i \quad (34)$$

Sabendo que para o caso de condições homogêneas de solo, temos:

$$F_s = \frac{c' * L_a + tg \varphi' * \sum_i N'_i}{\sum_i W_i * \sin \alpha_i} \quad (35)$$

Com isso, a partir das Equações 34 e 35, o fator de segurança em termos de tensões efetivas é calculado pela Equação 36, a seguir.

$$F_s = \frac{c' * L_a + tg \varphi' * \sum_i (W_i * \cos \alpha_i - u_i * l_i)}{\sum_i W_i * \sin \alpha_i} \quad (36)$$

Para a obtenção do fator de segurança são escolhidas inúmeras superfícies experimentais de ruptura. Ainda, o denominador da Equação 36 representa a falha global (ação), à medida que o numerador expressa a resistência global (KNAPPETT e CRAIG, 2014).

2.6.2. Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop simplificado (1955) representa uma maneira de analisar a estabilidade de um talude, utilizando a divisão da cunha de escorregamento em várias lamelas, assim como no método Fellenius. O cálculo do fator de segurança é realizado desprezando as forças de cisalhamento entre as fatias, satisfazendo apenas o equilíbrio de momentos (ZHU, 2008).

Sobre cada lamelas ocorre a atuação das seguintes forças, o peso próprio da lamela, as forças normais e as forças tangenciais, agindo na superfície de ruptura, enquanto as forças horizontais e verticais agem nas laterais (BARROS, 2017). Com isso, temos:

$$N_i * \cos\alpha_i = W_i - T_i * \sin\alpha_i - (X_1 - X_2) \quad (37)$$

Porém:

$$T_i = \frac{s * l_i}{F_s} = \frac{s * b}{F_s * \cos\alpha_i} \quad (38)$$

Onde:

$$s = c + \sigma * tg\varphi = c + \frac{N_i * \cos\alpha_i}{b} * tg\varphi \quad (39)$$

Agora, admitindo que $(X_1 - X_2 = 0)$, temos:

$$N_i = \frac{W_i}{\cos\alpha_i} - \frac{s * b}{F_s * \cos\alpha_i} * tg\alpha_i \quad (40)$$

Substituindo o valor da força normal na Equação 39:

$$s = c + \left(\frac{Wi}{b} - \frac{s}{F_s} * tg\alpha i \right) * tg\alpha i \quad (41)$$

Com o equilíbrio global dos momentos em relação ao centro, nota-se que:

$$ri * \sum_{i=1}^n \frac{s * b}{F_s * \cos\alpha i} = ri * \sum_{i=1}^n (Wi * \sin\alpha i) \quad (42)$$

Com isso:

$$F_s = \frac{\sum \left(\frac{s * b}{\cos\alpha i} \right)}{\sum (Wi * \sin\alpha i)} \quad (43)$$

Logo:

$$F_s = \frac{\left(\sum \frac{(s * b + Wi * tg\varphi)}{\cos\alpha i + \frac{(tg\varphi * \sin\alpha i)}{F_s}} \right)}{\sum (Wi * \sin\alpha i)} \quad (44)$$

Como podemos observar pela Equação 44, o fator de segurança aparece dos dois lados da igualdade, dessa forma sua determinação resulta de um processo iterativo.

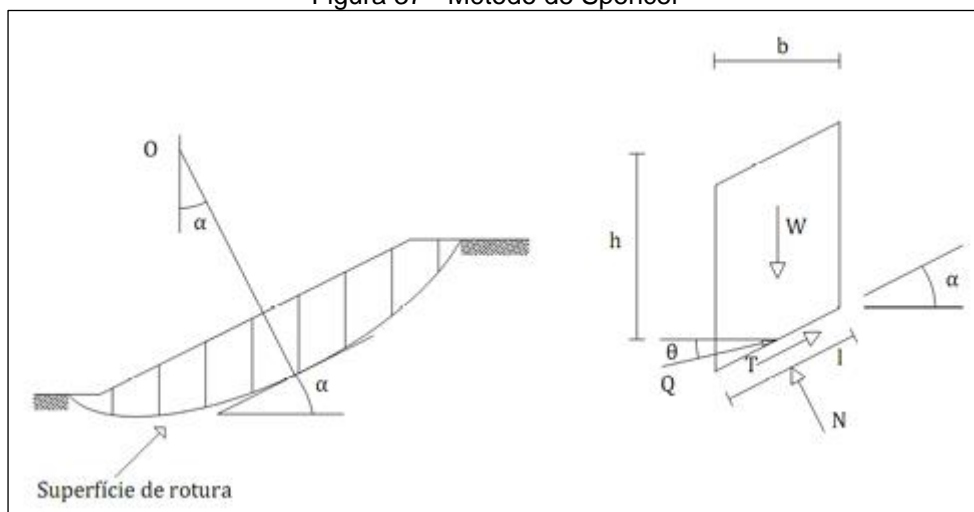
Apesar do método de Bishop Simplificado fornecer resultados mais fidedignos, quando comparados com o método de Fellenius, ele apresenta algumas incertezas quando a ruptura apresenta uma inclinação acentuada localizada próxima do pé do talude, principalmente, na utilização de cunhas de ruptura profundas (PUC-RIO, sd).

2.6.3. Método de Spencer

O método de Spencer (1967) caracteriza-se por analisar as superfícies de deslizamento circulares, satisfazendo as equações de equilíbrio tanto para os momentos quanto para as forças.

De acordo com Freitas (2011), as forças atuantes no plano vertical das lamelas são substituídas por uma resultante estaticamente equivalente, que atua no ponto médio da base da respectiva fatia.

Figura 37 - Método de Spencer



Fonte: Freitas, 2011.

Com isso, o fator de segurança pode ser calculado de duas maneiras, a primeira a partir do somatório de momentos atuantes em relação a um ponto, e a segunda maneira pelo somatório de forças na direção horizontal ou paralela à base da lamela (CRUZ, 2019).

$$N - W * \cos\alpha + Q * \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (45)$$

$$T - W * \sin\alpha + Q * \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (46)$$

Logo, igualando as equações descritas e levando em consideração os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb, temos a expressão da resultante Q:

$$Q = \frac{\frac{c' * l}{FS} + \frac{(W * \cos\alpha - u * l) * \operatorname{tg}\varphi'}{FS} - W * \operatorname{sen}\alpha}{\cos \cos(\alpha - \theta) * \left[1 + \frac{\operatorname{tg}\varphi * \operatorname{tg}(\alpha - \theta)}{FS}\right]} \quad (47)$$

Supondo que não existam forças externas atuando no talude, as componentes verticais e horizontais são desprezadas, ou seja:

$$\sum Q * \cos\theta = 0 \quad (48)$$

$$\sum Q * \operatorname{sen}\theta = 0 \quad (49)$$

Ainda, a soma dos momentos das forças entre as fatias em relação ao mesmo centro é nula, ou seja:

$$\sum Q * R * \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (50)$$

$$R * \sum Q * \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (51)$$

Logo:

$$\sum Q * \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (52)$$

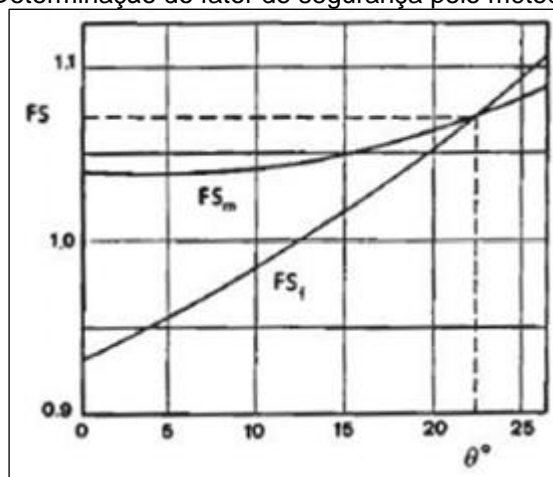
Dessa forma, sabendo que as resultantes das forças de interação são paralelas, θ será sempre constante, obtendo-se:

$$\sum Q = 0$$

(53)

Então, a solução final é obtida a partir da determinação dos fatores de segurança para o equilíbrio de momentos e de forças para vários valores de θ . Plota-se essas curvas em um gráfico e onde elas se interceptarem é obtido o valor do FS (FREITAS, 2011).

Figura 38 - Determinação do fator de segurança pelo método de Spencer



Fonte: Freitas, 2011.

2.6.4. Método de Jambu Simplificado

O método de Jambu simplificado tem por objetivo facilitar os cálculos propostos no método de Jambu generalizado, em razão deste último, apresentar o fator de segurança sendo calculado através de equações diferenciais, a partir do somatório das forças e dos momentos atuantes na lamela acima da superfície de ruptura (circular, não circular ou composta) (ZANARDO, 2014).

Este método ignora as forças cisalhantes interlamelares, satisfazendo apenas o equilíbrio de forças. Um fator corretivo (f_0), definido por correlações entre o método generalizado e o método simplificado, é multiplicado pelo fator de segurança resultante do equilíbrio de forças, a fim de considerar as forças interlamelares desprezadas, obtendo o fator de segurança descrito a seguir (GERSCOVICH, 2016).

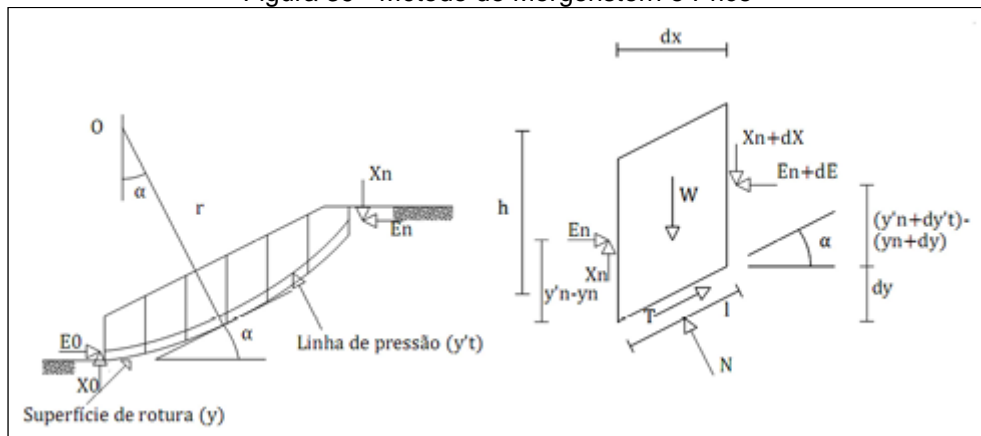
$$F_s = \frac{\sum \frac{[c' * b + (p - U) * \text{tag}\varphi']}{n\alpha}}{\sum (W * \text{tg}\alpha) + Et} \quad (54)$$

2.6.5. Método de Morgenstern-Price

O método de Morgenstern e Price (1965) é baseado no equilíbrio limite, na qual são contempladas todas as condições contorno, além de, assim como o método de Jambu, caracterizar-se por apresentar a superfície de ruptura podendo assumir qualquer forma (KNAPPET e CRAID, 2014).

Vale ainda destacar a necessidade de utilização de softwares devido aos complexos processos iterativos (FREITAS, 2011).

Figura 39 - Método de Morgenstern e Price



Fonte: Freitas, 2011.

2.6.6. Fator de Segurança

De acordo com a literatura e a NBR 11682:2009 (Estabilidade de encostas), o Fator de Segurança (F_s) é a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante, desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura.

$$F_s = \frac{S}{\tau} \quad (55)$$

Onde:

S = resistência ao cisalhamento;

τ = tensão cisalhante atuante.

Conforme explanado, a resistência ao cisalhamento de um solo tem duas componentes, coesão e ângulo de atrito, ambos obtidos através de ensaios laboratoriais como cisalhamento direto e triaxial e por meio de ensaios de campo, através de correlações com os ensaios SPT e CPT. Ainda, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos podem ser obtidos por retroanálises de rupturas já ocorridas.

Para a obtenção do fator de segurança são realizadas análises computacionais, admitindo-se, normalmente, que a superfície crítica de ruptura seja do tipo circular. Desse modo, o solo acima da superfície é dividido em fatias verticais e a partir daí, efetua-se o cálculo do equilíbrio de forças ou momentos para suportar as fatias.

A seguir, a Tabela 10 apresenta o significado das condições de estabilidade de taludes.

Tabela 10 - Condições de estabilidade de taludes

Coeficiente de Segurança	Condição do Talude
$F_s < 1,0$	Talude instável
$F_s = 1,0$	Condição limite de estabilidade
$F_s > 1,0$ (pouco maior)	Condição estável
$F_s \gg 1,0$ (muito maior)	Condição estável

Fonte: Adaptado de Junior, 2005.

2.6.7. Condições de Estabilidade

Na análise de estabilidade para taludes e contenções devem ser verificadas as condições de estabilidade de acordo com cada tipo de estrutura.

2.6.7.1. Estabilidade Interna

A verificação da estabilidade interna para o caso dos muros de solo reforçado, cortinas atirantadas e solo grampeado refere-se a análise de duas condições: aderência solo-reforço e ruptura do reforço. Para que a estabilidade interna seja garantida, a resistência de aderência e a resistência a tração do reforço deverão

ser superiores ao esforço máximo de tração atuante nos reforços. O fator de segurança adotado para estes casos é da ordem de no mínimo 1,5.

2.6.7.2. Estabilidade Externa

No caso de muros de gravidade, flexão ou de solo reforçado, a estabilidade externa está relacionada as condições de segurança: contra ao tombamento, deslizamento e contra a ruptura do solo de fundação. Os valores dos fatores de segurança mínimos a serem atingidos em cada verificação estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção

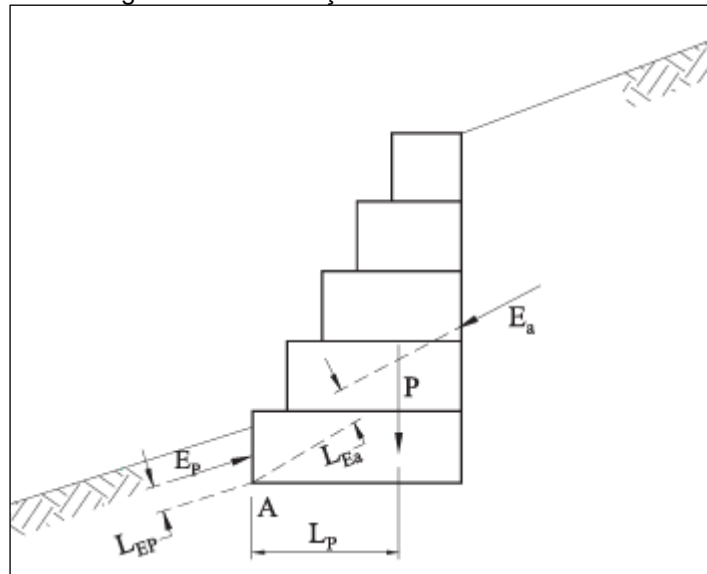
Verificação da Segurança	Fator de Segurança Mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento da base	1,5
Capacidade da carga da fundação	3,0

Fonte: Adaptado da NBR 11682:2009, 2023.

O tombamento é caracterizado pela ocorrência do empuxo ativo, localizado no pé da estrutura de contenção, com maior intensidade do que o valor do momento do peso próprio da estrutura, somado ao momento do empuxo passivo (BARROS, 2017).

$$F_s = \frac{Mp + ME_p}{ME_a} \quad (56)$$

Figura 40 - Verificação contra o tombamento



Fonte: Barros, 2017.

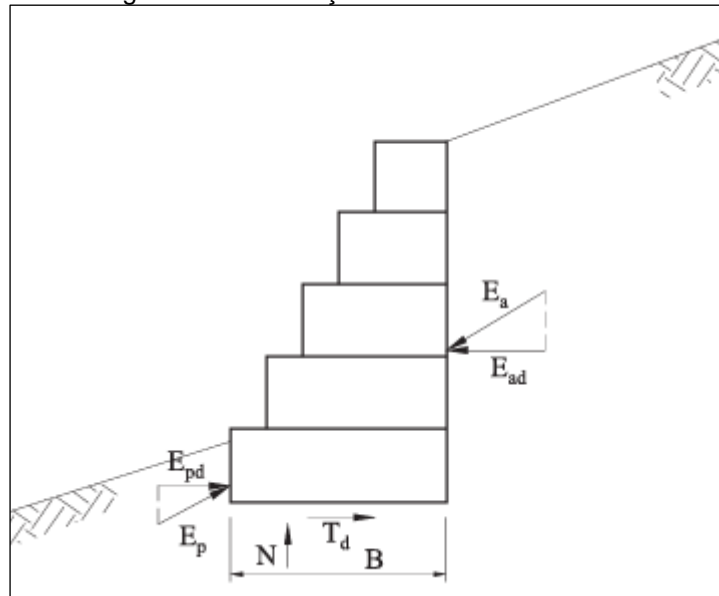
Ainda, com o intuito de evitar que o coeficiente contra o tombamento resulte em um valor negativo, quando o momento do empuxo ativo é negativo, considera-se o valor do empuxo ativo dividido em duas componentes, a primeira (componente horizontal) contribuindo com o momento de tombamento, e a segunda (componente vertical) contribui para o momento resistente (BARROS, 2017).

$$F_s = \frac{M_p + ME_p + ME_{av}}{ME_a} \quad (57)$$

O deslizamento da estrutura ocorre quando a resistência contra o deslizamento ao longo da base da contenção, somada com o empuxo passivo, não é suficiente para combater o empuxo ativo (BARROS, 2017).

$$F_s = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (58)$$

Figura 41 - Verificação contra o deslizamento



Fonte: Barros, 2017.

Sabendo que T_d representa a resistência disponível ao longo da base da estrutura, temos:

$$T_d = N * tg\delta + a * B \quad (59)$$

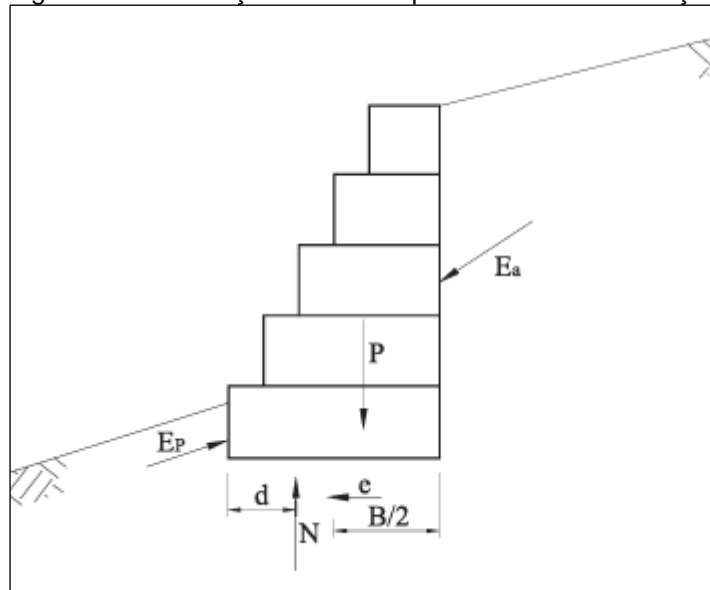
Onde δ e a representam o ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura e a adesão entre o solo e a base, respectivamente. Ou seja:

$$\frac{2}{3} * tg\varphi \leq tg\delta \leq tg\varphi \quad (60)$$

$$\frac{1}{3} * c \leq a \leq \frac{3}{4} * c \quad (61)$$

Já para a verificação da capacidade de carga na fundação, deve-se verificar as pressões transferidas ao terreno, sendo estas inferiores ao valor da capacidade de carga do solo de fundação, caso contrário, a fundação irá apresentar ruptura (BARROS, 2017).

Figura 42 - Verificação contra a ruptura do solo de fundação



Fonte: Barros, 2017.

Logo, para a determinação da capacidade de carga da fundação do muro utiliza-se a expressão proposta por Hansen.

$$\sigma_{lim} = c * N_c * dc + q * N_q * dc * iq + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * dy * iy \quad (62)$$

Sendo a pressão máxima admissível dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{3} \quad (63)$$

2.6.7.3. Estabilidade Global

Após verificadas as condições de estabilidade interna e externa, deve-se verificar ainda a estabilidade global do conjunto. Para tanto, a NBR 11682:2009 apresenta os fatores de segurança mínimos, contra danos materiais e vidas humanas, a serem alcançados (Tabela 12).

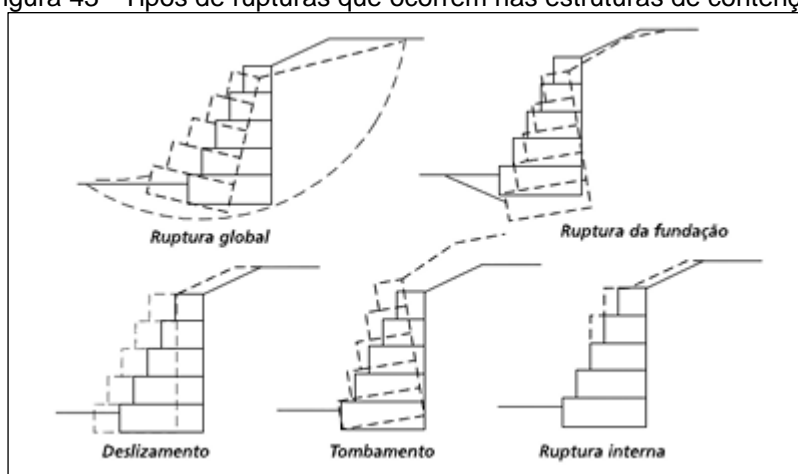
Tabela 12 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de Segurança Contra Danos Materiais e Ambientais	Nível de Segurança Contra Danos a Vidas Humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: Adaptado da NBR 11682:2009, 2023.

A seguir, serão ilustradas as rupturas que podem ocorrer caso não sejam atendidas as condições mínimas de estabilidade para as estruturas de contenções.

Figura 43 - Tipos de rupturas que ocorrem nas estruturas de contenção



Fonte: Barros, 2017.

2.7. Programas para Verificação de Estabilidade de Taludes e Encostas

O avanço tecnológico e a possibilidade de acesso à internet, bem como o desenvolvimento de técnicas de inteligência artificial, têm proporcionado aos profissionais da área da Engenharia Civil uma nova visão sobre métodos de estabilidade de taludes e encostas. A utilização de diversos programas para a avaliação de estabilidade dos taludes tem se tornado cada vez mais recorrente hodiernamente, haja vista, as relações entre as sociedades demandarem cada vez mais agilidade, facilidade e assertividade.

Entre os programas utilizados nas análises geotécnicas, existem os seguintes: Slide 6.0, GawacWin 3.0, Plaxis 2D, MacStars 2000, GEO5, MacRo, Slope/W, HYRCAN etc.

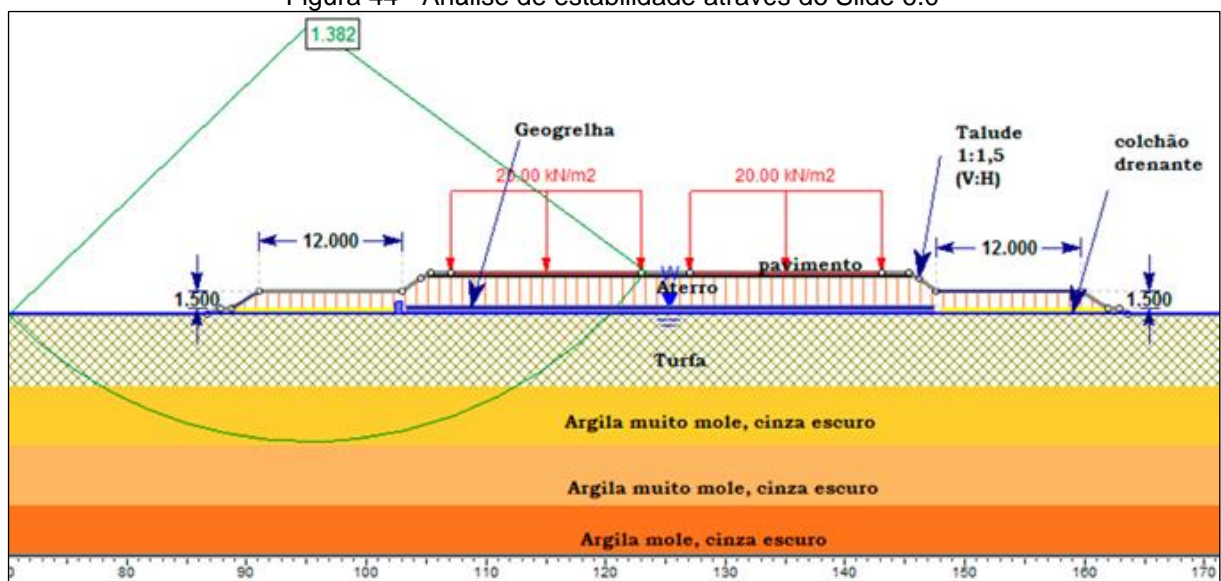
A seguir serão apresentados os softwares para a análise de estabilidade de taludes e encostas, bem como para as estruturas de contenção, utilizados no desenvolvimento do presente trabalho.

2.7.1. Slide 6.0

O Slide 6.0 trata-se de um programa desenvolvido pela empresa Rocscience e segundo Joly (2014), ele realiza análises de estabilidade de taludes, determinando os fatores de segurança com base nos métodos de equilíbrio limite, ou seja, na subdivisão da massa potencialmente instável em lamelas e na determinação do fator de segurança por meio da relação entre os esforços resistentes e solicitantes.

Dentro do software é possível determinar as propriedades das chamadas do solo, dos possíveis suportes (grampos, tirantes e geodrenos), determinar as cargas atuantes e a localização do nível freático.

Figura 44 - Análise de estabilidade através do Slide 6.0

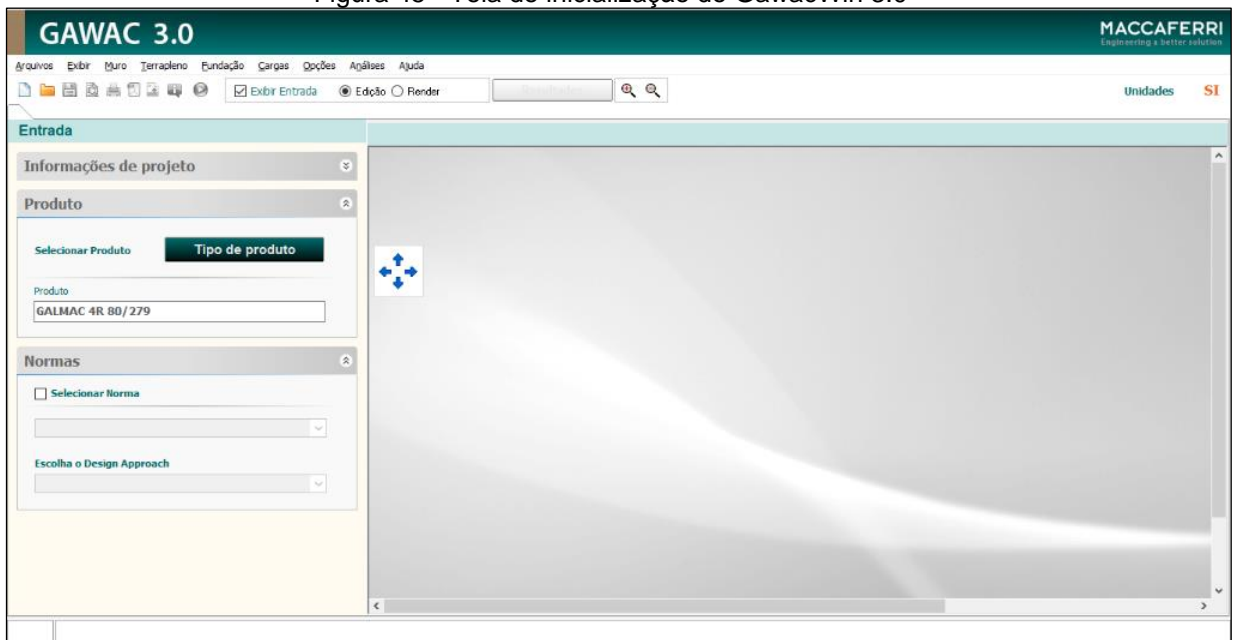


Fonte: Massocco, 2017.

2.7.2. GawacWin 3.0

Para a análise geotécnica do muro de gabião existe um software específico, desenvolvido pela empresa italiana Maccaferri, trata-se do GawacWin 3.0. Esse software encontra-se disponível de forma gratuita no site da instituição, ainda, vale destacar seu fácil manuseio. Ao iniciar o programa aparece a seguinte tela.

Figura 45 - Tela de inicialização do GawacWin 3.0



Fonte: GawacWin 3.0, 2023.

No ícone Muro, temos os dados utilizados para o dimensionamento do muro de gabião, entre eles, a inclinação com o terreno natural, o peso específico, a porosidade, a aplicação do geotêxtil no terrapleno ou sob a base, além da definição das camadas, gaiolas, do gabião.

Figura 46 - Dados sobre o muro de gabião

Largura (m)	Altura (m)	Desloc. (m)	Strong face
			<input type="checkbox"/> Base

Fonte: GawacWin 3.0, 2023.

Com as dimensões do gabião definidas, procede-se com a caracterização do terraplino, informando a inclinação e o comprimento dos trechos e as propriedades do solo, como o peso específico, o ângulo de atrito e a coesão.

Figura 47 - Dados sobre o terraplino

GAWAC 3.0

Arquivos Exibir Muro Terraplino Fundação Cargas Opções Análises Ajuda

Dados sobre o terraplino Edição Render

Dados sobre o terraplino

Superfície superior

Inclinação do 1º trecho (°): [β1]

Comprimento do 1º trecho [m[D]

Inclinação do 2º trecho (°): [β2]

Propriedades do solo

Peso específico [kN/m³]:

Âng. de atrito (°):

Coesão [kN/m²]:

OK Cancelar

Legenda

- Aterro
- Solos

Fonte: GawacWin 3.0, 2023.

Em seguida, determina-se os dados referentes à fundação onde será apoiado o muro de gabião.

Figura 48 - Dados sobre a fundação

GAWAC 3.0

Arquivos Exibir Muro Terrapleno Fundação Cargas Opções Análises Ajuda

Dados sobre a fundação Edição Render

Dados sobre a fundação

Superfície superior

Altura inicial [m]: [h]

Comprimento [m]: [D]

Inclinação (°): [β_1]

Propriedades do solo

Peso específico [kN/m³]:

Âng. de atrito (°):

Coesão [kN/m²]:

Dados adicionais

Tensão última [kN/m²]:

Altura do nível d'água [m]:

OK Cancelar

Legenda

Aterro

Solos

Fonte: GawacWin 3.0, 2023.

Seguidamente, define-se as cargas existentes sobre o terrapleno, levando em consideração o primeiro trecho, inclinado, e o segundo trecho, reto.

Figura 49 - Cargas sobre o terrapleno

GAWAC 3.0

Arquivos Exibir Muro Terrapleno Fundação Cargas Opções Análises Ajuda

Loads on backfill

Cargas sobre o terrapleno

Cargas uniformes

Primeiro trecho [kN/m²]: Classe: Variável Desfavorável

Segundo trecho [kN/m²]: Classe: Variável Desfavorável

Linhas de carga

Carga	Valor [kN/m]	Dist. [m]	Classe
1	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Variável Desfavorável
2	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Variável Desfavorável
3	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Variável Desfavorável

OK Cancelar

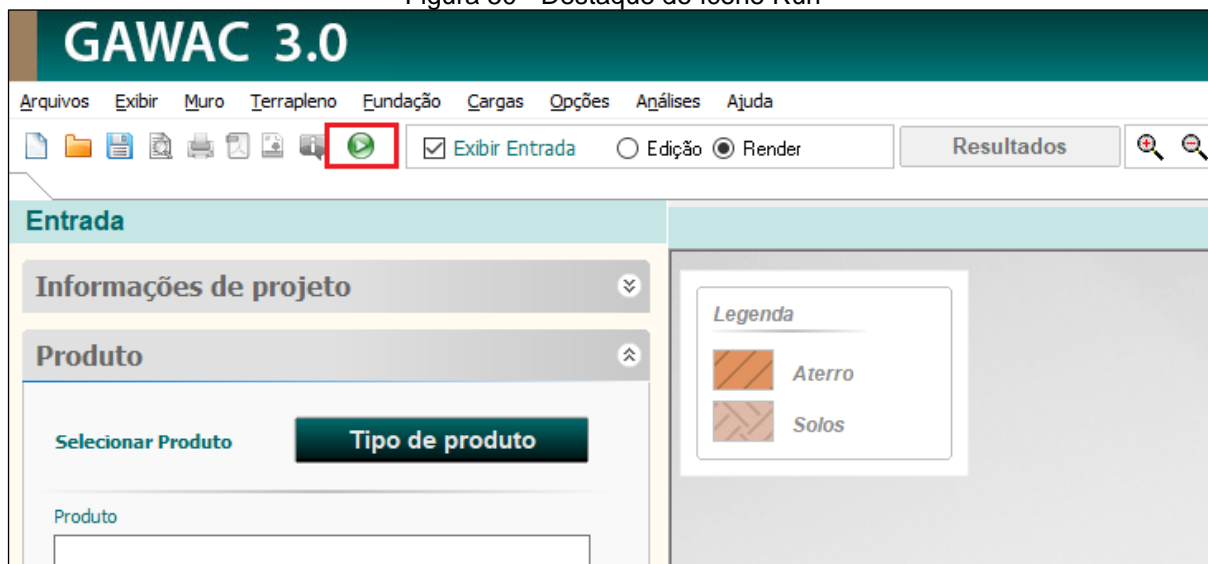
Cargas sobre o terrapleno

Primeiro trecho [kN/m²]: Segundo trecho [kN/m²]:

Fonte: Adaptado do GawacWin 3.0, 2023.

Por último, com a estrutura já modelada, é possível realizar as análises de estabilidade externa e global a fim de verificar se as dimensões pré-estabelecidas atendem aos requisitos mínimos da norma, para isso basta selecionar o ícone Run.

Figura 50 - Destaque do ícone Run



Fonte: Adaptado do GawacWin 3.0, 2023.

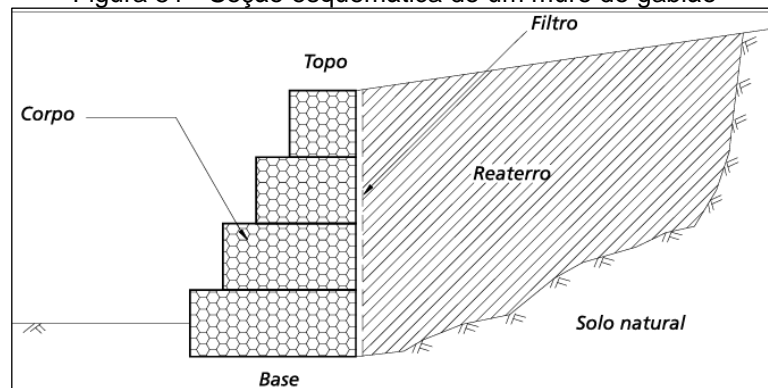
2.8. Estruturas de Contenção

As estruturas de contenção têm como objetivo promover a estabilidade contra a ruptura de maciços terrosos ou de rocha, resistindo às forças exercidas e transmitindo-as com segurança à fundação ou a um local fora da massa de movimento analisada (BARROS, 2017).

2.8.1. Muro de Gabião

Os muros de gabões são estruturas de contenções que apresentam o propósito de fornecer estabilidade contra possíveis deslizamentos a partir de seu elevado peso próprio. São constituídos de gaiolas metálicas preenchidas com pedras, promovendo uma estrutura monolítica, que garante as mesmas características em qualquer ponto da estrutura (BARROS, 2017).

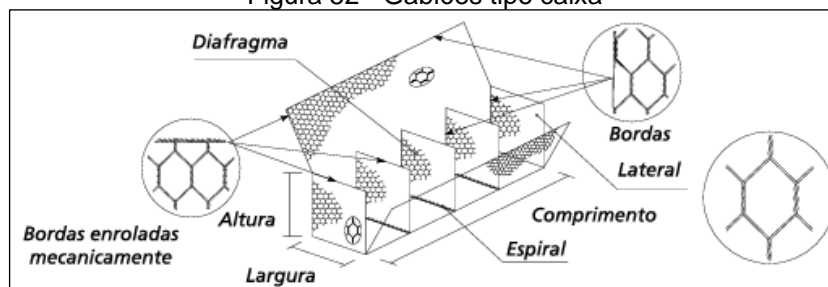
Figura 51 - Seção esquemática de um muro de gabião



Fonte: Barros, 2017.

Os gabiões, paralelepípedos retangulares, são estruturas formadas a partir de telas metálicas que possuem malha hexagonal ou ortogonal, sendo preenchidos com rochas que apresentam peso específico maior ou igual a 2 tf/m³ (POSSATO, 2021).

Figura 52 - Gabiões tipo caixa



Fonte: Barros, 2017.

Essas estruturas de contenção apresentam elevada resistência a solicitações de tração, uma vez que, as telas metálicas possuem a característica de distribuição dos esforços provenientes das cargas atuantes sobre ela, isso pois, todos os gabiões são conectados por costuras com arames, além da tela apresentar dupla torção, garantindo elevada resistência mecânica e boa flexibilidade (BARROS, 2017).

Vale ainda ressaltar, a sua capacidade de adaptação a movimentos do terreno, sem deixar de garantir seu funcionamento, o que os tornam estruturas de contenção flexíveis, dispensando a execução de fundações profundas. Este atributo torna-se relevante quando a contenção deve resistir a grandes pressões exercidas sobre o solo, simultaneamente que, resiste a solos que possuem características ruins, instáveis, ou expostos a grande erosão (GERSCOVICH *et al.*, 2019).

Figura 53 - Prova de carga em um muro de gabião



Fonte: Barros, 2017.

Outra importante característica para as soluções geotécnicas está relacionada com a questão da drenagem, haja vista, esse mecanismo possibilitar um bom funcionamento, longa vida útil e estabilidade para as obras de contenção. Os gabiões, constituídos por gaiolas e blocos de rocha, são totalmente permeáveis e autodrenantes, características que permitem a expulsão do empuxo hidrostático sobre a estrutura (BARROS, 2017).

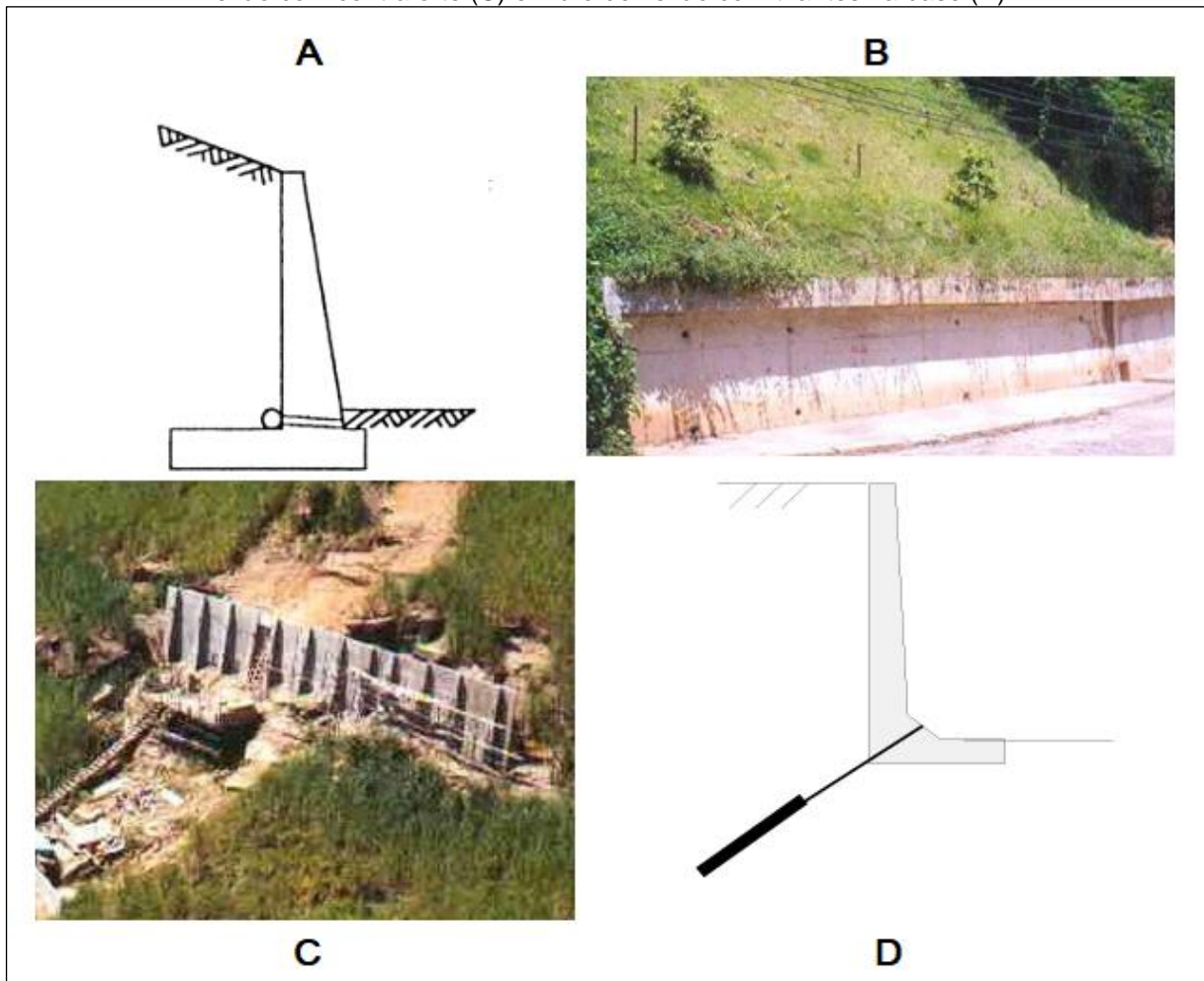
Por último, os muros de gabiões são estruturas que apresentam elevada vida útil, tornando-os extremamente duráveis, devido aos revestimentos aplicados nos arames, por imersão a quente, que proporcionam uma deterioração extremamente lenta da estrutura (BARROS, 2017).

2.8.2. Muro de Flexão

Muros de flexão são estruturas mais esbeltas, quando comparados com os demais muros de contenção, além de apresentar o formato da letra “L” e serem construídos, geralmente, em concreto armado. Essa tipologia de estrutura tem o intuito de resistir aos empuxos por flexão, utilizando o material que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio e garantir a estabilidade do local (GERSCOVICH *et al.*, 2019).

Em alguns casos, a fim de aumentar a estabilidade da estrutura, utiliza-se vigas de enrijecimento, contrafortes ou ainda tirantes ancorados em substrato competente (GERSCOVICH *et al.*, 2019).

Figura 54 - Seção tipo do muro de flexão (A), muro de flexão com viga de enrijecimento (B), muro de flexão com contraforte (C) e muro de flexão com tirantes na base (D)

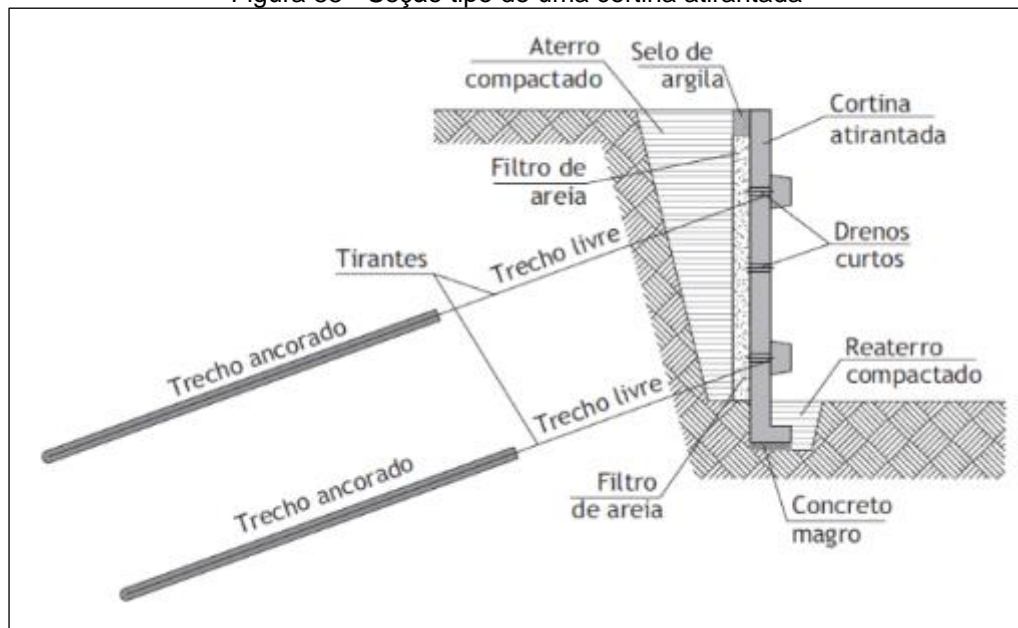


Fonte: Adaptado de Gerscovich *et al.*, 2019.

2.8.3. Cortina Atirantada

De acordo com Gerscovich *et al.* (2019), a cortina atirantada é uma estrutura de concreto armado composta por tirantes ancorados em um substrato resistente, que estão sujeitas aos esforços de flexão. As paredes da cortina possuem espessura variando de 20 cm a 40 cm, de acordo com as cargas dos tirantes e os espaçamentos das ancoragens. Em sua maioria, são executadas em terrenos que não apresentam área suficiente para a utilização de muros de arrimo ou quando os desníveis são maiores a 5,0 m. Ainda, a carga exercida pelos tirantes é responsável por se contrapor aos esforços impostos pelo maciço e garantir a estabilidade do terreno arrimado.

Figura 55 - Seção tipo de uma cortina atirantada



Fonte: Gerscovich *et al.*, 2019.

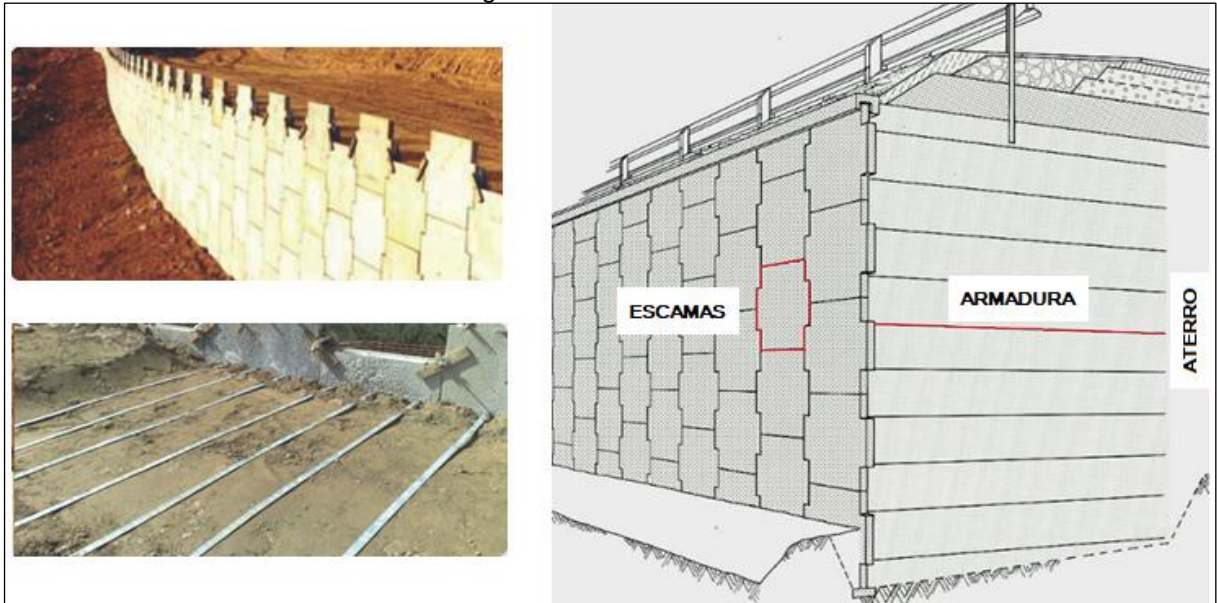
2.8.4. Terra Armada

De acordo com Caputo e Caputo (2022), a técnica da terra armada, desenvolvida pelo engenheiro francês Henry Vidal, em 1966, consiste em reforçar o terrapleno com tiras de aço, capazes de suportar aos esforços de tração impostos pelo maciço.

Consoante o DNIT (2003), a utilização desta técnica proporciona uma otimização do espaço onde ela é executada, trazendo custos competitivos, quando comparados aos demais sistemas de contenção.

O DNER foi pioneiro no Brasil, na utilização da terra armada, tendo feito suas primeiras obras na rodovia BR-470/SC, em 1976.

Figura 56 - Terra armada



Fonte: Adaptado da UFSC, 2016.

2.8.5. Solo Grampeado

De acordo com a NBR 16920-2:2021, o solo grampeado é uma técnica que consiste na aplicação de elementos resistentes aos esforços de tração em maciços terrosos, a fim de se obter um compósito com melhores características mecânicas.

Geralmente, a solução geotécnica em solo grampeado, é utilizada na execução de estradas, túneis, estabilização de maciços e fundações.

Figura 57: Solo grampeado



Fonte: Acervo do Autor, 2023.

3. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL E DA OBRA

Esse capítulo é destinado à apresentação da localização, geologia e pedologia do local de estudo, bem como dos dados necessários para o desenvolvimento do projeto de contenção do KM 4+100 da BR-282/SC.

3.1. Localização, Geologia e Pedologia da Região

A área de estudo deste trabalho, situa-se no Km 04+100 da BR-282, conhecida como “Via Expressa”, localizada na divisa entre os municípios de São José e Florianópolis, porém pertencente à São José (bairro Campinas), situados no estado de Santa Catarina, sob a latitude $27^{\circ}35'30''$ e a longitude $48^{\circ}36'24''$.

A “Via Expressa” começou a ser projetada na década de 1970, entretanto, somente no ano de 1982 é que este segmento da rodovia foi inaugurado por completo, contemplando os 5,2 quilômetros de extensão, indo desde as cabeceiras das pontes Pedro Ivo e Colombo Salles até a BR-101. Ainda, vale enfatizar que, este trecho da BR-282 foi projetado para um fluxo de 25.521 veículos por dia, porém, atualmente mais de 130 mil veículos trafegam na rodovia (NDMAIS, 2017).

No local de estudo, entre os anos de 2009 e 2011, foi executado um muro de flexão, na parte sul da rodovia, ou seja, em seu lado esquerdo, com o intuito de conter o maciço do aterro de encontro para OAE, em virtude da construção de um acesso à pista de rolamento existente embaixo do viaduto de Campinas.

Figura 58: Imagem de satélite, do dia 08/01/2009, do trecho antes da execução do acesso (imagem da esquerda) e imagem de satélite, do dia 01/09/2011, do trecho após a execução do acesso e construção do muro de flexão (imagem da direita)

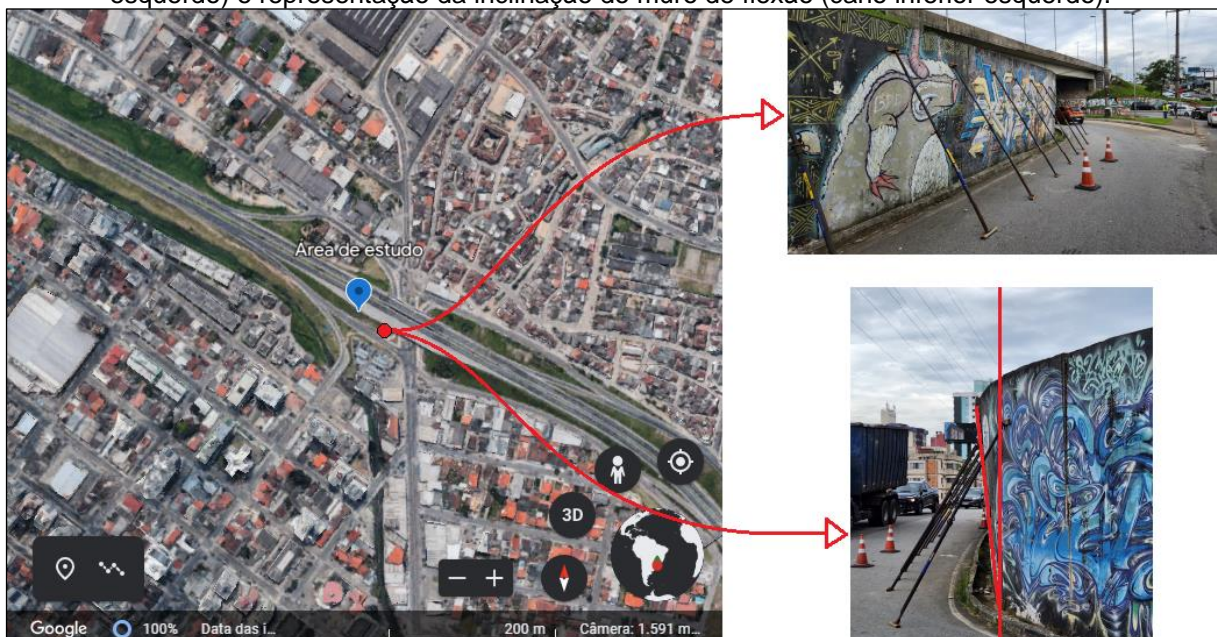


Fonte: Adaptado do Google Earth, 2023.

Salienta-se que o aterro de encontro é um tipo de solução usada em obras rodoviárias para regularizar o greide do projeto geométrico com o greide das estruturas especiais (pontes, viadutos, etc.), de forma a garantir melhores condições de conforto e segurança nos deslocamentos dos usuários.

Entretanto, em decorrência dos elevados índices pluviométricos ocorridos durante o final do ano de 2022, no local do presente trabalho, a estrutura de contenção apresentou o surgimento de rachaduras, além de deformações excessivas em sua porção superior. Logo, como medida provisória, foi necessária a colocação de escoras metálicas a fim de que a estrutura executada no local não viesse ao colapso, visto que, o maciço terroso apresentou uma ruptura local em virtude da falta de estabilidade externa do muro de flexão, devido sua base “L” ser relativamente curta, conforme observações feitas nas visitas realizadas em campo. A seguir, percebe-se o grande deslocamento do muro de flexão em sua porção superior, ocasionado pela rotação, em relação ao pé da estrutura, em função da ruptura do material terroso.

Figura 59: Localização da área de estudo à esquerda, escoramento do muro existente (canto superior esquerdo) e representação da inclinação do muro de flexão (canto inferior esquerdo).

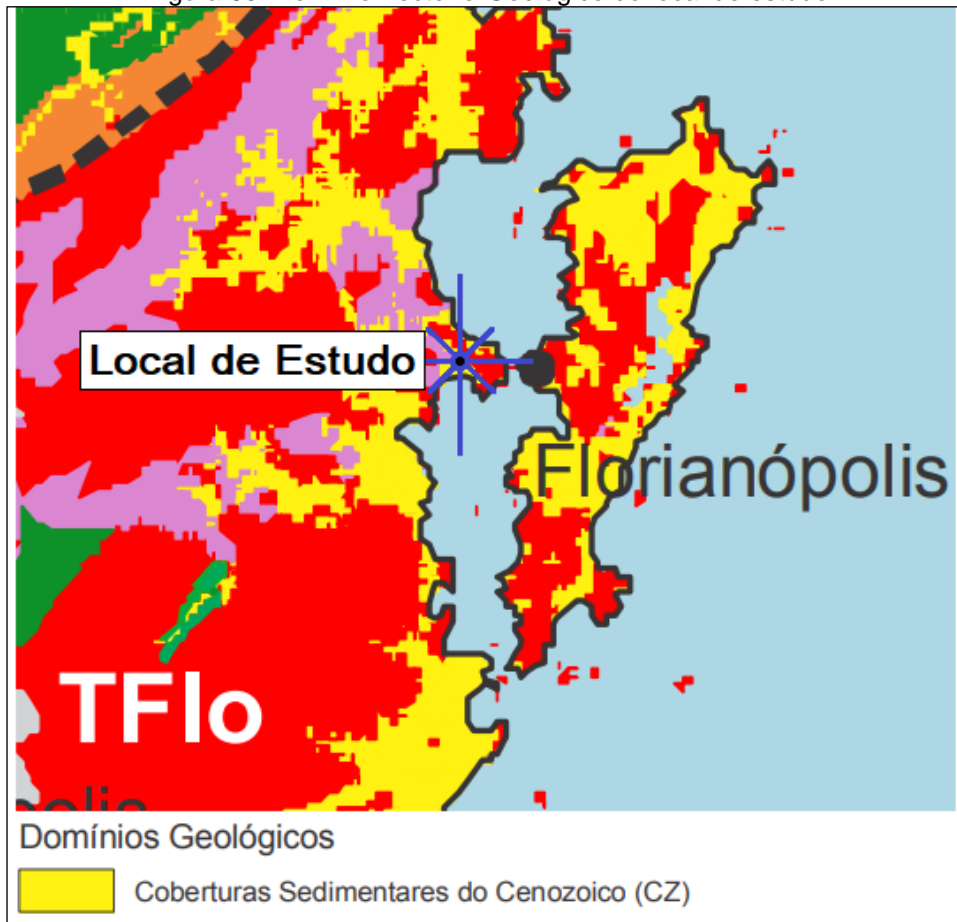


Fonte: Adaptado do Google Earth, 2023.

Na região em questão é possível identificar a presença de três domínios geológicos distintos, são eles: Coberturas Sedimentares do Cenozoico, Batólitos Florianópolis e Complexos Granito-Gnáissico-Migmatíticos. Porém, o ponto exato da

ruptura encontra-se no domínio geológico das Coberturas Sedimentares do Cenozoico (CZ).

Figura 60: Domínio Tectono-Geológico do local de estudo

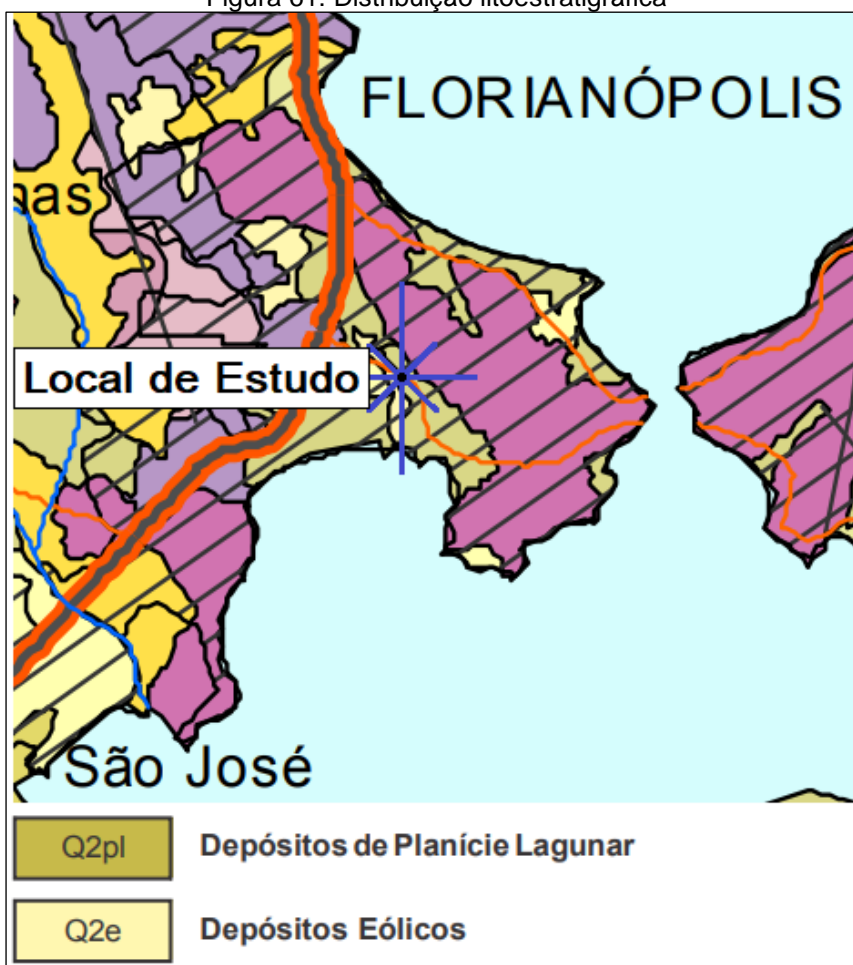


Fonte: Adaptado da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), 2014.

De acordo com a CPRM (2014), a região da grande Florianópolis apresenta terrenos formados por rochas graníticas, em geral, com espesso manto de intemperismo, sendo possível a presença de matacões. Em sua grande parte, esses terrenos são propensos a movimentos de massa e queda de blocos em relevos mais dissecados. Entretanto, o local de estudo é caracterizado pela presença dos terrenos formados por sedimentos cenozoicos, normalmente, esses terrenos são constituídos de solos de baixa capacidade de suporte, causando deformações, recalques e trincamentos que por consequência acabam gerando inúmeros prejuízos para as obras civis.

O Domínio Tectono-Geológico presente na região de estudo apresenta distintas camadas de rochas, estratos, subdivididas em diferentes litoestratigrafias.

Figura 61: Distribuição litoestratigráfica



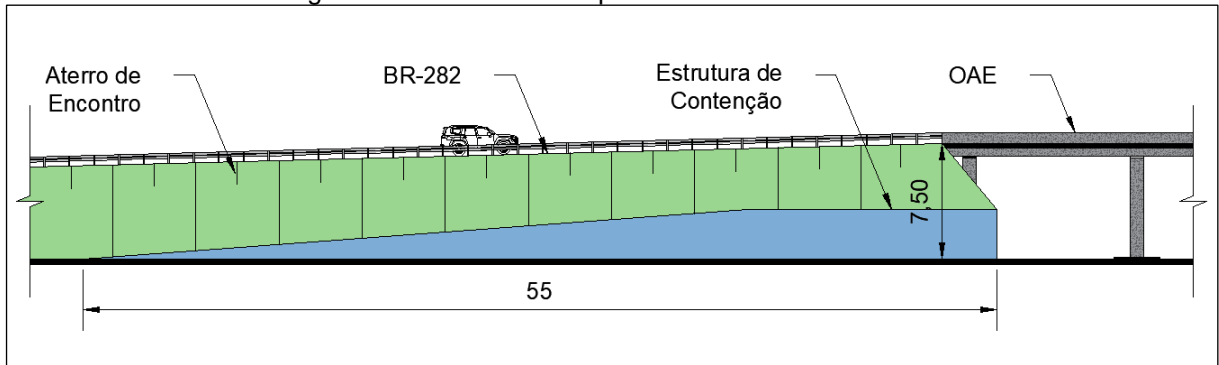
Fonte: Adaptado da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), 2014

As planícies costeiras representam a transição entre áreas marinhas e continentais, englobando distintos ecossistemas. A caracterização geológica, geomorfológica e pedogênica dessas planícies possibilitam estabelecer os processos paleoclimáticos ocorridos no período Quaternário (MUDAT et al, 2006). Os Depósitos de Planície Lagunar são aqueles constituídos de areias siltico-argilosas, mal selecionadas, com laminação plano-paralela incipiente. Já os Depósitos Eólicos apresentam areias quartzosas finas a médias, bem arredondadas e selecionadas, rara laminação plano-paralela, estratificações cruzadas comuns, cores claras, creme a amareladas (CPRM, 2014).

3.2. Dados Geométricos do Talude

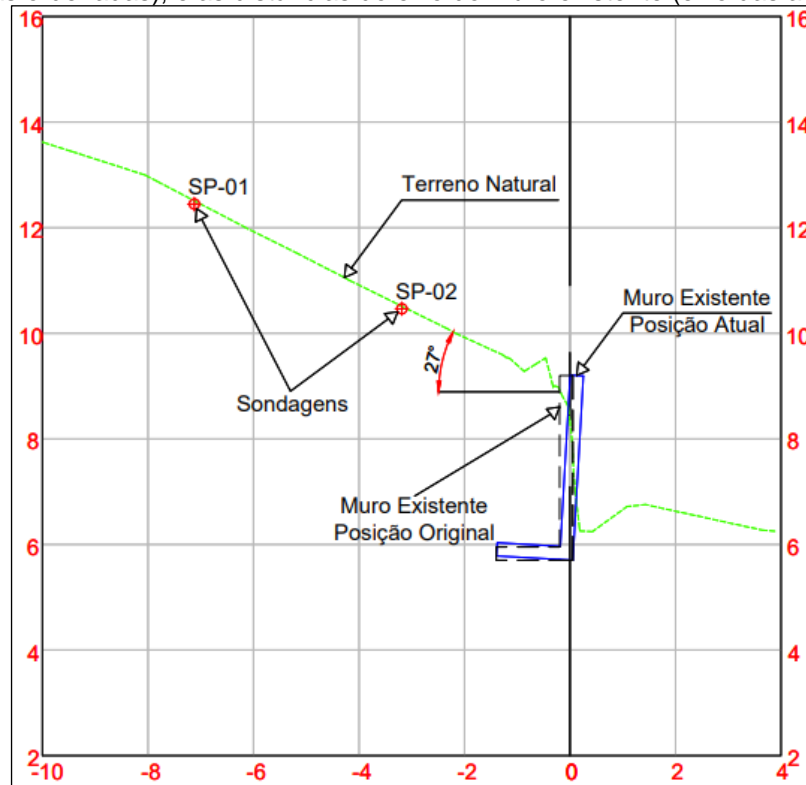
O aterro de encontro, do Km 4+100 da BR-282, possui cerca de 7,50 metros de altura com inclinação transversal de aproximadamente 27°, na seção crítica.

Figura 62: Vista frontal esquemática do local de estudo



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 63: Seção transversal do talude, mostrando as elevações dos pontos de interesse em metros (eixo das ordenadas), e as distâncias do eixo do muro existente (eixo das abscissas).



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

A topografia, por meio de plantas com curvas de nível, representa o relevo do solo da região com suas características, sejam elas depressões ou elevações. A partir dela é possível conhecer a diferença de cota, nível, entre dois pontos quaisquer, o volume de terra que será retirado (corte) ou colocado (aterro), elaborar seções transversais ao terreno e conhecer outros aspectos fundamentais da obra (BORGES, 2013).

Figura 64: Topografia, curvas de nível do local de estudo



Fonte: Adaptado de empresa de geotecnia da grande Florianópolis, 2023.

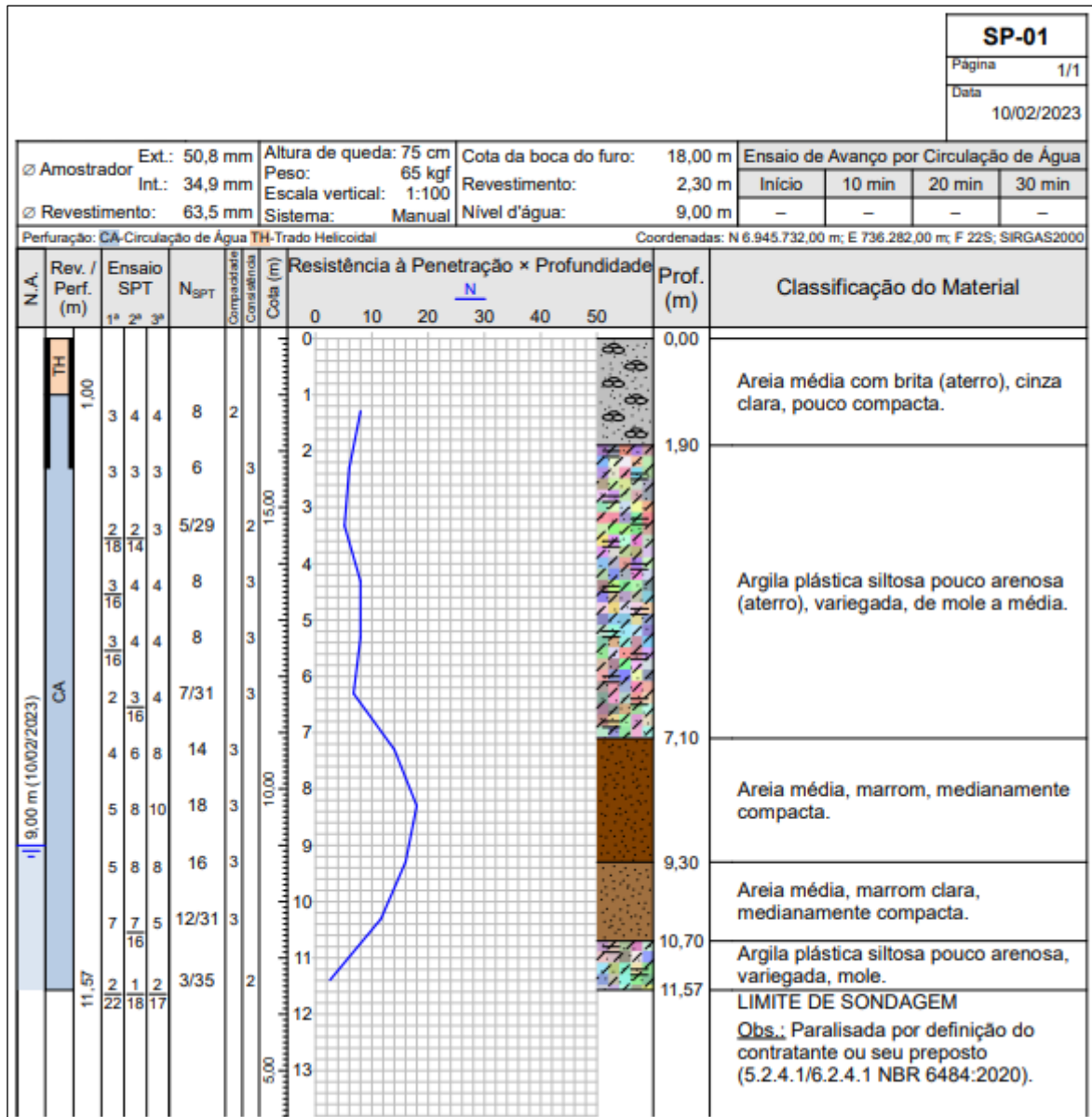
Conforme ilustrado pela Figura 64, percebe-se que a BR-282 encontra-se 7,50 m acima da marginal, em virtude da execução do aterro de encontro para OAE.

3.3. Dados Geotécnicos do Talude

No local de estudo, foram realizadas 02 sondagens a percussão. Os ensaios de caracterização foram realizados por uma empresa de sondagem da região de Santo Amaro da Imperatriz e disponibilizados por intermédio de um escritório de geotecnia presente na grande Florianópolis. Vale ainda ressaltar que, os mesmos seguiram os padrões preestabelecidos pelas seguintes normas vigentes:

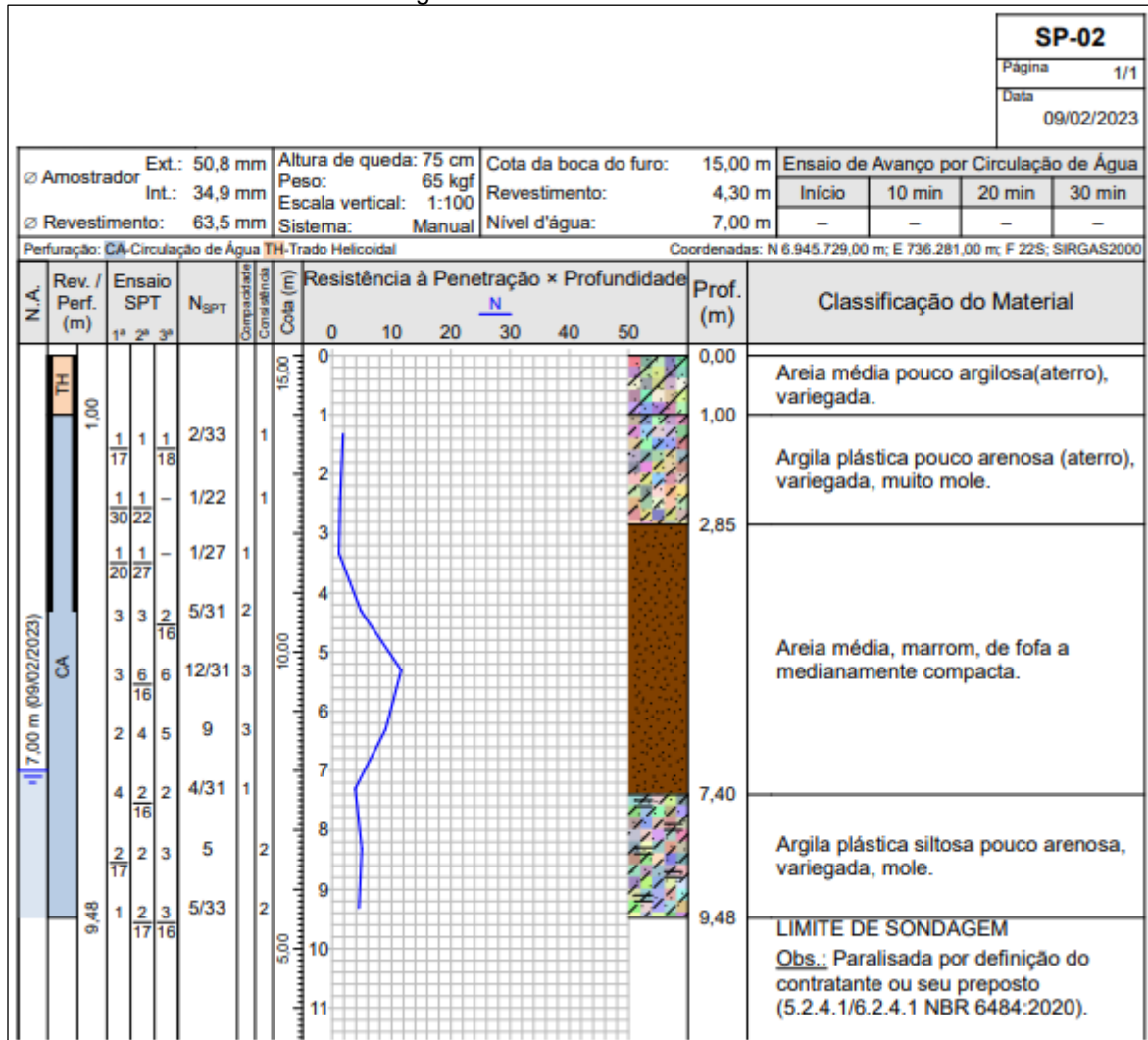
- a) NBR 6484:2020 - "Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio";
- b) NBR 6502:2022 - "Rochas e Solos - Terminologia";

Figura 65: Resultados do SP-01



Fonte: Empresa de sondagens, 2023.

Figura 66: Resultados do SP-02



Fonte: Empresa de sondagens, 2023.

A partir da observação da seção transversal do muro existente e dos resultados apresentados nos boletins de sondagens, supracitados, nota-se que a diferença de nível entre a base do muro e o limite de sondagem, em ambos os furos, gira em torno de 4,50m, ou seja, as sondagens realizadas no local de estudo foram paralisadas na cota -11,57m e -9,48m, ambas em relação ao nível do terreno natural, pois já haviam contemplado os solos da provável fundação da nova estrutura de contenção. Também, a partir da análise das sondagens, percebe-se que o material apresenta consistência mole, isso pois, os ensaios foram realizados no material já rompido (fofo), no local da possível cunha de ruptura, além de terem sido realizados durante uma semana chuvosa.

Figura 67: Alerta hidrometeorológico

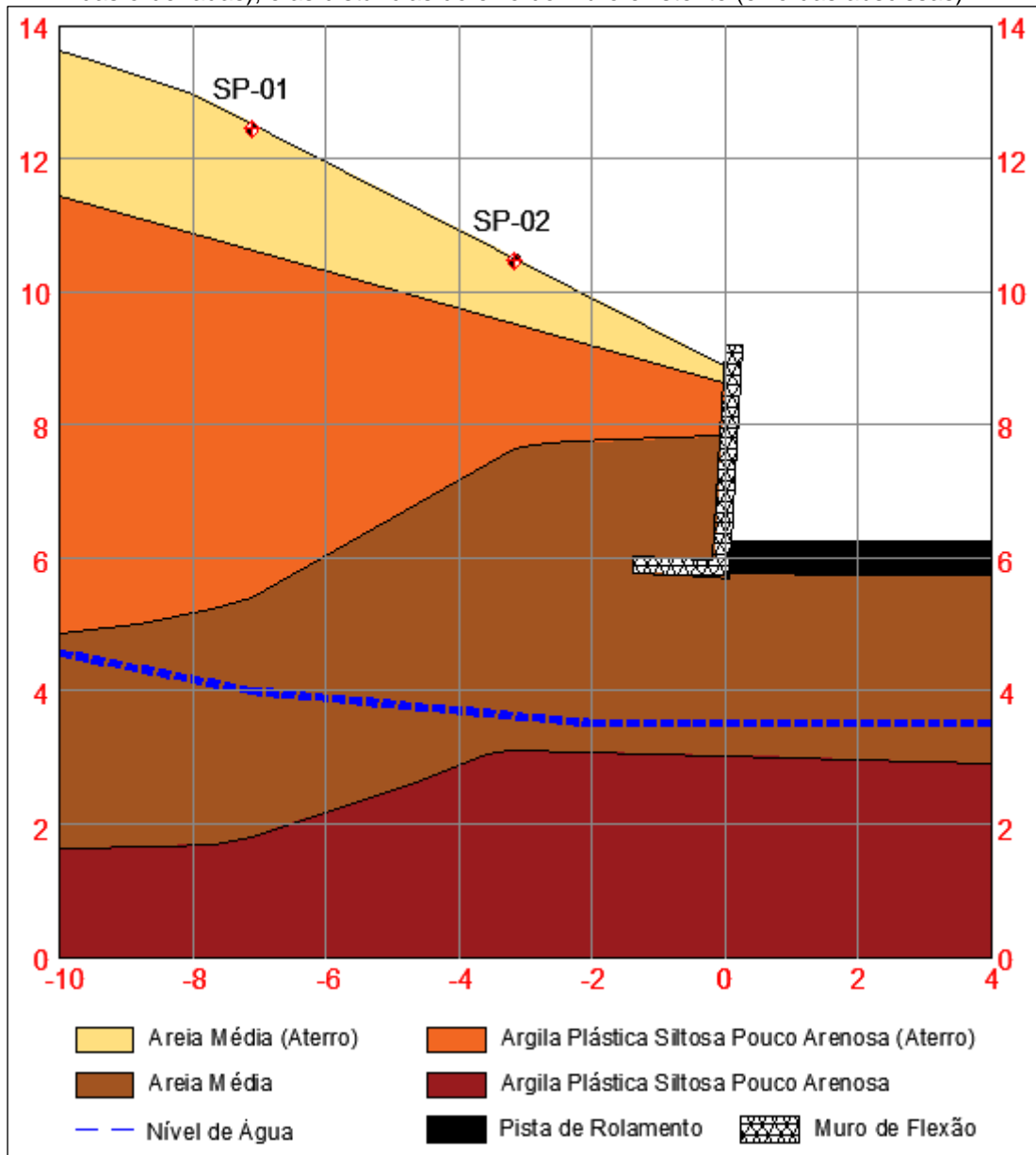
ATENÇÃO – 09/02 13:37 – TEMPORAIS ISOLADOS com RAIOS, RAJADAS DE VENTO, GRANIZO e ALAGAMENTOS para os municípios de Antônio Carlos, Biguaçu, Florianópolis, Garopaba, Imaruí, Palhoça, Paulo Lopes, Santo Amaro da Imperatriz, São Bonifácio, São José, São Martinho, São Pedro de Alcântara e Águas Mornas nas próximas 3 horas. Ocorrências ligue 199 ou 193.



Fonte: Defesa Civil de Santa Catarina, 2023.

Ainda, a partir das informações obtidas pelas sondagens, obteve-se um perfil esquemático do solo da região em análise, conforme ilustrado a seguir. Também, percebe-se que o nível d'água se encontra na cota 3,52m.

Figura 68: Perfil geológico do solo, mostrando as elevações dos pontos de interesse em metros (eixo das ordenadas), e as distâncias do eixo do muro existente (eixo das abscissas).



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

4. METODOLOGIA DA PESQUISA

O presente trabalho de conclusão de curso tem por objetivo principal a concepção de um projeto geotécnico de recuperação do talude do aterro de encontro para OAE do Km 4 + 100 da BR-282/SC (LE), a partir da retroanálise da ruptura do maciço terroso. Para a elaboração deste projeto, com o auxílio tanto do software Slide 6.0 quanto do software GwacWin 3.0, serão aventadas cinco medidas geotécnicas corretivas comumente utilizadas na região do local de estudo (reaterro, solo grampeado, cortina atirantada, terra armada e muro de gabião), apresentando, para cada técnica escolhida, as três modelagens que mais se aproximam do fator de segurança mínimo preconizado pela NBR 11682:2009, ou seja, para esta dada obra um $F_s = 1,5$.

Ainda, para a elaboração do projeto, foram interpretados os ensaios realizados no local de estudo a fim de caracterizar as camadas do solo e obter os dados necessários para o dimensionamento das medidas geotécnicas corretivas. Também, como forma de escolher a medida geotécnica corretiva para o trecho, foram comparadas as variáveis envolvidas em cada solução aventada, optando-se pela técnica que apresente o melhor custo benefício, etapas executivas de fácil execução, além de ostentar rapidez e agilidade para a conclusão da obra.

Ao final de todas as modelagens, será detalhada a solução geotécnica mais viável técnica e economicamente, respeitando as normas vigentes, através de planta de locação, seções transversais, vista frontal, detalhamentos e quantitativos.

Figura 69: Parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados nas análises de estabilidade - Slide 6.0

Dados de entrada no software Slide 6.0			
Material	Peso Específico (kN/m³)	Coesão (kN/m²)	Ângulo de Atrito (°)
Pista de Rolamento	19	10	45
Areia Média (Aterro)	20	5	33
Argila Plástica Siltosa Pouco Arenosa (Aterro)	20	9	33
Areia Média	17	0	30
Argila Plástica Siltosa Pouco Arenosa	15	8	8
Estrutura de Contenção	25	25	50
Reaterro Compactado	20	0	45
Reaterro Compactado*	20	0	37

**Utilizado na solução em terra armada, em virtude da NBR 16920-1:2021*

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 70: Parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados nas análises de estabilidade - GawacWin 3.0

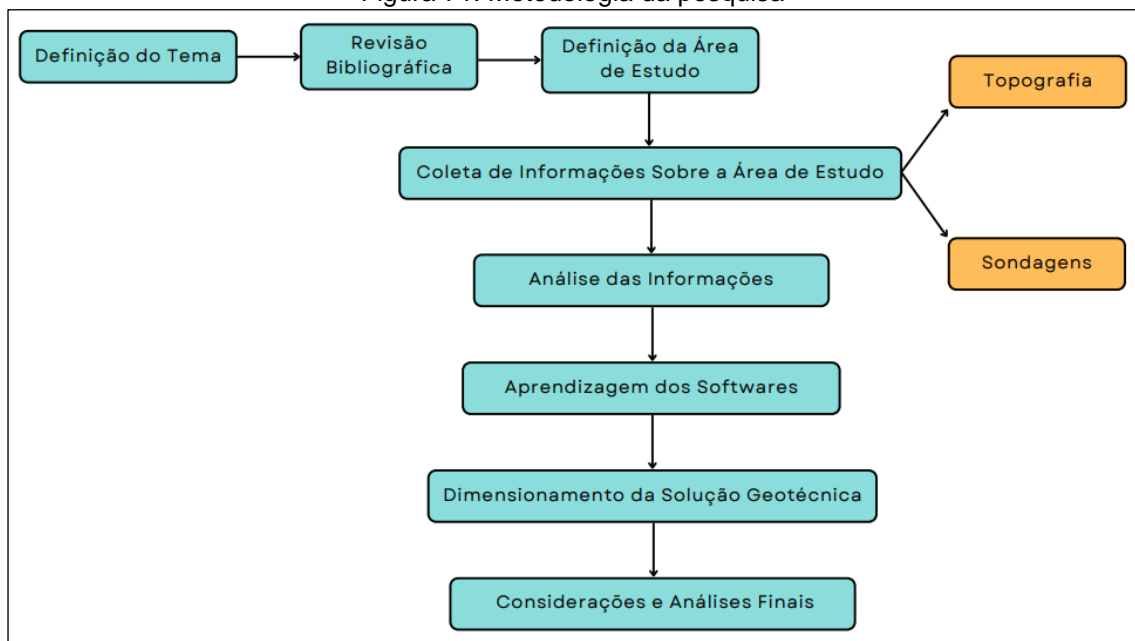
Dados de entrada no software GawacWin 3.0			
Material	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de Atrito (°)
Muro de Gabião	24	Infinity Streng	
Terraplano (Bs)	20	0	45
Terraplano (B1)	20	9	33
Fundação (Fs)	17	0	30
Fundação (F1)	15	8	8

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

4.1. Fluxograma das Etapas da Pesquisa

Este trabalho foi dividido em etapas, inicialmente foi definido o tema que seria abordado, logo em seguida foi construída a revisão bibliográfica, posteriormente foi definido o local de estudo e coletado as informações do mesmo e por fim foram realizadas análises computacionais a fim de definir a solução geotécnica que melhor se enquadra no local de estudo, considerando os aspectos técnicos e econômicos.

Figura 71: Metodologia da pesquisa



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

4.2. Premissas para Concepção do Projeto Geotécnico

As informações a seguir serão utilizadas como dados de entrada nos softwares, Slide 6.0 e GawacWin 3.0, utilizados para a verificação das análises de estabilidade das soluções comumente utilizadas na região do local de estudo.

Para a obtenção de uma estimativa dos parâmetros geotécnicos das camadas do solo, utilizou-se as correlações descritas anteriormente, levando em consideração suas particularidades e os ensaios realizados no local de estudo, além disso, utilizou-se também os estudos desenvolvidos por Steffens (2015), conforme ilustrado na tabela a seguir.

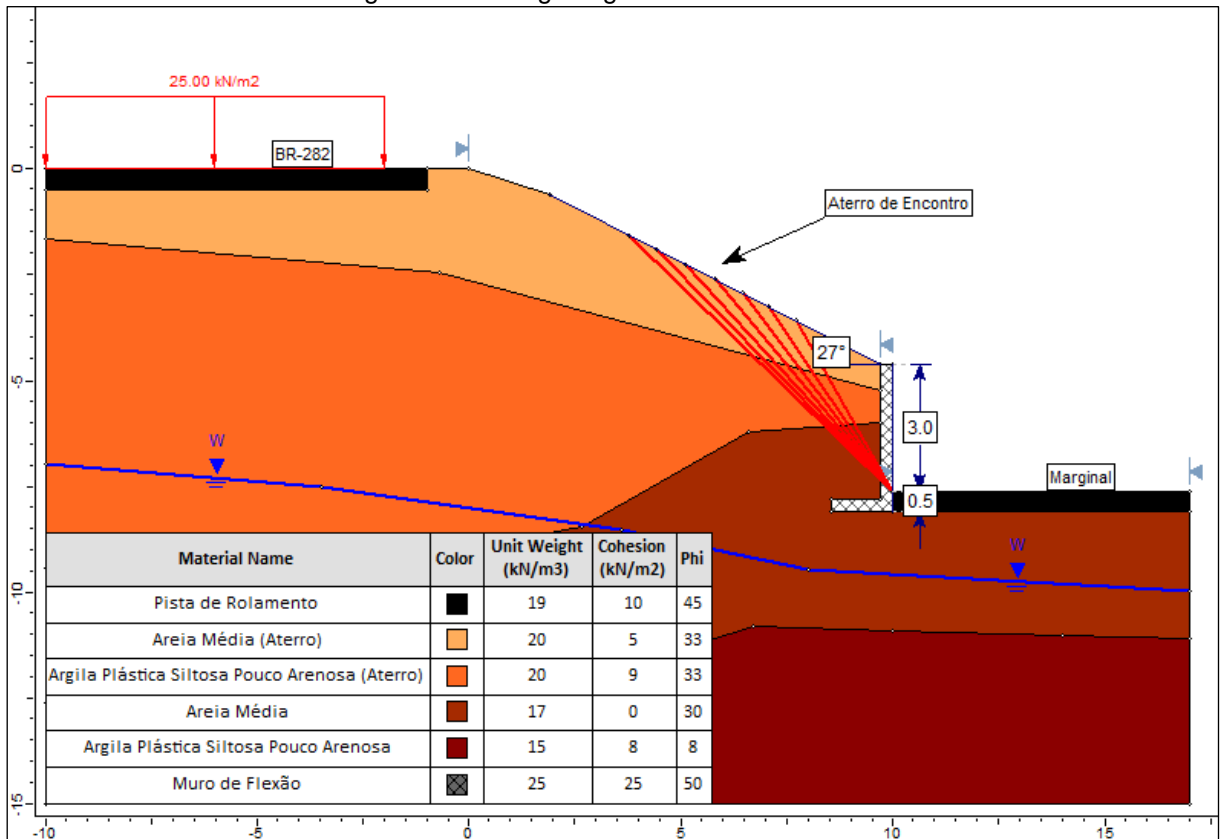
Tabela 13: Estimativa dos parâmetros geotécnicos das camadas de solo do local de estudo com base nas correlações e no trabalho de conclusão de curso de Steffens (2015)

Peso Específico (kN/m³)	Nspt Médio	Nspt60	Godoy (1972)	Joppert Júnior (2007)	Steffens (2015)*	Maragon (2018)	Média**	Adotado			
Areia Média (Aterro)	8,00	8,80	19,00	19,00	20,00	18,00	19,83	20,00			
Argila Plástica Siltosa (Aterro)	6,80	7,48	17,00	19,00	20,00	17,00	19,70	20,00			
Areia Média	15,00	16,50	20,00	20,00	17,00	18,00	17,30	17,00			
Argila Plástica Siltosa	3,00	3,30	15,00	19,00	14,50	15,00	14,74	15,00			
Coesão (kN/m²)	Nspt Médio	Nspt60	Alonso (1943)	Stroud (1974)	Teixeira e Godoy (1996)	Berberian (2015)	Joppert Júnior (2007)	Steffens (2015)*	Maragon (2018)	Média**	Adotado
Areia Média (Aterro)	8,00	8,80	---	---	---	---	---	5,00	---	5,00	5,00
Argila Plástica Siltosa (Aterro)	6,80	7,48	25 a 50	29,92	68,00***	19,43	20,00	5,00	25 a 50	8,77	9,00
Areia Média	15,00	16,50	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Argila Plástica Siltosa	3,00	3,30	10 a 25	13,20	30,00	8,57	15,00	13,39	12 a 25	13,72	8,00
Ângulo de Atrito (°)	Nspt Médio	Nspt60	Muromachi (1974)	Godoy (1983)	Teixeira (1996)	Hatanaka e Uchida (1996)	Joppert Júnior (2007)	Steffens (2015)*	Maragon (2018)	Média**	Adotado
Areia Média (Aterro)	8,00	8,80	29,90	31,20	27,65	31,64	30,00	35,00	30 a 35	33,86	33,00
Argila Plástica Siltosa (Aterro)	6,80	7,48	---	---	---	---	24,00	35,00	---	34,48	33,00
Areia Média	15,00	16,50	33,56	34,00	32,32	35,94	32,00	30,00	35 a 40	30,88	30,00
Argila Plástica Siltosa	3,00	3,30	---	---	---	---	23,00	---	---	1,10	8,00
*Projeto Geotécnico do Aterro de Encontro do Viaduto Kobrasol na Via Expressa - BR-282											
**Em virtude dos estudos realizados por Steffens (2015) estarem localizados na mesma rodovia, 1 (um) Km à frente, foi considerado um peso maior (x20) para os resultados apresentados em seu trabalho para a realização da média ponderada dos parâmetros geotécnicos.											
***Valor desprezado para a realização da média ponderada dos parâmetros geotécnicos.											

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

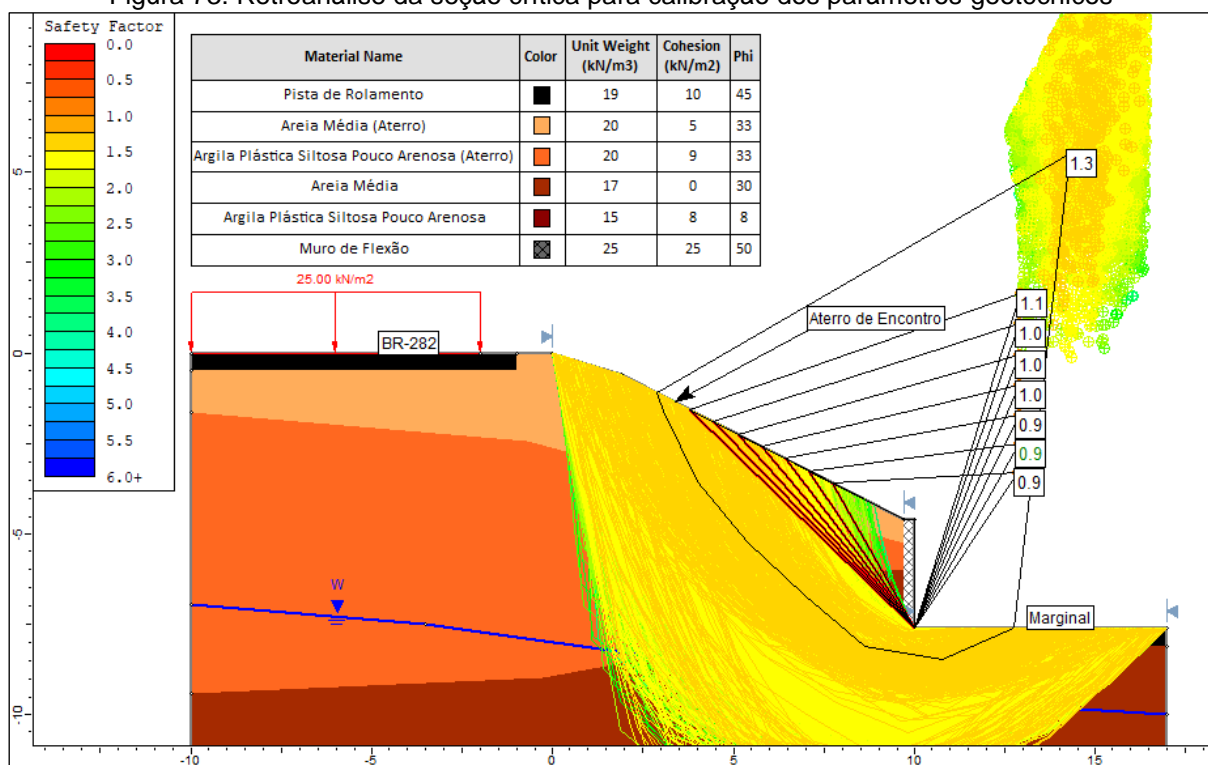
Ainda, percebe-se que os valores adotados para a realização da retroanálise da ruptura do maciço terroso, representam os parâmetros geotécnicos na condição limite de estabilidade, ou seja, $F_s = 1,00$.

Figura 72: Perfil geológico do local de estudo



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 73: Retroanálise da seção crítica para calibração dos parâmetros geotécnicos



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Segundo a NBR 7188:2024, foi considerada uma carga móvel rodoviária padrão, TB-450, trafegando pela BR-282, esta por sua vez, apresenta um carregamento de 25 kN/m². Já para a marginal, foi considerada a pior situação, ou seja, desprezou-se os carregamentos existentes, haja vista, eles atuarem como um contrapeso para o aterro de encontro.

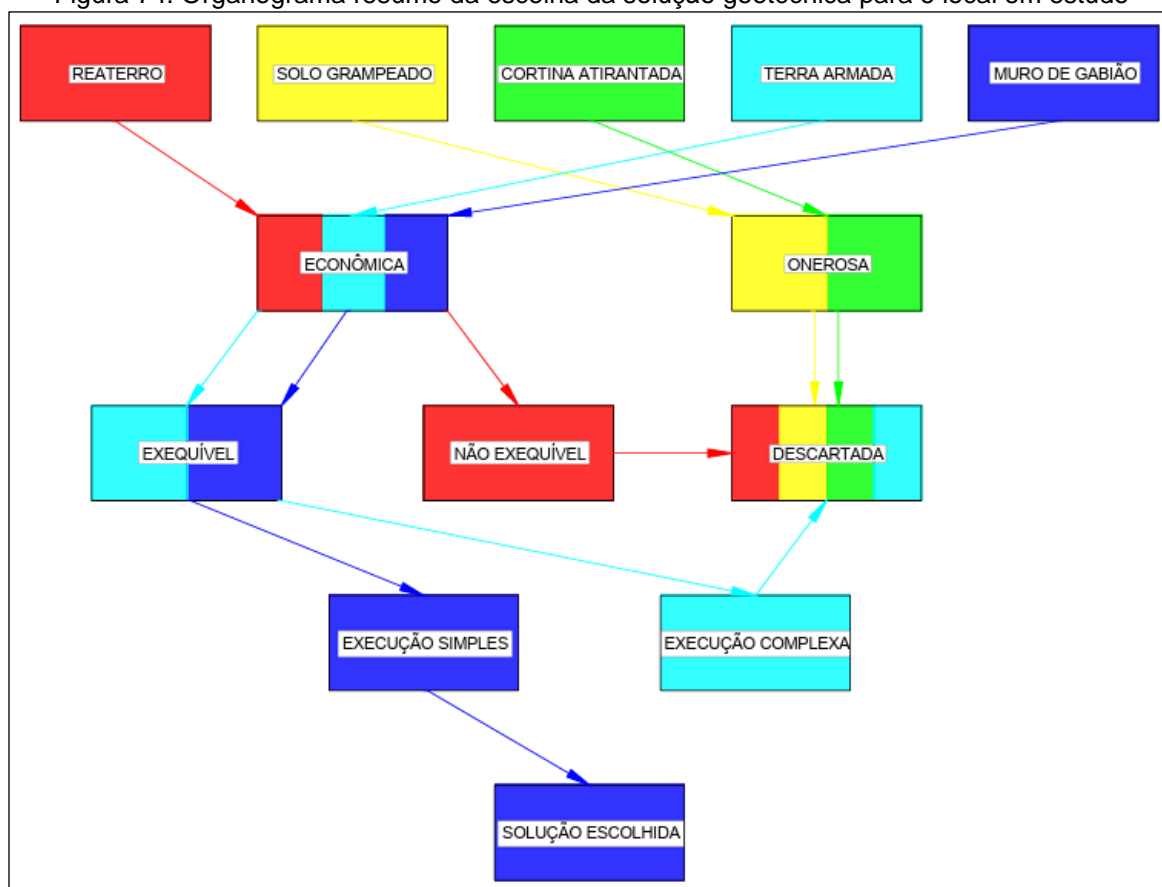
A partir da figura acima e de visitas realizadas no local, percebe-se a ocorrência de uma ruptura local no talude do aterro de encontro, devido à falta de estabilidade externa da estrutura, ocasionada pelo subdimensionamento da base do muro de contenção do tipo de flexão ("L"). Ainda, devido à poropressão gerada em decorrência dos elevados índices pluviométricos, bem como da existência de condições homogêneas do solo, a estrutura de contenção apresentou um grande deslocamento de sua porção superior, com o surgimento de rachaduras, ocasionando a rotação do muro em relação ao seu pé.

5. RESULTADOS

Neste capítulo, serão analisadas as modelagens das medidas geotécnicas corretivas e seus aspectos relevantes, e ao final será detalhada a solução geotécnica mais viável técnica e economicamente.

Vale ressaltar que as soluções propostas apresentam a retirada ou a troca do material rompido, “fofo”, por material competente.

Figura 74: Organograma resumo da escolha da solução geotécnica para o local em estudo



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Como forma de escolher a solução mais viável economicamente, realizou-se um simples orçamento comparativo entre as medidas corretivas aventadas.

Figura 75: Comparação dos orçamentos simplificados das medidas geotécnicas corretivas

REATERRO	
Preço Total	R\$ 26.845,50
MURO DE GABIÃO	
Preço Total	R\$ 370.250,49
TERRA ARMADA	
Preço Total	R\$ 370.984,55
SOLO GRAMPEADO	
Preço Total	R\$ 416.871,60
CORTINA ATIRANTADA	
Preço Total	R\$ 586.127,29

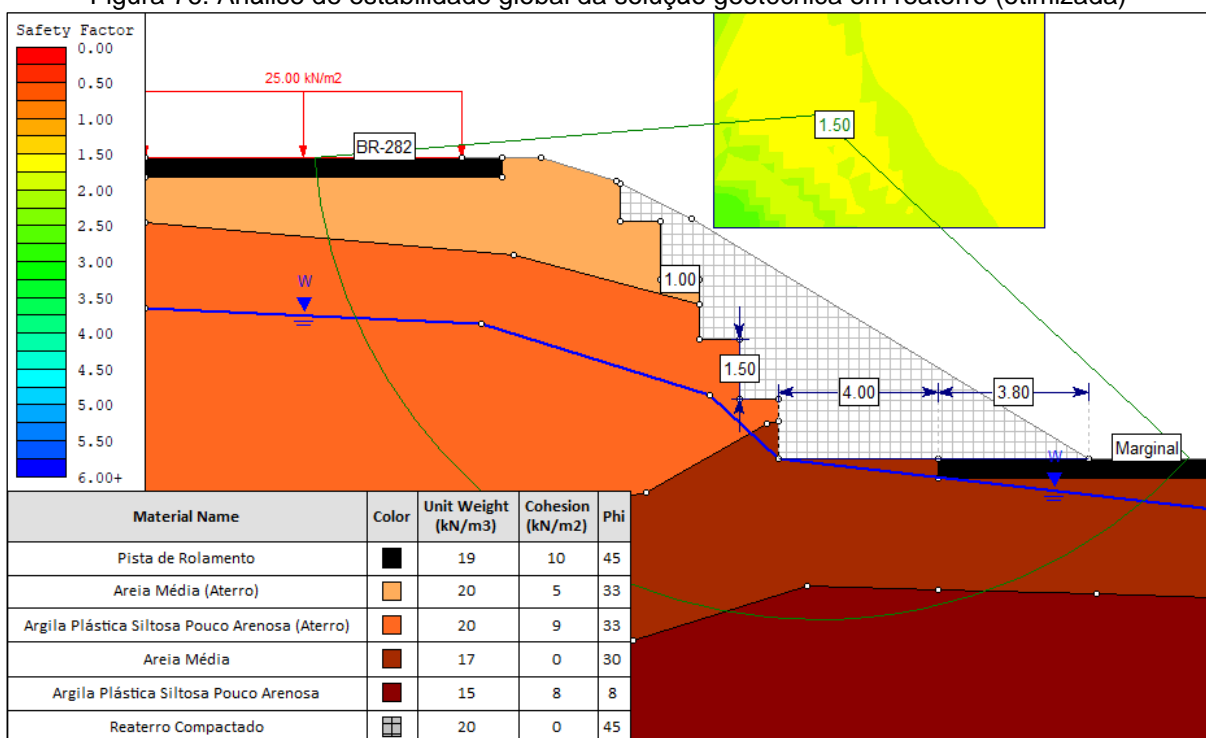
Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

5.1. Reaterro

O reaterro é uma técnica que consiste no preenchimento ou recomposição de escavações feitas no maciço, aliado ao processo de compactação, em etapas, das camadas, a fim de obter a estabilização do terreno. Normalmente, por sua facilidade de execução e pelo seu baixo custo, essa solução é aplicada em diversas obras geotécnicas.

No trecho onde ocorreu a ruptura do talude do aterro de encontro para OAE, foi aventado um reaterro, entretanto, a fim de promover a estabilização do talude a partir dessa técnica, uma pista da marginal seria utilizada, impedindo o acesso de veículos ao viaduto de Campinas. Logo, por mais que esse recurso apresente eficácia e simplicidade de execução, essa solução será descartada em virtude do comprometimento da pista de rolamento da marginal.

Figura 76: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em reaterro (otimizada)

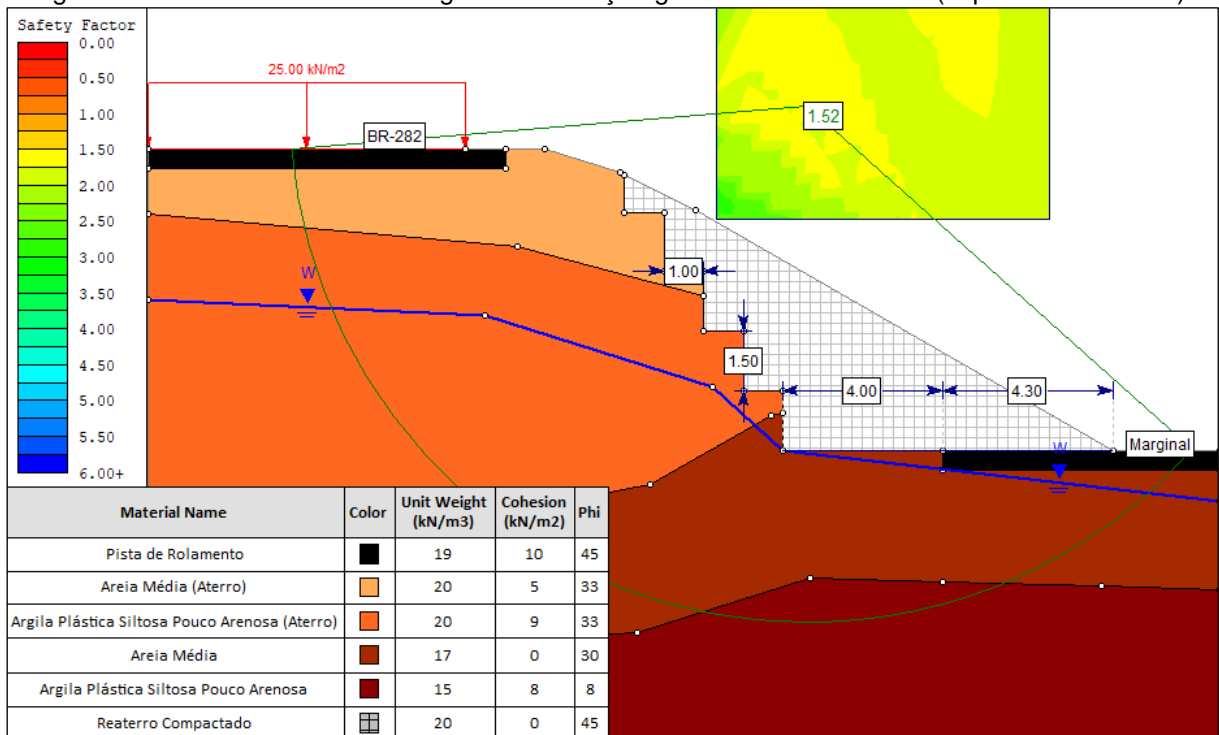


Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

A partir da imagem acima, percebe-se que a solução em reaterro, considerando um denteamento de 1H:1,5V e a substituição do material amolgado por rocha detonada (reaterro compactado), avança na pista de rolamento da marginal em 3,80m para a obtenção do fator de segurança mínimo exigido pela NBR 11682:2009, $F_s = 1,50$.

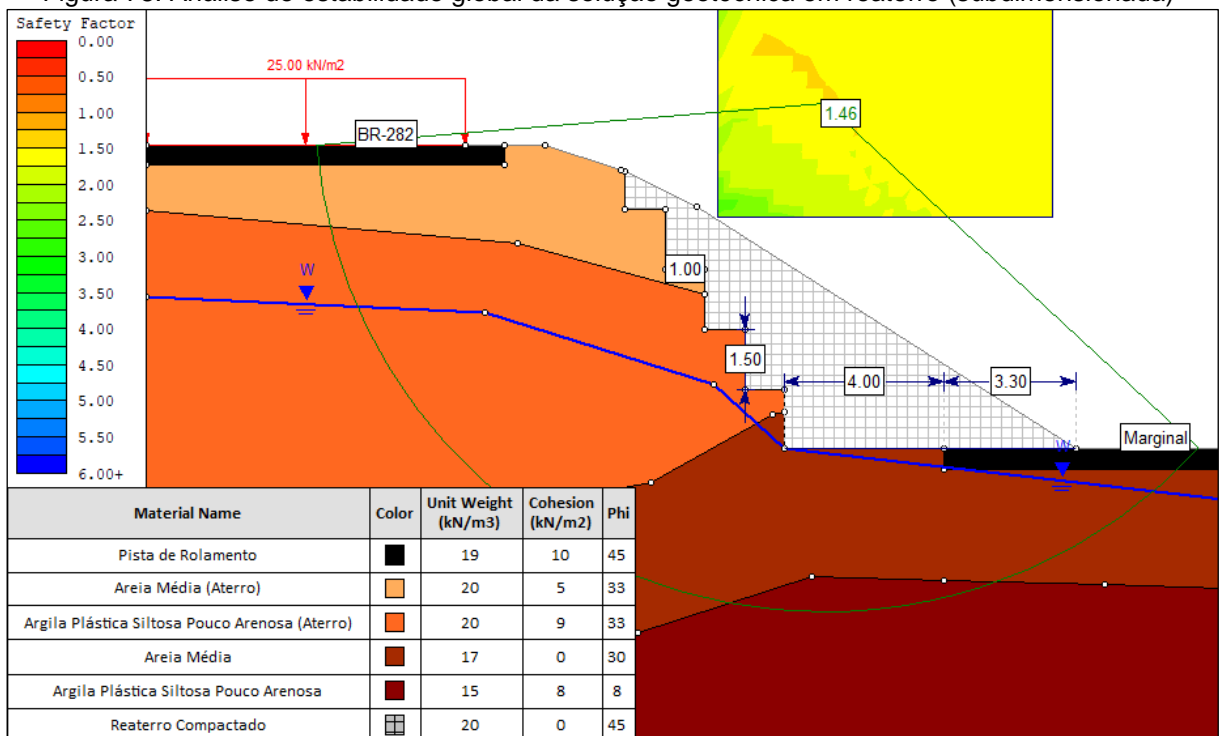
Ainda, com o intuito de evitar subdimensionamento e superdimensionamento, foram realizadas outras duas análises de estabilidade, alterando o avanço na pista marginal, a fim de confrontar o dimensionamento das três modelagens.

Figura 77: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em reaterro (superdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 78: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em reaterro (subdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 79: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em reaterro

Reaterro			
Modelagem	Avança na pista em (m)	FS	De acordo com a NBR 11682:2009
Otimizada	3,80	1,50	Sim
Superdimensionada	4,30	1,52	Sim
Subdimensionada	3,30	1,46	Não

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Também, com o intuito de comparar as medidas geotécnicas corretivas, realizou-se um orçamento simplificado do reaterro (otimizado), sem levar em consideração a escavação do material amolgado. No que lhe diz respeito, apresentou o valor de R\$ 26.845,50.

Figura 80: Orçamento simplificado para o reaterro

RATERRO				
Código	Serviço	Quantidade (m ³)	Preço Unitário	Preço Total
4815671 Sicro 04/2023	REATERRO E COMPACTAÇÃO COM SOQUETE VIBRATÓRIO	1650,00	R\$ 16,27	R\$ 26.845,50
Preço Total				R\$ 26.845,50

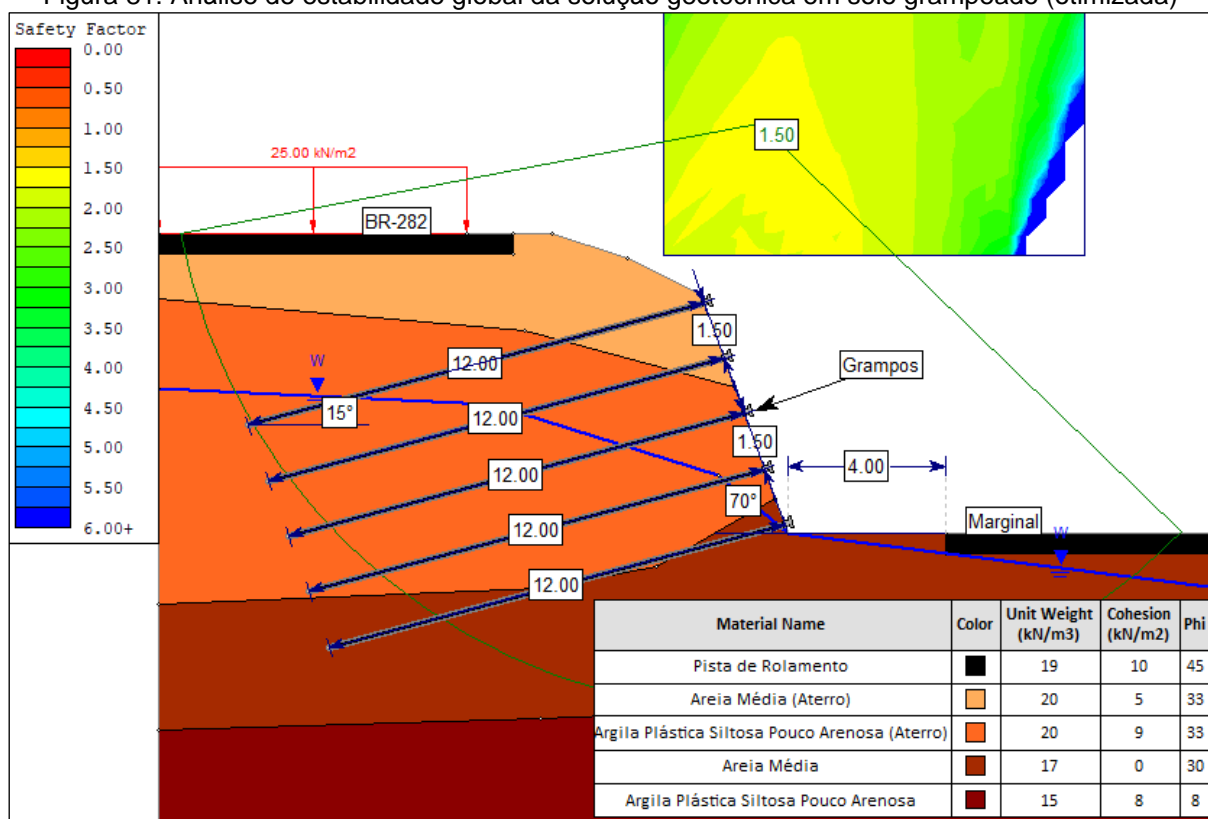
Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

5.2. Solo Grampeado

Segundo a NBR 16920-2:2021:

O solo grampeado é uma técnica de estabilização, temporária ou permanente, de taludes naturais e escavações, por meio da introdução de reforços no maciço [...] de forma a se obter um compósito com melhores características mecânicas. O sistema é composto por três elementos: solo, grampos e paramento. Esta técnica considera a inclusão de elementos metálicos ou poliméricos e de sistema de drenagem interna. (NBR 16920-2:2021, p. 4).

Figura 81: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em solo grampeado (otimizada)

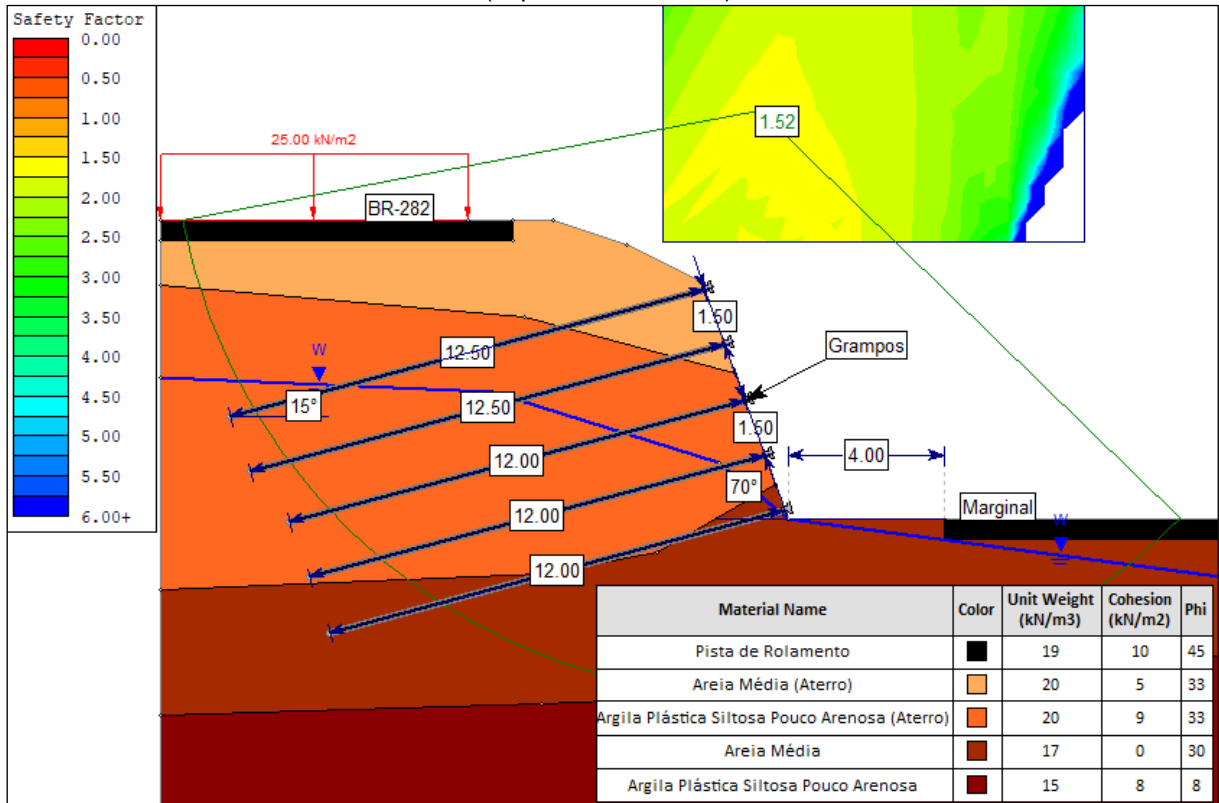


Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Observa-se que a solução de solo grampeado se torna um recurso oneroso para ser medida geotécnica definitiva do trecho em estudo, em virtude da quantidade e do comprimento dos grampos utilizados para a estabilização do aterro de encontro. Ademais, para a estabilização do maciço terroso, utilizou-se grampos de aço CA-50 de 20mm de diâmetro com resistência a tração máxima de trabalho de 136,6 kN, respeitando o item 9.1 da NBR 16920-2:2021.

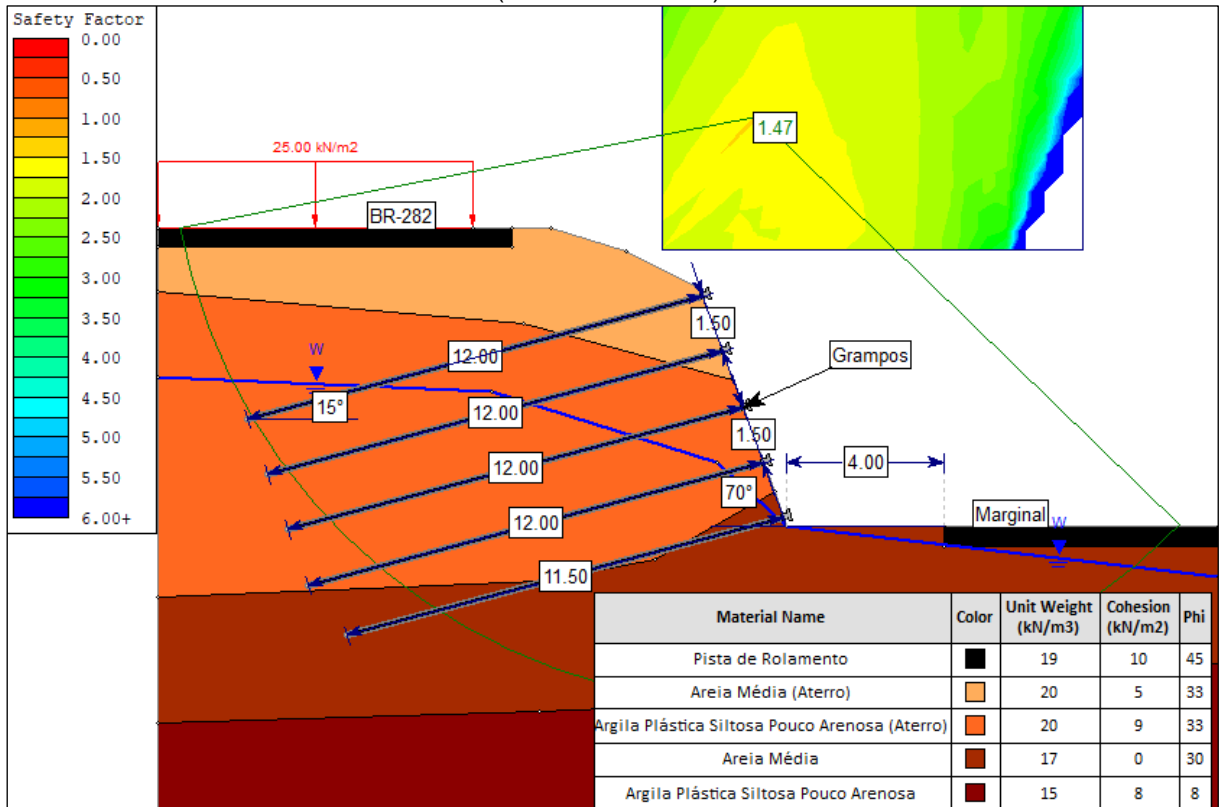
Outras possíveis soluções utilizando a técnica do solo grampeado, seria através da variação do comprimento dos grampos e do espaçamento entre eles, malha. A seguir, serão apresentadas outras duas modelagens, com o objetivo de, assim como na solução anterior, evitar o subdimensionamento e o superdimensionamento da solução geotécnica em análise.

Figura 82: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em solo grampeado (superdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 83: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em solo grampeado (subdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 84: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em solo grampeado

Solo Grampeado			
Modelagem	Comprimento total dos grampos (m)	FS	De acordo com a NBR 11682:2009
Otimizada	2220,00	1,50	Sim
Superdimensionada	2257,00	1,52	Sim
Subdimensionada	2201,50	1,47	Não

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Ainda, para a obtenção de um valor de custo representativo, apenas da execução dos grampos, utilizou-se a tabela SINAPI, sem desoneração, do mês de agosto do ano de 2023 para a quantificação da solução otimizada. Levando em consideração uma distância horizontal de 55,0m e sabendo que a malha da solução geotécnica é de 1,5H:1,5V, teremos um comprimento total dos grampos de 2.220m, ou seja, o custo para a execução desta técnica seria da ordem de R\$ 416.871,60.

Figura 85: Orçamento simplificado para o solo grampeado

SOLO GRAMPEADO				
Código	Serviço	Quantidade (m)	Preço Unitário	Preço Total
93971 Sinapi 08/2023	EXECUÇÃO DE GRAMPO PARA SOLO GRAMPEADO COM COMPRIMENTO MAIOR QUE 10 M, DIÂMETRO DE 7 CM, PERFURAÇÃO COM EQUIPAMENTO MANUAL E ARMADURA COM DIÂMETRO DE 20 MM.	2220,00	R\$ 187,78	R\$ 416.871,60
TOTAL				R\$ 416.871,60

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

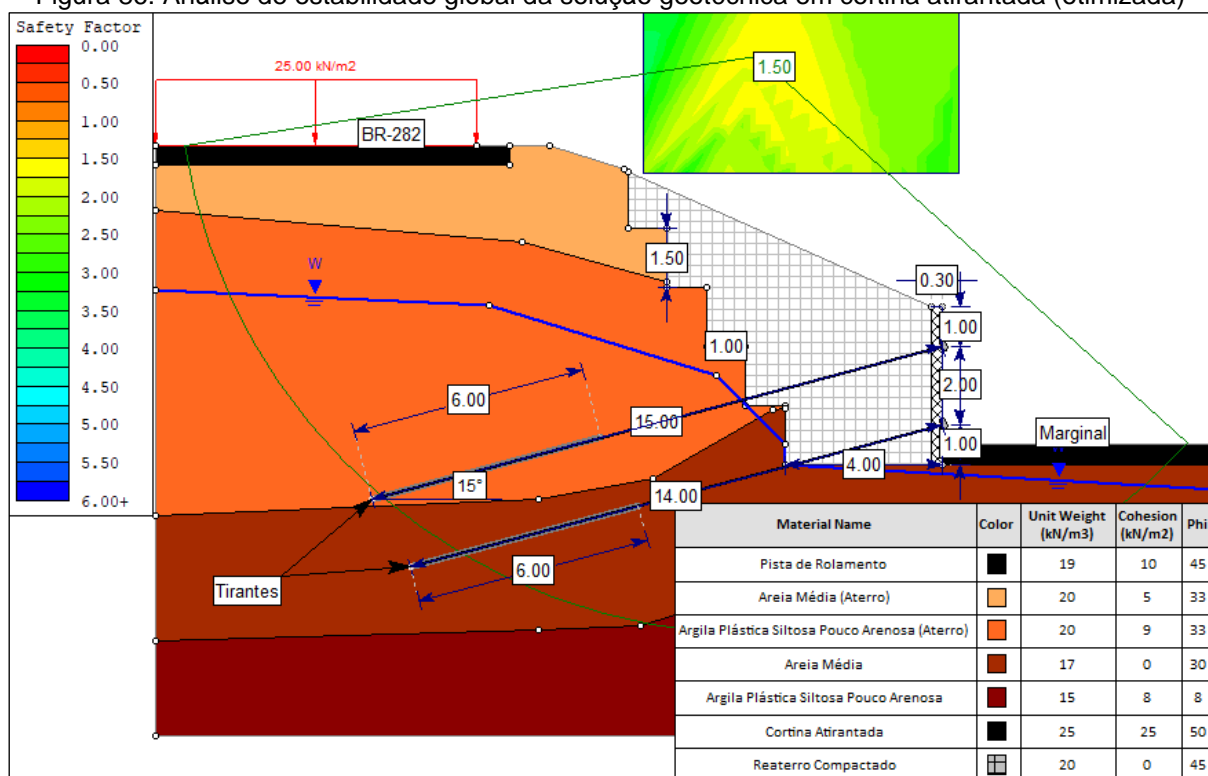
Com isso, por mais que esta medida corretiva apresente um ganho de 4,0m adjacente à marginal, tendo em vista os aspectos envolvidos nas etapas executivas e no custo benefício para a realização desta solução, esta técnica também será descartada.

5.3. Cortina Atirantada

As cortinas atirantadas são estruturas de contenção que, através dos tirantes, devolvem os esforços recebidos para a região do bulbo de ancoragem (ALVES, 2014).

A execução de uma cortina atirantada para o trecho em estudo também seria uma possibilidade de solução geotécnica.

Figura 86: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em cortina atirantada (otimizada)

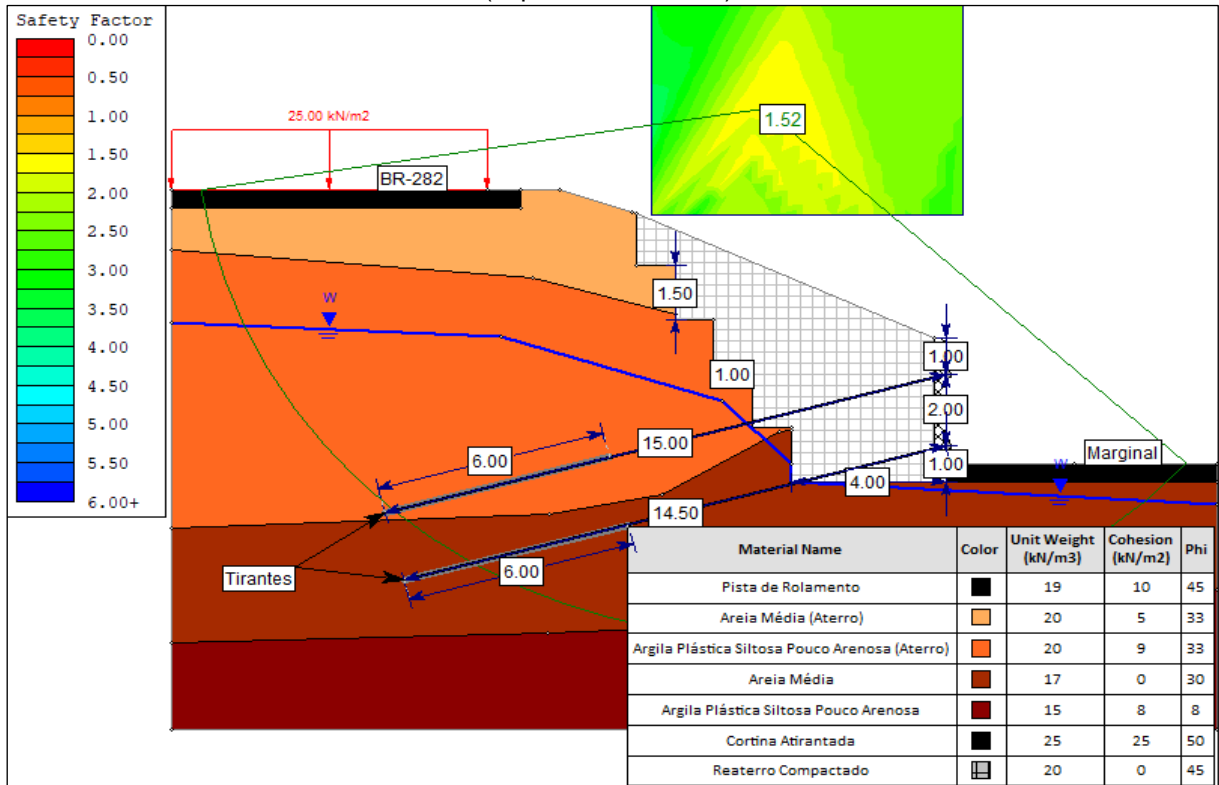


Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Para a solução otimizada em cortina atirantada, foram utilizados tirantes de aço do tipo Dywidag, com resistência a tração de 375 kN, ancorados no solo em 6,00m, isto é, em aproximadamente 40% do comprimento total do tirante, a fim de obter o fator de segurança de 1,5, conforme preconizado pela NBR 11682:2009.

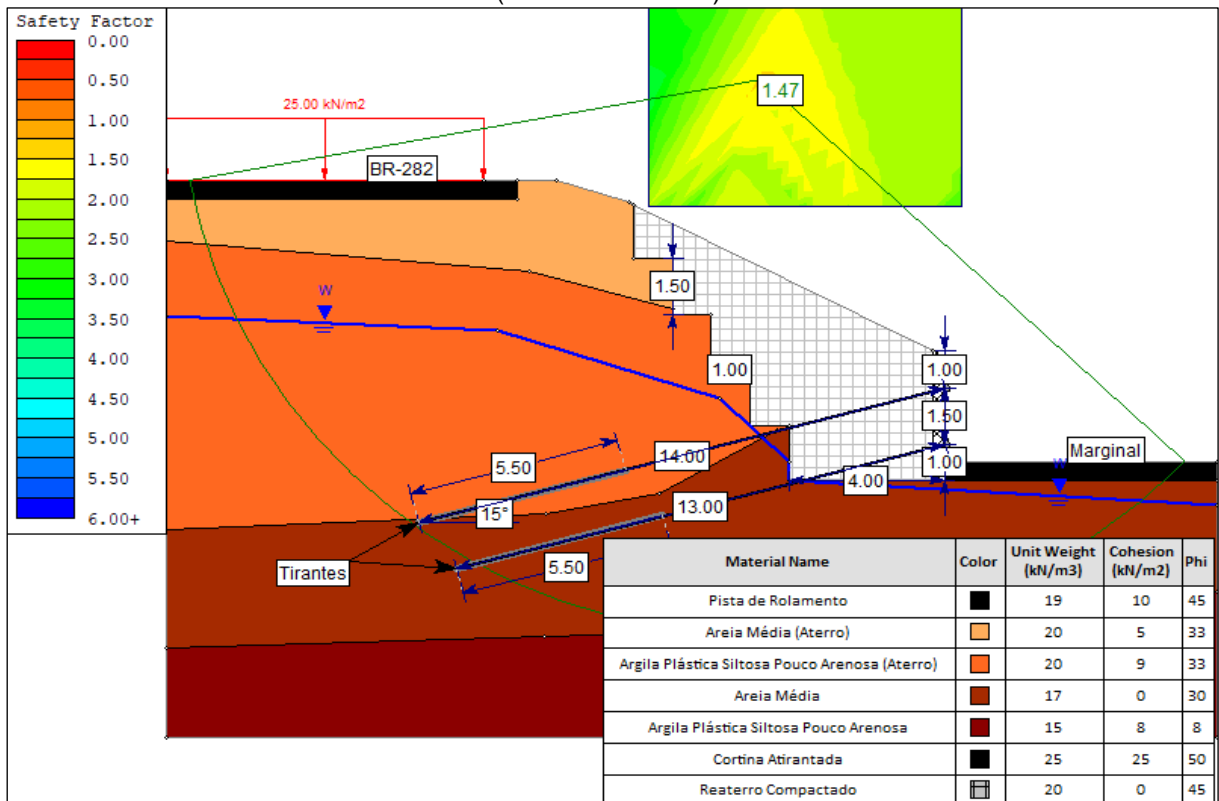
Novamente, foram realizadas outras duas modelagens para posterior comparação.

Figura 87: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em cortina atirantada (superdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 88: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em cortina atirantada (subdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 89: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em cortina atirantada

Cortina Atirantada			
Modelagem	Comprimento total dos tirantes (m)	FS	De acordo com a NBR 11682:2009
Otimizada	812,00	1,50	Sim
Superdimensionada	826,00	1,52	Sim
Subdimensionada	756,00	1,47	Não

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Ainda, considerando uma parede de concreto armado com 55,0m de extensão, 30cm de espessura, 4,0m de altura e tirantes de 14,0 e 15,0m de comprimento, malha de 2H:2V, o custo envolvido nesta situação, otimizada, seria algo em torno de R\$ 586.127,29. Com isso, tendo em vista os custos e a sequência executiva envolvida para realização da mesma, esta solução também deverá ser desconsiderada.

Figura 90: Orçamento simplificado para a cortina atirantada

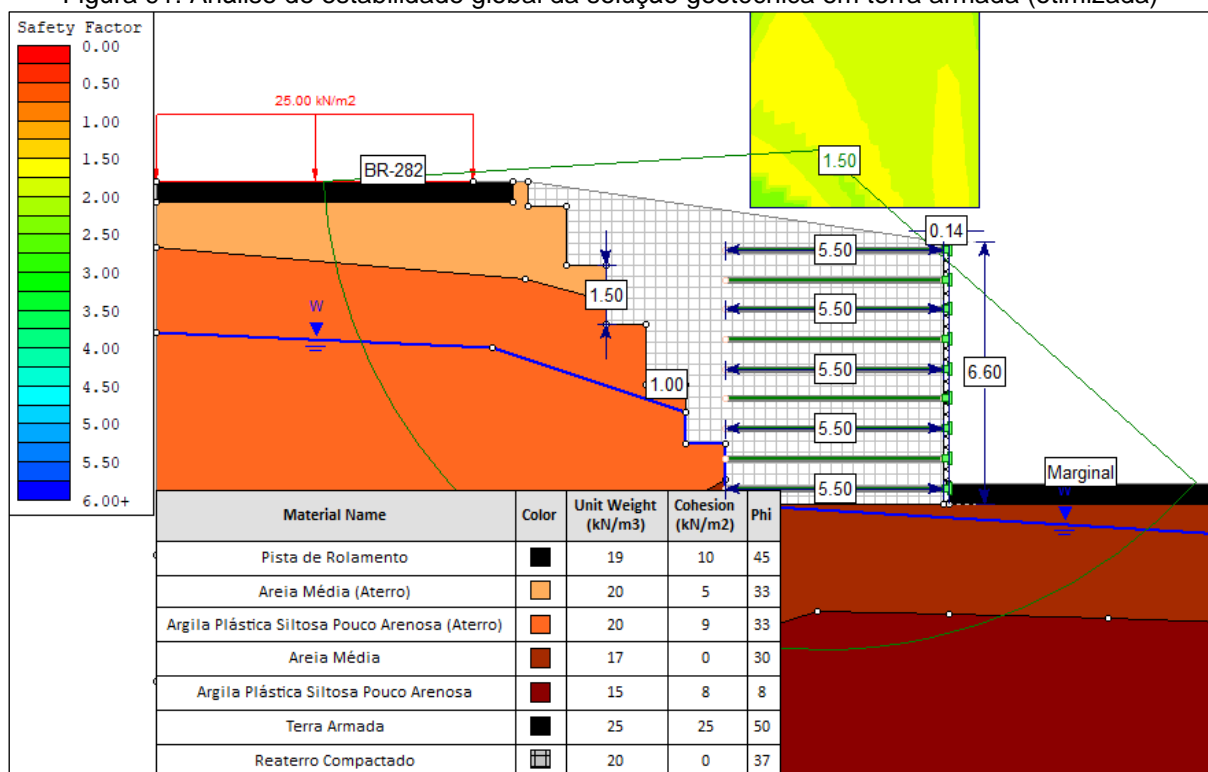
CORTINA ATIRANTADA				
Código	Serviço	Quantidades	Preço Unitário	Preço Total
5605938 Sicro 04/2023	PERFURAÇÃO PARA TIRANTES EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA COM DIÂMETRO DE ATÉ 120 MM	568,40	R\$ 20,49	R\$ 11.646,52
5605940 Sicro 04/2023	PERFURAÇÃO PARA TIRANTES EM MATERIAL DE 3ª CATEGORIA COM DIÂMETRO DE ATÉ 120 MM	243,60	R\$ 57,17	R\$ 13.926,61
5605882 Sicro 04/2023	TIRANTE PERMANENTE PROTENDIDO DE AÇO D= 32 MM, TIPO DYWIDAG ST 95/105, COM CAPACIDADE DE 390KN - EXCETO PERFURAÇÃO	812,00	R\$ 399,32	R\$ 324.247,84
5605945 Sicro 04/2023	PROTENSÃO DE TIRANTE PERMANENTE PROTENDIDO DE AÇO D= 32 MM, TENSÃO DE ESCOAMENTO = 950 MPA E TENSÃO DE RUPTURA = 1.050 MPA - INCLUSIVE ANCORAGEM E GRAUTEAMENTO DA CABEÇA	56,00	R\$ 512,41	R\$ 28.694,96
3108011 Sicro 04/2023	FÔRMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 12 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 1 VEZ - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	440,00	R\$ 146,83	R\$ 64.605,20
100344 Sinapi 08/2023	ARMAÇÃO DE CORTINA DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO, COM AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM.	5610,00	R\$ 12,98	R\$ 72.817,80
100349 Sinapi 08/2023	CONCRETAGEM DE CORTINA DE CONTENÇÃO, ATRAVÉS DE BOMBA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO.	66,00	R\$ 656,71	R\$ 43.342,86
4815671 Sicro 04/2023	REATERRO E COMPACTAÇÃO COM SOQUETE VIBRATÓRIO	1650,00	R\$ 16,27	R\$ 26.845,50
TOTAL				R\$ 586.127,29

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

5.4. Terra Armada

Outra maneira para corrigir a ruptura do talude do aterro de encontro para OAE da BR-282, no Km 4+100, seria através da execução de um muro em terra armada. Para execução do muro em terra armada é necessária a compactação das camadas do aterro, além da inserção de elementos lineares de reforço, submetidos a tração (armaduras), na massa do aterro.

Figura 91: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em terra armada (otimizada)

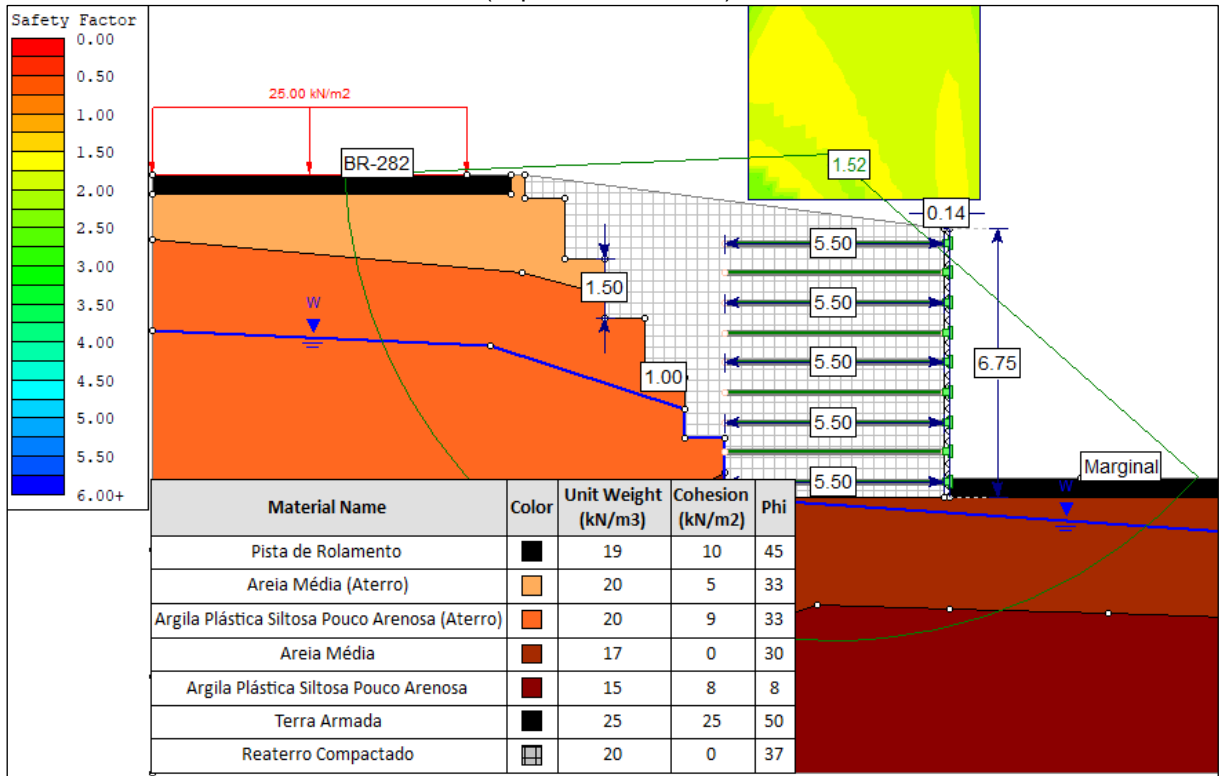


Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Para a solução otimizada em terra armada, considerou-se fitas metálicas de aço A572 apresentando largura de 40mm com comprimento de 5,50m e resistência a tração de 55,20kN, espaçadas em 0,75H:0,75V. Já para as escamas de concreto armado, utilizou-se uma espessura de 14cm. Ainda, para a realização do reaterro foi utilizado saibro compactado, atendendo o grupo A ou B, solos arenosos, da NBR 16920-1:2021.

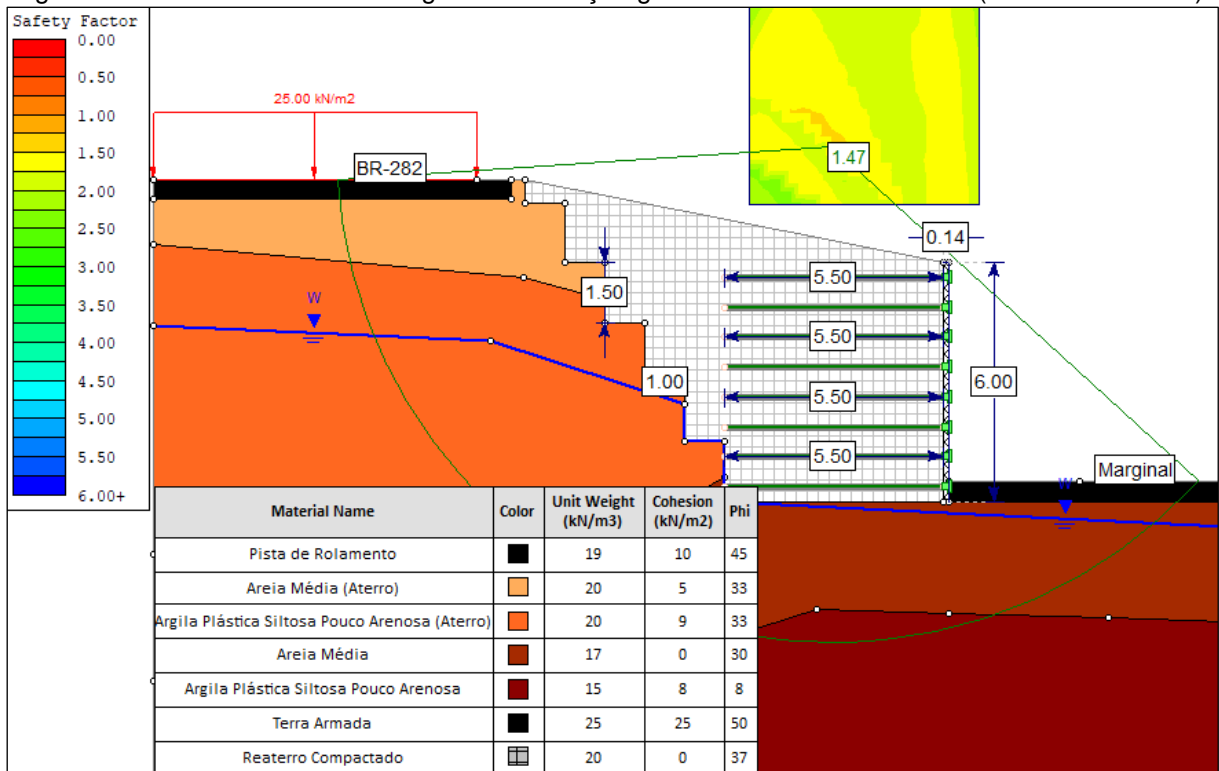
Mais uma vez, foram realizadas outras duas modelagens para posterior comparação.

Figura 92: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em terra armada (superdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 93: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em terra armada (subdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 94: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em terra armada

Terra Armada			
Modelagem	Altura do paramento (m)	FS	De acordo com a NBR 11682:2009
Otimizada	6,60	1,50	Sim
Superdimensionada	6,75	1,52	Sim
Subdimensionada	6,00	1,47	Não

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Logo, em função do seu processo executivo, a solução otimizada em terra armada também será desprezada para ser a solução definitiva do trecho. Com relação ao custo, a diferença para a solução mais econômica, em gabião, foi de R\$ 734,06.

Figura 95: Orçamento simplificado para a terra armada

TERRA ARMADA				
Código	Serviço	Quantidades	Preço Unitário	Preço Total
5405978 Sicro 04/2023	ATERRO COMPACTADO EM SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA GALVANIZADA - TAXA 3,31 KG/M ³ - MATERIAL DE JAZIDA	3180,00	R\$ 73,16	R\$ 232.648,80
5406027 Sicro 04/2023	MURO DE ESCAMA DE CONCRETO ARMADO EM SOLO REFORÇADO COM FITA METÁLICA COM ALTURA DE 6,0 A 8 M - TIPO 1 - AREIA E BRITA COMERCIAIS	385,00	R\$ 339,47	R\$ 130.695,95
94972 Sinapi 08/2023	CONCRETO FCK = 30 MPA, TRAÇO 1:2,1:2,5 (EM MASSA SECA DE CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L	14,00	R\$ 545,70	R\$ 7.639,80
TOTAL				R\$ 370.984,55

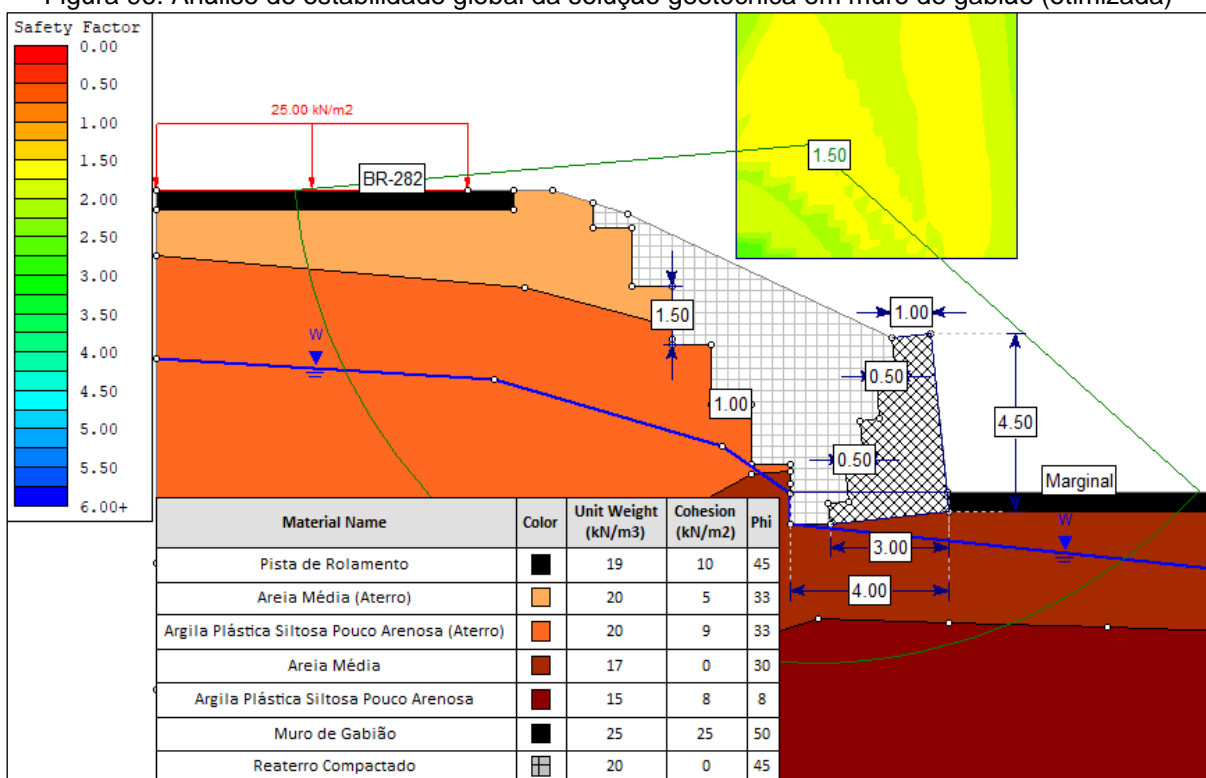
Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

5.5. Muro de Gabião

O muro de gabião é uma estrutura de contenção que atua a partir do seu elevado peso próprio, resistindo aos esforços impostos pelo maciço.

Para o trecho em estudo foi aventada uma solução em muro de gabião, de maneira otimizada, respeitando os valores mínimos da NBR 11682:2009, isto é, considerando o local com tráfego intenso e com alto nível de segurança contra danos materiais e ambientais.

Figura 96: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em muro de gabião (otimizada)

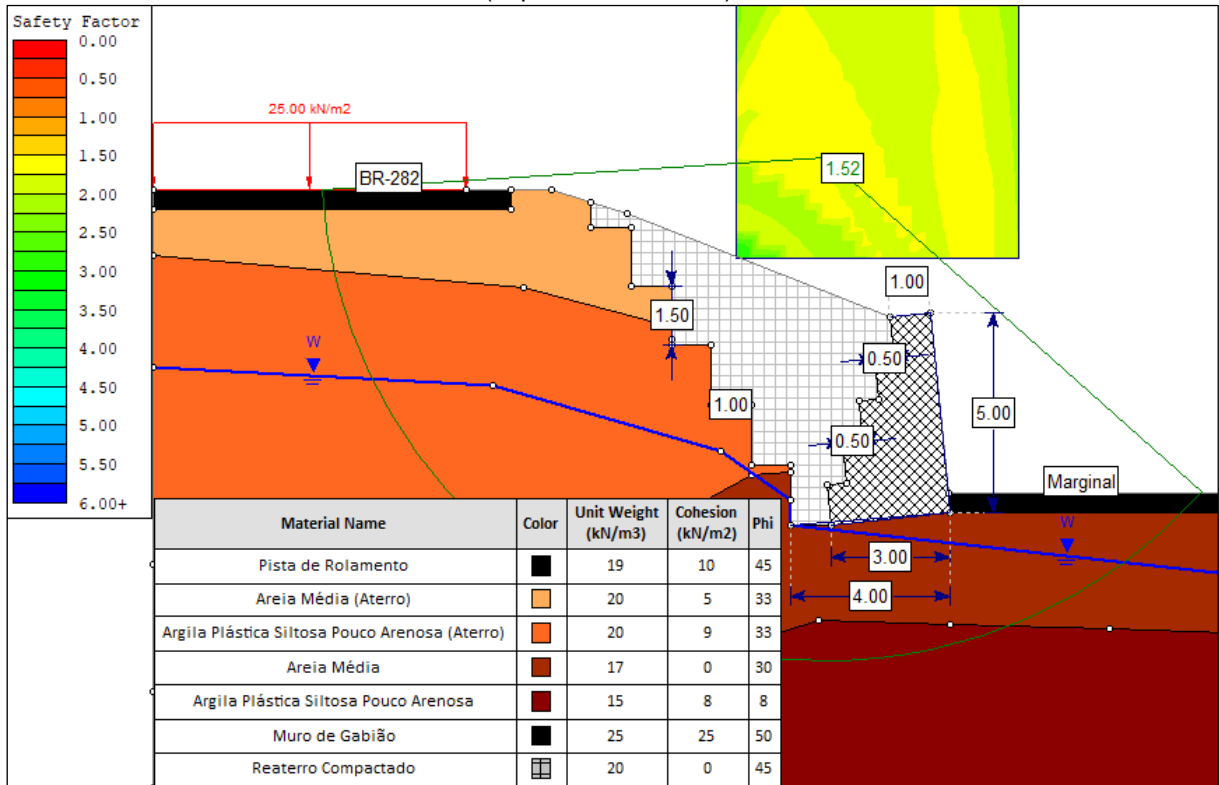


Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

De acordo com a figura acima, nota-se que a solução geotécnica proposta é constituída pela substituição do material amolgado por rocha detonada e pela execução do muro de gabião com 4,50m de altura, na seção crítica.

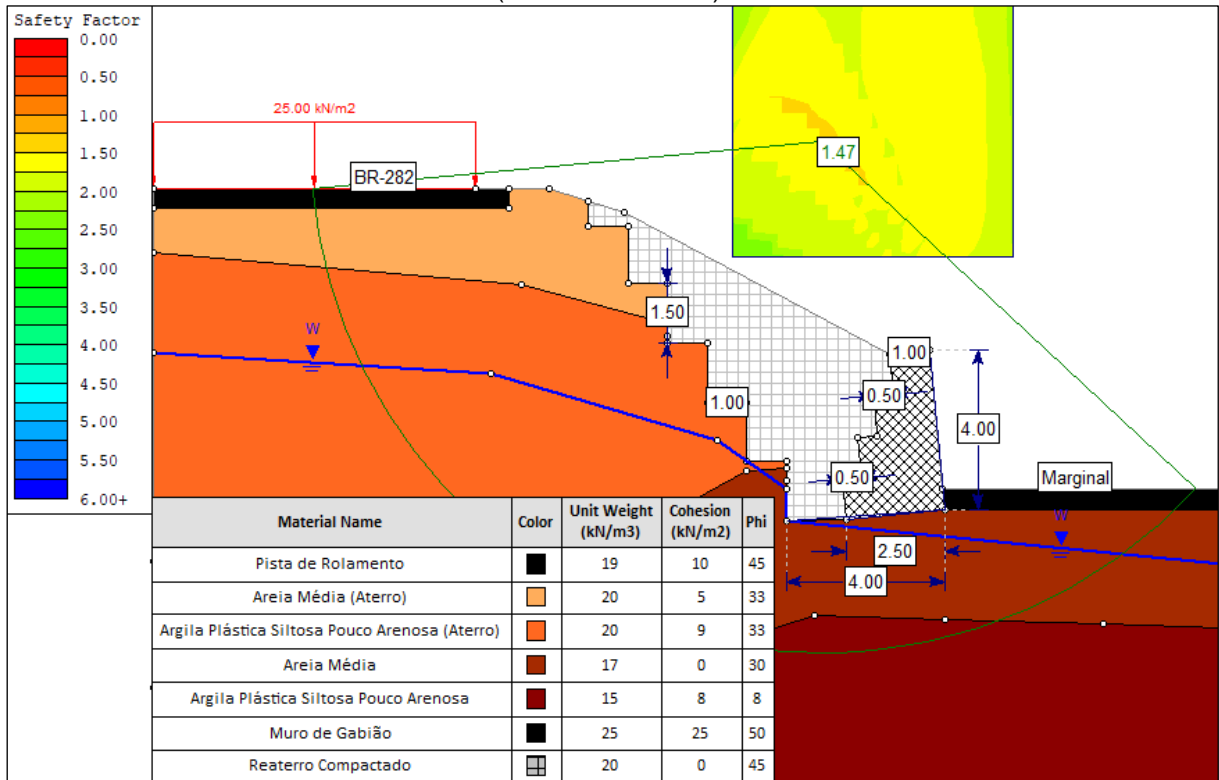
Foram testadas outras duas seções características para a solução geotécnica em muro de gabião, conforme ilustrado pelas figuras que seguem.

Figura 97: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em muro de gabião (superdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 98: Análise de estabilidade global da solução geotécnica em muro de gabião (subdimensionada)



Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Figura 99: Comparação entre as análises de estabilidade globais da solução geotécnica em muro de gabião

Muro de Gabião			
Modelagem	Altura do paramento (m)	FS	De acordo com a NBR 11682:2009
Otimizada	4,50	1,50	Sim
Superdimensionada	5,00	1,52	Sim
Subdimensionada	4,00	1,47	Não

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Ainda, por apresentar facilidade, praticidade e agilidade para sua execução, ser autodrenante e possuir um interessante nível de resistência contra às intempéries, além de ser a segunda medida corretiva mais econômica, a solução otimizada em muro de gabião será a definitiva para o trecho em estudo.

Figura 100: Orçamento simplificado para o muro de gabião

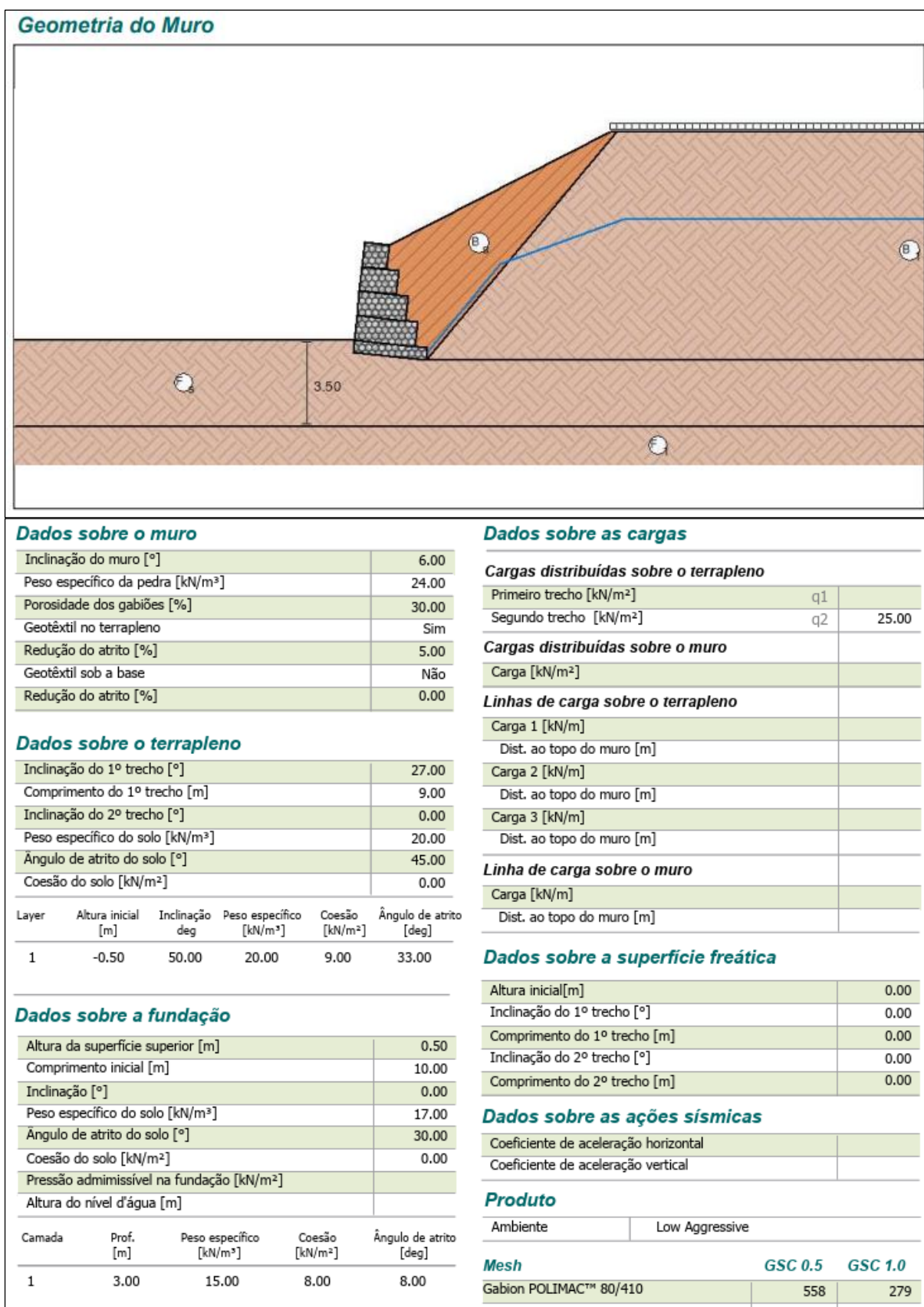
MURO DE GABIÃO				
Código	Serviço	Quantidade (m ³)	Preço Unitário	Preço Total
3205870 Sicro 04/2023	GABIÃO CAIXA 2 X 1 X 1,00 M ZN/AL - D= 2,7 MM - PEDRA DE MÃO COMERCIAL - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO	468,00	R\$ 750,98	R\$ 351.458,64
4815671 Sicro 04/2023	REATERRO E COMPACTAÇÃO COM SOQUETE VIBRATÓRIO	1155,00	R\$ 16,27	R\$ 18.791,85
TOTAL				R\$ 370.250,49

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

Com o objetivo de averiguar se a geometria do muro de gabião atende aos fatores de segurança mínimos preestabelecidos para estabilidade externa (deslizamento, tombamento e ruptura do solo de fundação) e também para estabilidade interna, utilizou-se o software GawacWin 3.0 da Maccaferri para a realização dessas análises.

A seguir, serão apresentados os resultados da seção otimizada do muro de gabião.

Figura 101: Análise de estabilidade externa e interna da solução geotécnica em muro de gabião



Resultados das Análises

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo [kN/m]	122.49
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	2.48
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	1.25
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	60.71
Empuxo Passivo [kN/m]	6.38
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	0.02
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	0.17
Direção do empuxo ref. ao eixo X [°]	0.00

Deslizamento

Força normal sob a base [kN/m]	262.22
Ponto de apl. ref. ao eixo X [m]	1.45
Ponto de apl. ref. ao eixo Y [m]	-0.15
Força atuante tangencial [kN/m]	48.43
Força resistente tangencial [kN/m]	174.30
Deslizamento	3.60

Tombamento

Momento Atuante [kN/m x m]	75.17
Momento Resistente [kN/m x m]	458.03
Tombamento	6.09

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	0.05
Tensão normal na borda externa [kN/m ²]	96.16
Tensão normal na borda interna [kN/m ²]	79.54
Tensão última da fundação [kN/m ²]	530.62
Tensão na Base esq.	5.52
Tensão na Base dir.	6.67

Externa

Tombamento	Deslizamento	Tensão na Base esq.	Tensão na Base dir.
FoS 6.09	FoS 3.60	FoS 5.52	FoS 6.67

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.99	17.90	-0.47	9.99	-0.47	37.41	79.60	16.03	545.79	34.05
2	2.04	53.91	3.56	41.44	2.37	55.46	23.40	35.07	545.79	15.56
3	3.09	110.85	11.72	108.84	5.86	74.94	12.79	56.45	545.79	9.67
4	4.13	188.90	23.88	225.33	9.55	95.08	9.96	79.18	545.79	6.89

Fonte: Elaboração própria do Autor, 2023.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de curso apresentou a relevância das estruturas de contenções hodiernamente, haja vista, eventos climáticos devastadores acontecerem de maneira mais frequente. Foram abordados os tipos de solos e suas principais propriedades, os esforços envolvidos para o cálculo das contenções, as maneiras para a determinação da estabilidade de taludes e encostas e outras informações rotineiramente abordadas no meio geotécnico.

Ainda, baseando-se nos ensaios realizados em campo, em estudos já realizados e nas normas vigentes, foram aventadas medidas corretivas, com o auxílio dos softwares Slide 6.0 e GawacWin 3.0, para a verificação da estabilidade do talude do aterro de encontro para a OAE do Km 4+100 da BR-282 (LE), localizado no bairro de Campinas no município de São José em Santa Catarina. Nos programas mencionados, foram inseridas informações a respeito da geometria das soluções aventadas, das características geotécnicas do solo, dos carregamentos existentes, além da inserção do nível freático nas análises.

Dentro das soluções propostas, optou-se pela utilização de um muro de gravidade do tipo gabião, visto que, apresentam a capacidade de adaptação a movimentos do terreno sem perder sua estabilidade, possuem elevada resistência a solicitações de tração, são totalmente permeáveis e autodrenantes, permitindo a expulsão do empuxo hidrostático, ostentam etapas construtivas de fácil execução, em função dos materiais envolvidos serem menos complexos, ademais, apresentam um excelente custo-benefício entre as medidas corretivas para o trecho em estudo. Também, como parte integrante da solução geotécnica definitiva para o trecho, foi proposta a substituição do material amolgado por material competente, rocha detonada e a realização de contrafortes.

A partir das análises realizadas no muro de gabião, percebe-se que a altura otimizada na seção crítica é de 4,5 m. Para essa altura, obteve-se o fator de segurança global mínimo exigido pela norma, ou seja, $F_s = 1,5$. Já para a estabilidade externa da estrutura, atingiu-se os seguintes valores: $F_{s\text{Tombamento}} = 6,09$, $F_{s\text{Deslizamento}} = 3,60$, $F_{s\text{Rup.Fund.Esq.}} = 5,52$ e $F_{s\text{Rup.Fund.Dir.}} = 6,67$.

Por último, o rápido crescimento urbano demanda da engenharia soluções eficazes para correção dos problemas envolvendo taludes e encostas. Estas soluções devem compatibilizar o desempenho da estrutura com a simplicidade executiva e o

custo para a realização da mesma, senão, acabam tornando-se soluções inviáveis de serem realizadas. Assim sendo, a definição da solução geotécnica que melhor se encaixa em uma dada situação depende de algumas variáveis, entre elas, fatores físicos, geotécnicos e econômicos que refletem diretamente nos prazos e nos custos da obra.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. (1943) - **Exercícios de Fundações**, São Paulo: Edgard Blucher.

ALVES, José Eustáquio Diniz; GALIZA, Francisco. **Demografia e economia**: nos 200 anos da independência do Brasil e cenários para o século XXI. Rio de Janeiro: Ens, 2022. 176 p. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://ens.edu.br:81/arquivos/Livro%20Demografia%20e%20Economia_digital_2.pdf. Acesso em: 02 abr. 2023.

ALVES, Leonardo de Lira. **Análise para Otimização dos Custos de Cortinas Atirantadas**. 2014. 106 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10012072.pdf>. Acesso em: 15 out. 2023.

ANDRADE, Mariana Oliveira. **Análise Comparativa de Custos entre Estruturas de Contenção**. 2018. 108 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2018. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://ri.ufs.br/bitstream/riufs/10130/2/Mariana_Oliveira_Andrade.pdf. Acesso em: 23 abr. 2023.

ANDRADE, Stephane L. P de; GUIMARÃES, Diego; ALMEIDA, Patricia de; et al. **Fundações e Obras de Contenção**. Porto Alegre: Grupo A, 2021. E-book. ISBN 9786556902593. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786556902593/>. Acesso em: 12 out. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de Pedregulho Retidos na Peneira de Abertura 4,8 mm - Determinação da Massa Específica, da Massa Específica Aparente e da Absorção de Água. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: SOLO — SONDAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT — MÉTODO DE ENSAIO. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Solos e Rochas - Terminologia. Rio de Janeiro: Abnt, 2022. 40 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2024. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905**: Solos - Ensaio de Palheta in situ - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: Abnt, 1989. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16920-1**: MUROS E TALUDES EM SOLOS REFORÇADOS - PARTE 1: SOLOS REFORÇADOS EM ATERROS. Rio de Janeiro: Abnt, 2021. 45 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16920-2**: MUROS E TALUDES EM SOLOS REFORÇADOS - PARTE 2: SOLOS GRAMPEADOS. Rio de Janeiro: Abnt, 2021. 27 p.

BARBOSA, Lucas Daldegan; DIAS, Mateus Bassoli. **Rotina para Análise de Estabilidade de Taludes Via Software MACSTARS 2000**. 2018. 143 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018. Disponível em: chrome-extension://efaidnbnmnnibpcajpcgiclfndmkaj/https://riut.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/7995/1/CT_COECI_2018_2_10.pdf. Acesso em: 17 set. 2023.

BARROS, P.L.A. **Manual técnico de obras de contenção**. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2017. 223p.

BERBERIAN, Dickran. **Engenharia de Fundações**. 2º. ed. Brasília: INFRASOLOS, 2015.

BOEHL, Pedro Eugênio Gomes. **Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da grande Florianópolis**. 2011. 227 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/94882>. Acesso em: 27 jan. 2024.

BORGES, Alberto de C. **Topografia**. São Paulo: Editora Blucher, 2013. *E-book*. ISBN 9788521207610. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521207610/>. Acesso em: 07 mai. 2023.

CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N. **Mecânica dos Solos: Obras de Terra e Fundações**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2022. *E-book*. ISBN 9788521638018. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521638018/>. Acesso em: 21 mai. 2023.

CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N. **Mecânica dos Solos: Teoria e Aplicações**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2022. *E-book*. ISBN 9788521638032.

Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521638032/>. Acesso em: 22 abr. 2023.

CARVALHAIS, Rafael Mendonça *et al.* **Deslizamento de encostas devido a ocupações irregulares**, Curitiba, v. 5, ed. 7, p. 9765-9772, 2019.

CNN. **Número de mortos em chuvas no litoral norte de SP sobe para 65**. 2023. Disponível em: <https://www.cnnbrasil.com.br/nacional/chuvas-litoral-norte-sp-numero-vitimas/>. Acesso em: 10 mar. 2023.

COLAÇO, Arthur Schoueri. **Análise da Capacidade de Carga de Fundação Profunda com o Uso do Pressiômetro no Solo do DF**. 2017. 62 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2017. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/https://bdm.unb.br/bitstream/10483/19066/1/2017_ArthurSchoueriColaco.pdf. Acesso em: 02 set. 2023.

CPRM. **Mapa Geológico do Estado de Santa Catarina**. 2014. Mapa. Escala 1:500.000.

CRUZ, Luan Raffael Rodrigues da. **Estudo Comparativo da Estabilização de Taludes com Resíduos Mediante a Utilização do Software GEO5**. 2019. 49 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Uniceub, Brasília, 2019. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/https://repositorio.uniceub.br/jspui/bitstream/prefix/13996/1/21485946.pdf>. Acesso em: 16 set. 2023.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Brasil, 2019. *E-book*. ISBN 9788522128280. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522128280/>. Acesso em: 12 mar. 2023.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT – IPR 719**. Manual de Pavimentação. 3ª Edição. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ET-DE-Q00-003_A**: Aterro. São Paulo: Secretaria dos Transportes, 2006. 17 p. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/http://www.der.sp.gov.br/WebSite/Arquivos/normas/ET-DE-Q00-003_A.pdf. Acesso em: 27 jan. 2023.

DNIT. **Manual de Custos Rodoviários**: composições de custos unitários de referência obras de construção rodoviária. 4. ed. Rio de Janeiro: Dnit, 2003. 266 p. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/sicro2/manual-de-custos-rodoviaros/ManualdeCustosSicro2Vol.4Tomo3DrenagemeoutrosCustosI.pdf>. Acesso em: 19 set. 2023.

DEFESA CIVIL. **Atenção – 09/02 13:37 – Temporais Isolados com Raios, Rajadas de Vento, Granizo e Alagamentos para as Regiões do Litoral Sul e Grande Florianópolis nas Próximas 3 horas. Ocorrências ligue 199 ou 193**. 2023.

Disponível em: <https://www.defesacivil.sc.gov.br/alertas-hidrometeorologicos-nowcasting/atencao-09-02-1337-temporais-isolados-com-raios-rajadas-de-vento-granizo-e-alagamentos-para-as-regioes-do-litoral-sul-e-grande-florianopolis-nas-proximas-3-horas-ocorrencias-ligue-199-ou-193/>. Acesso em: 03 nov. 2023.

FAYOLLE, Adrien. **Análise Poroelástica Não Linear do Vane Test em Regime de Fluxo Transiente**. 2016. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016. Disponível em: https://sucupira.capes.gov.br/sucupira/public/consultas/coleta/trabalhoConclusao/viewTrabalhoConclusao.jsf?popup=true&id_trabalho=3694159. Acesso em: 07 set. 2023.

FERNANDES, Luís Renato Palha Teixeira. **A Influência da Infiltração das Chuvas na Estabilidade de um Talude Natural Caso de estudo: Camaragibe, Pernambuco, Brasil**. 2014. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2014. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://core.ac.uk/download/pdf/143397218.pdf>. Acesso em: 06 maio 2023.

FILIFE MATOSO (Brasília). **Cerca de 4 milhões de pessoas vivem em áreas de risco no país, estima governo**. Dados são do Ministério da Integração e do Serviço Geológico. Estados com mais áreas de risco são SC, MG e ES. 2023. Disponível em: <https://g1.globo.com/politica/noticia/2023/02/22/cerca-de-4-milhoes-de-pessoas-vivem-em-areas-de-risco-no-pais-estima-governo.ghtml>. Acesso em: 12 mar. 2023.

FREITAS, Marco Antônio Coelho. **Análise de Estabilidade de Taludes Pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Universidade do Porto, Porto, 2011. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/61387/1/000148648.pdf>. Acesso em: 16 set. 2023.

G1 (Santa Catarina). **Deslizamento de terra em SC destrói duas casas em segundos; VÍDEO**: uma das estruturas, de dois andares, chegou a desmoronar por completo. não há informações sobre feridos. Uma das estruturas, de dois andares, chegou a desmoronar por completo. Não há informações sobre feridos. 2023. Disponível em: <https://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2023/01/04/deslizamento-de-terra-em-sc-destroi-duas-casas-em-segundos-video.ghtml>. Acesso em: 31 mar. 2023.

GERSCOVICH, Denise. **Estabilidade de Taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.

GERSCOVICH, Denise. Resistência ao Cisalhamento. *In*: GERSCOVICH, Denise. **Resistência ao Cisalhamento**. [S. l.], 2010. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/resistencia_cisalhamento.pdf. Acesso em: 14 abr. 2023.

GERSCOVICH, Denise; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. Oficina de Textos, 2019.

GODOI, Cesar Schmidt. **Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss – Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2014. 212 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFSC, [S. l.], 2014. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/129338>. Acesso em: 31 mar. 2023.

GODOY, N. S. DE. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. [s.l.] Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1983.

GODOY, N. S. DE. **Fundações: Notas de aula**, Curso de graduação. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1972.

GOMES, Cláudio Luiz Ridente. **Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo: Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento**. 2003. 167 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. [S. l.]: Editora Edgard Blücher, 1976. 216 p. ISBN 9788521216711, 8521216718. Disponível em: https://www.google.com.br/books/edition/Estabilidade_de_Taludes_Naturais_e_de_Es/E-DyDwAAQBAJ?hl=pt-BR&gbpv=1. Acesso em: 31 mar. 2023.

HATANAKA, M. e UCHIDA, A. (1996). **Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sand soil**. Soils Found., v. 36, n. 4, p. 1-9.

HEIDEMANN, Marcelo. **Estudos dos solos de uma encosta instável em São José - SC: intemperismo e comportamento geotécnico**. 2015. 299 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/127860/000971215.pdf>. Acesso em: 03 fev. 2024.

HIGASHI, Rafael Augusto dos Reis. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/89358?show=full>. Acesso em: 27 jan. 2024.

JOLY, Nelson Henrique. **Análise Paramétrica da Estabilidade de um Talude**. 2014. 82 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2014. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/https://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6216/3/CM_COECI_2014_2_10.pdf. Acesso em: 20 set. 2023.

JOPPERT JR, IVAN. **Fundações e Contensões de Edifícios** – São Paulo: Pini ISBN 978-85-7266-177-5, 2007. 221p.

JUNIOR, I. P. **Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos da Mina de Capão Xavier**. 2005. 162f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

KNAPPETT, J A.; CRAIG, R F. **Craig | Mecânica dos Solos, 8ª edição**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2014. E-book. ISBN 978-85-216-2703-6. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2703-6/>. Acesso em: 22 abr. 2023.

LAGETEC (Ceará). **Determinação do Limite de Liquidez**. 2016. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/http://www.lagetec.ufc.br/wp-content/uploads/2016/03/Ensaio-de-limites-de-liquidez-e-plasticidade-de-material-granular.pdf>. Acesso em: 10 set. 2023.

LEPSCH, Igo F. **Formação e conservação dos solos**. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 334 p. ISBN 9788579750083. Disponível em: https://www.google.com.br/books/edition/Forma%C3%A7%C3%A3o_e_conserva%C3%A7%C3%A3o_dos_solos/NH8LDAAAQBAJ?hl=pt-BR&gbpv=1&printsec=frontcover. Acesso em: 24 mar. 2023.

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. 2014. 116 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <http://docplayer.com.br/10186701-Projeto-geotecnico-de-uma-estrutura-de-contencao-em-concreto-bruna-julianelli-luiz.html>. Acesso em: 12 mar. 2023.

MACCAFERRI DO BRASIL. **MAC.S.T.A.R.S 2000 - Guia para Elaboração de Projetos**. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/https://intranet.maccaferri.com.br/downloads/softwares/por/GuiaProjetosMacstars2000.pdf>. Acesso em: 17 set. 2023.

MARANGON, Márcio. CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS. In: MARANGON, Márcio. **Mecânica dos Solos II**. Juiz de Fora: Ufjf, 2018. p. 186-203. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-M.-Dez-2018-Cap%C3%ADtulo-07-Capacidade-de-Carga-dos-Solos1.pdf>. Acesso em: 07 maio 2023.

MARANGON, Márcio. EMPUXOS DE TERRA. In: MARANGON, Márcio. **Mecânica dos Solos II**. Juiz de Fora: Ufjf, 2018. p. 143-171. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/https://ecivilufes.files.wordpress.com/2012/11/empuxos-de-terra-2.pdf>. Acesso em: 10 setembro 2023.

MARCHETTI, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, pp. 299-321.

MASSOCCO, Narayana Saniele. **Determinação dos Parâmetros Geotécnicos de Solos Residuais com Ênfase na Mecânica dos Solos Não Saturados**. 2017. 244 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfindmkaj/>

extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/178974/348644.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 20 set. 2023.

MUDAT, J. E.; MELO, A. T.; RIBEIRO, D.; SOUZA, D. R. de; PIETRO FILHO, J. E.; KITAHARA, M. V.; HORN FILHO, N. O.; OLIVEIRA, U. R. de. 2006. Geologia e geomorfologia costeira da folha Sombrio, SC. In: VI SIMPÓSIO NACIONAL DE GEOMORFOLOGIA/REGIONAL CONFERENCE ON GEOMORPHOLOGY, 2006, Goiânia. **Geomorfologia Tropical e Subtropical: processos, métodos e técnicas**, 2006. p.1-13.

MUROMACHI, T., OGURO, I. AND MIYASHITA, T. **Penetration Testing in Japan**. Proc European Symposium on Penetration Testing. Stockholm, Vol. 1, p. 193-200, 1974.

MURRIETA, Pedro. **Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2018. E-book. ISBN 9788595156074. Disponível em: <https://app.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595156074/>. Acesso em: 12 out. 2023.

NDMAIS. **Via Expressa está igual há 35 anos, mas trânsito aumentou em mais de 100 mil veículos/dia**. 2017. Disponível em: <https://ndmais.com.br/transito/via-expressa-esta-igual-ha-35-anos-mas-transito-aumentou-em-mais-de-100-mil-veiculos-dia/>. Acesso em: 01 out. 2023.

NETO, Luiz Biondi *et al.* Neuro-CPT: **Classificação de Solos Usando-se Redes Neurais Artificiais**, Engevista, v. 8, n. 1, p. 37-48, junho 2006

NOVELETTO, Vanessa. **Análise do Controle Lito-Estrutural nas Propriedades Geotécnicas e Estabilidades de Talude de Depósito de Colúvio, Rio do Sul, Santa Catarina**. 2017. 80 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/7490/browse?type=author&value=Novelletto%2C+Vanessa>. Acesso em: 16 out. 2023.

PEREIRA, Tonismar dos Santos. **Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra**. 2013. 78 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/https://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/7565/PEREIRA%2C%20TONISMAR%20DOS%20SANTOS.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 07 maio 2023.

POSSATO, Ana Paula Luz. **Dimensionamento de contenção de tipo gabião em região de solo residual na cidade de Biguaçu/SC**. 2021. 95 p. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - IFSC, Florianópolis, 2021. Disponível em: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgiclfndmkaj/http://sites.florianopolis.ifsc.edu.br/gptr/files/2021/10/TCC-Ana-Paula-Possato-Revisao-Final.pdf>. Acesso em: 17 fev. 2023.

PUC-RIO. **Análises Determinísticas de Estabilidade**. Disponível em: chrome-extension://efaidnbnmnibpcjpcglclefindmkaj/https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888_3.PDF. Acesso em: 23 ago. 2023.

ROMANEL, Celso. **Resistência ao Cisalhamento**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2015. 89 p.

SCHUCH, Fernanda Simoni. **Índices Físicos do Solo**. Florianópolis: Fernanda Simoni Schuch, 2021. Color.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabíola Gomes de. Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, [S.L.], v. 31, n. 5, p. 853-862, out. 2007. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s0100-06832007000500003>. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rbcs/a/56pstWd3WWRF8SpNkmXDKZC/?lang=pt>. Acesso em: 01 out. 2023.

SILVA, Fábio Krueger da. **Ensaio Dilatométricos - DMT em Solos de Santa Catarina: Estudo Comparativo com CPT e SPT**. 2008. 269 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Florianópolis, 2008. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/91917>. Acesso em: 07 set. 2023.

SILVA, Fábio Krueger da. **Caracterização Física e Mecânica de Solo Residual de Gnaisse por Meio de Ensaio de Campo e Laboratório - Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2015. 491 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Florianópolis, 2015. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/169352>. Acesso em: 07 set. 2023.

STEFFENS, Aline Helena Delfino. **Projeto Geotécnico do Aterro de Encontro do Viaduto Kobrasol na Via Expressa - BR-282**. 2015. 130 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/157220>. Acesso em: 01 out. 2023.

STROUD, M. A. 1974. **The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rocks** Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, June 5-7, 1974 2(2): 367-375

TEIXEIRA, A. T.; GODOY, N. S. **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas**. Fundação: Teoria e Prática. São Paulo, SP, PINI, 1996.

UFSC. **Terra Armada**. 2016. Disponível em: <https://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/terra-armada/>. Acesso em: 19 set. 2023.

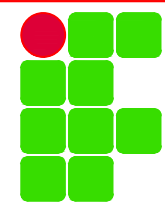
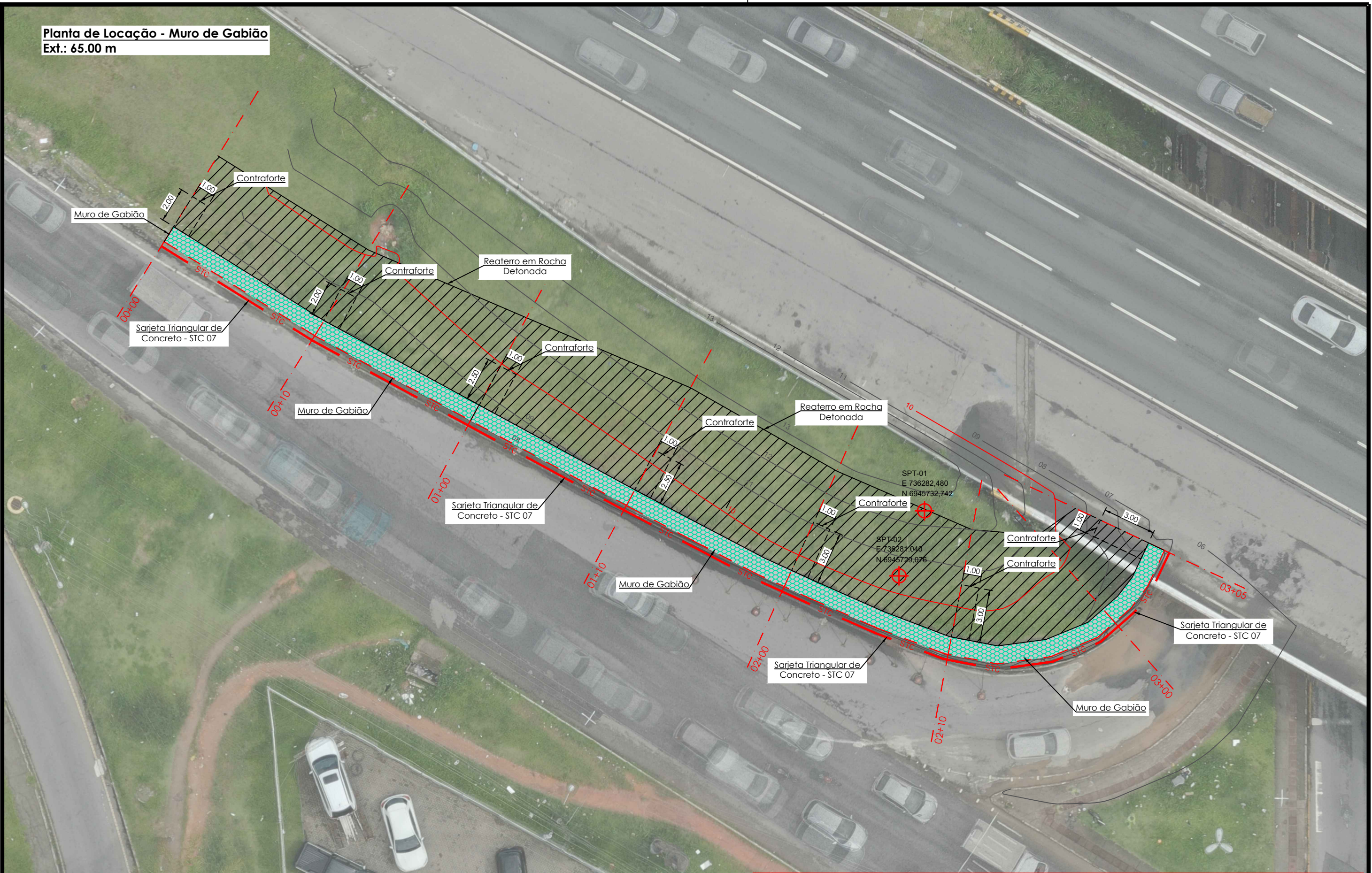
USGS (U.S.A.). **O Manual de Deslizamento Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos**. Virginia: [s. n.], 2008. 176 p. Disponível em: chrome-extension://efaidnbnmnibpcjpcglclefindmkaj/https://www.gfdrr.org/sites/default/files/publication/Deslizamentos_M5DS.pdf. Acesso em: 10 abr. 2023.

ZANARDO, Bruno Felipe. **Análise de Estabilidade de Taludes de Escavação em Mina de Bauxita**. 2014. 38 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Alfenas, Poços de Caldas, 2014. Disponível em: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.unifal-mg.edu.br/engenhariademinas/sites/default/files/anexos/An%C3%A1lise%20de%20Estabilidade%20de%20Taludes%20de%20Escava%C3%A7%C3%A3o%20em%20Mina%20de%20Bauxita%20-%20Bruno%20Zanardo..pdf. Acesso em: 16 set. 2023.

ZHU, D.Y. (2008). **Investigations on the accuracy of the simplified Bishop method**. Landslides and Engineered Slopes, Chen et al. (eds.), pp. 1055-1057, Taylor & Francis Group, London.

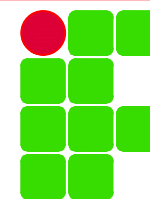
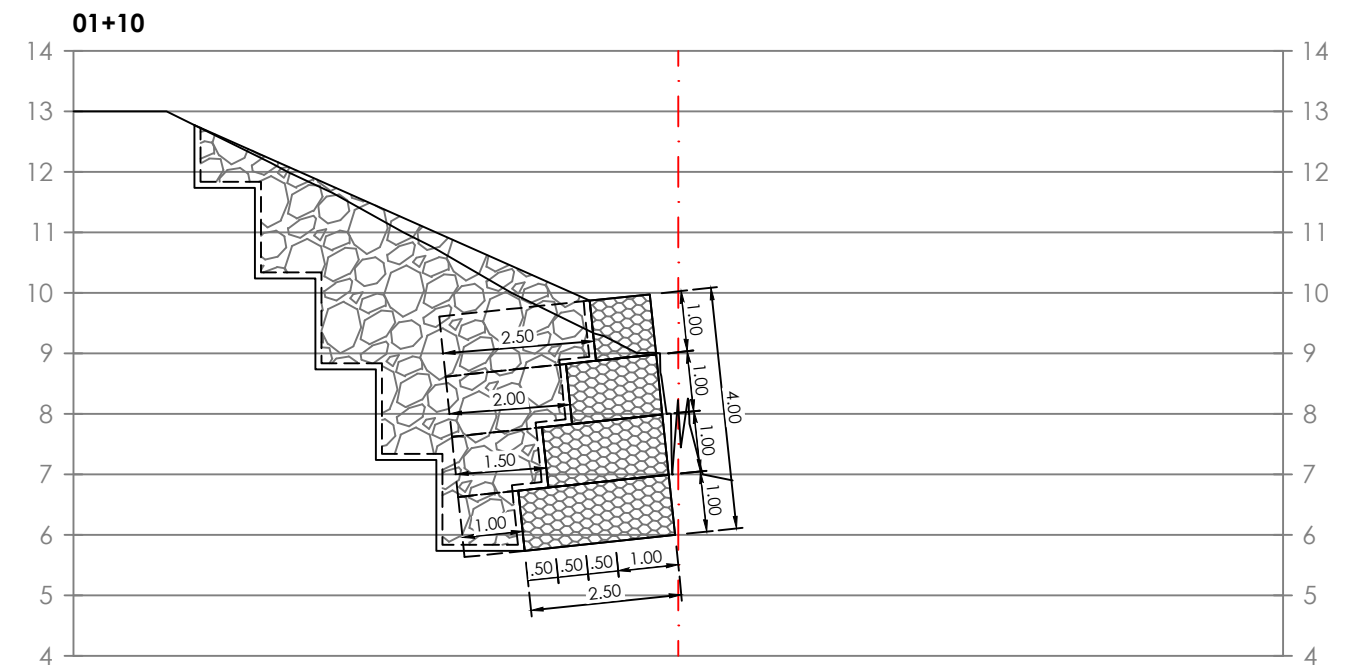
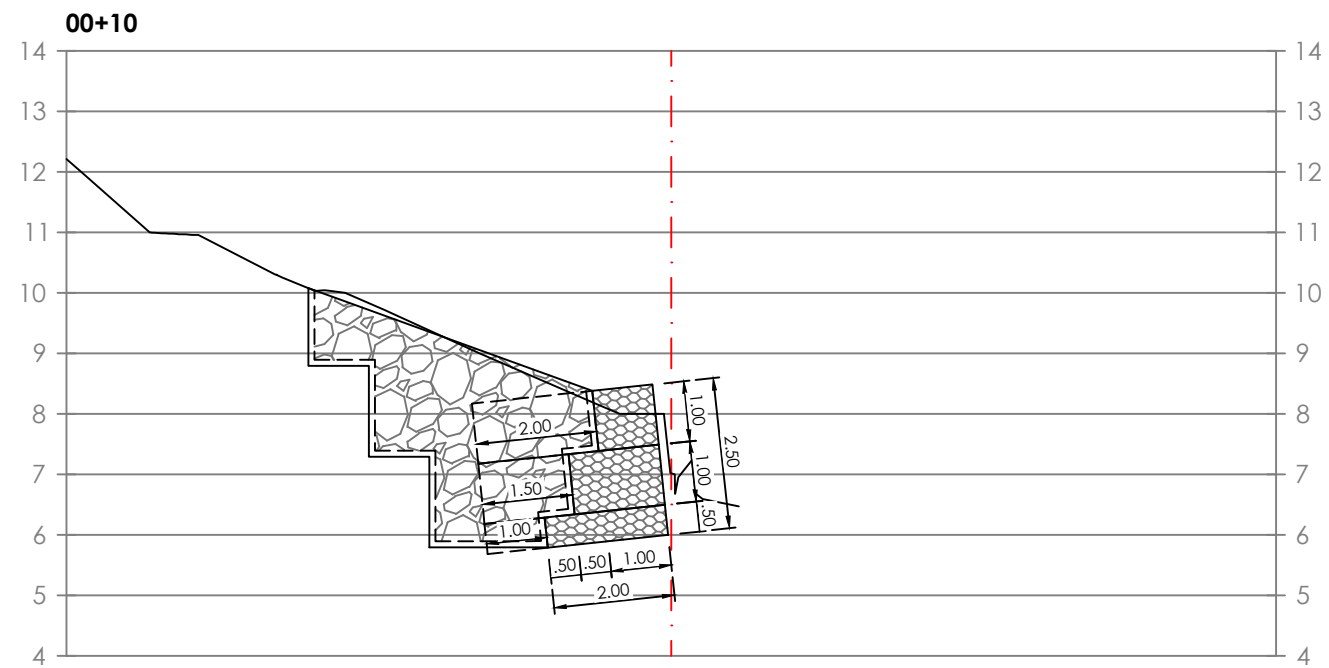
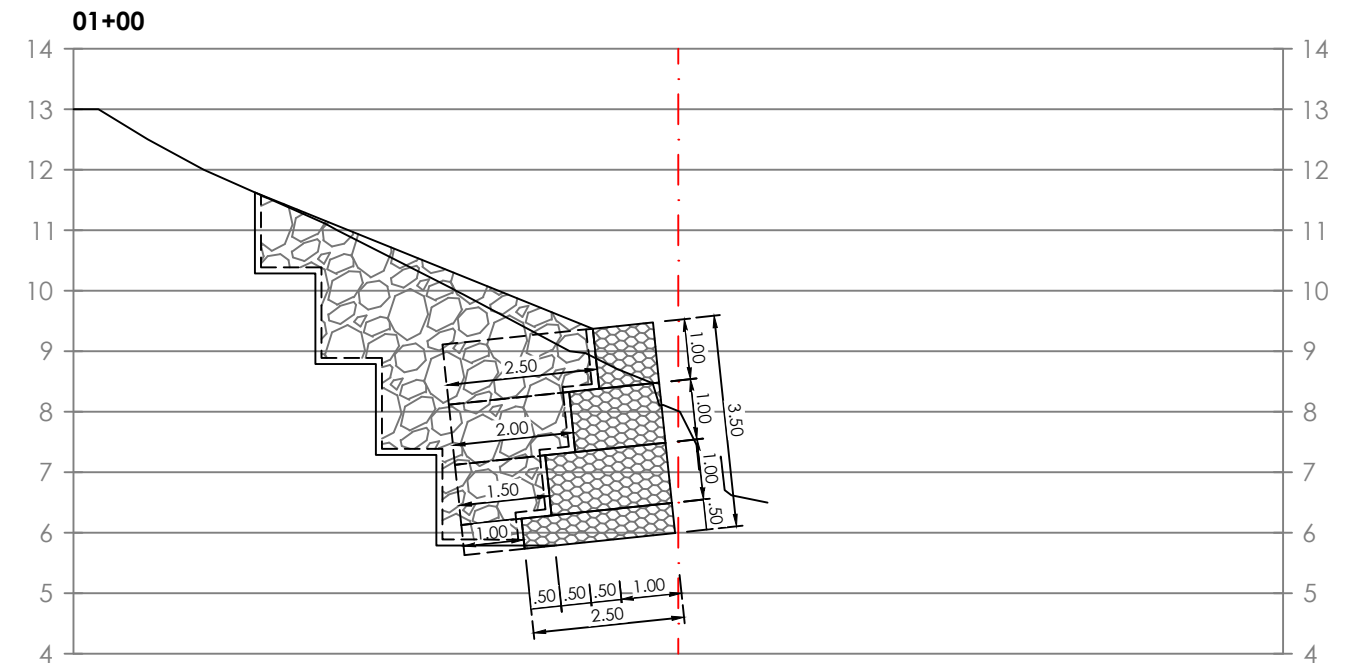
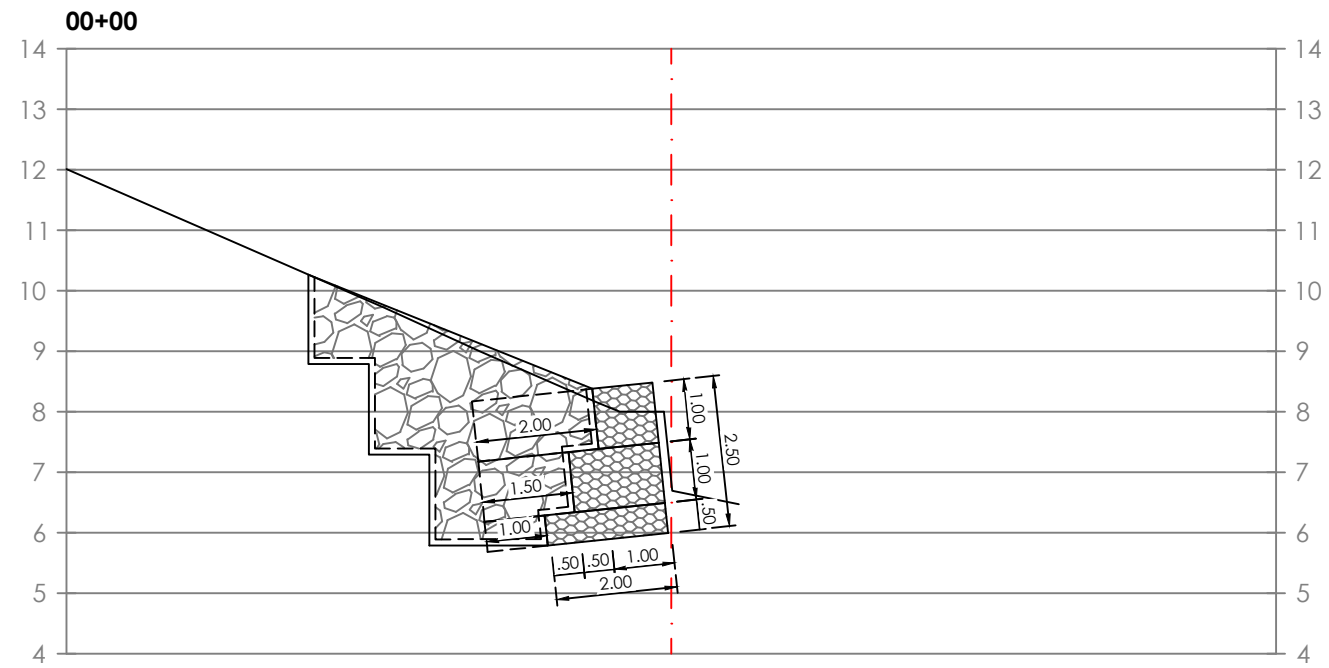
APÊNDICES

Planta de Localização - Muro de Gabião
Ext.: 65.00 m



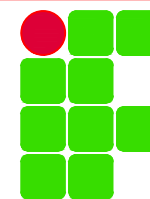
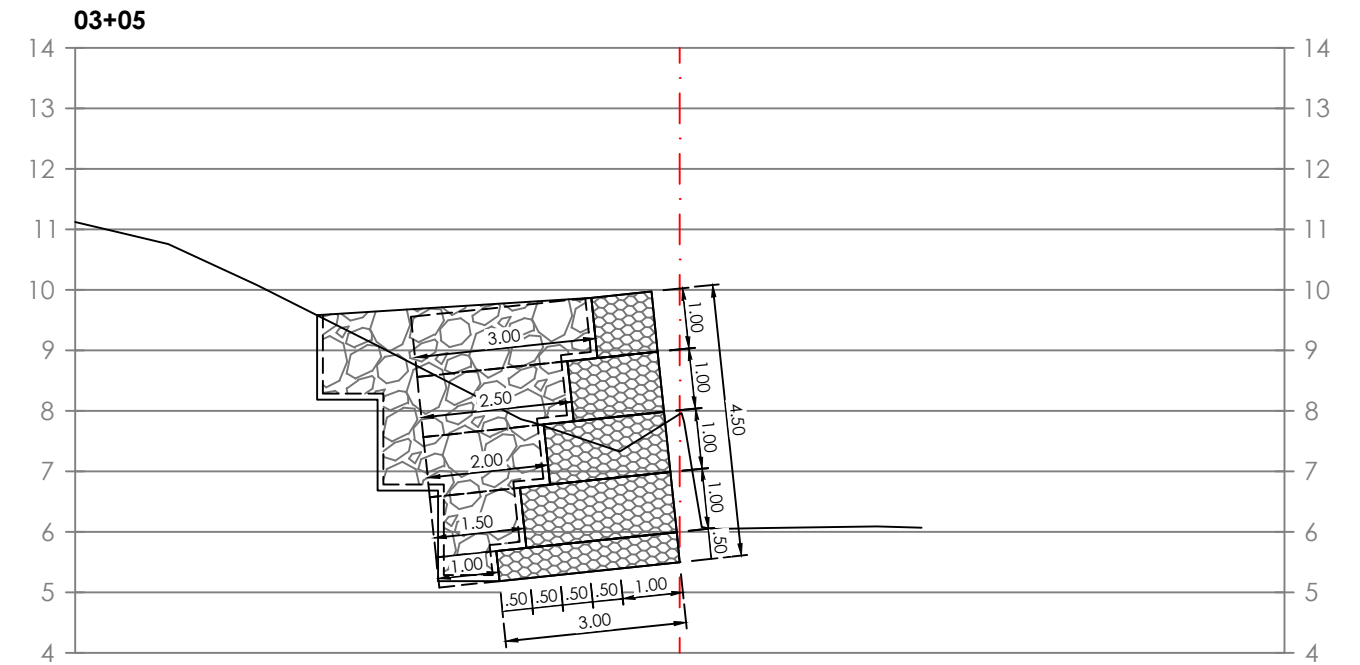
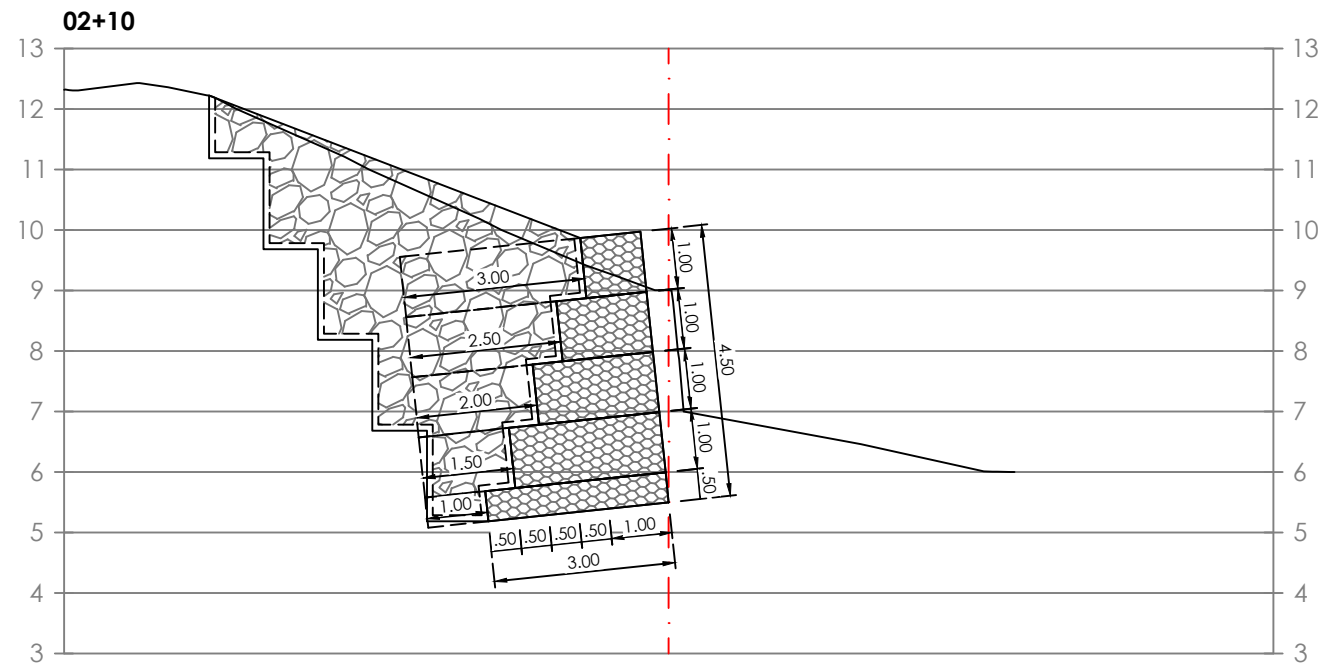
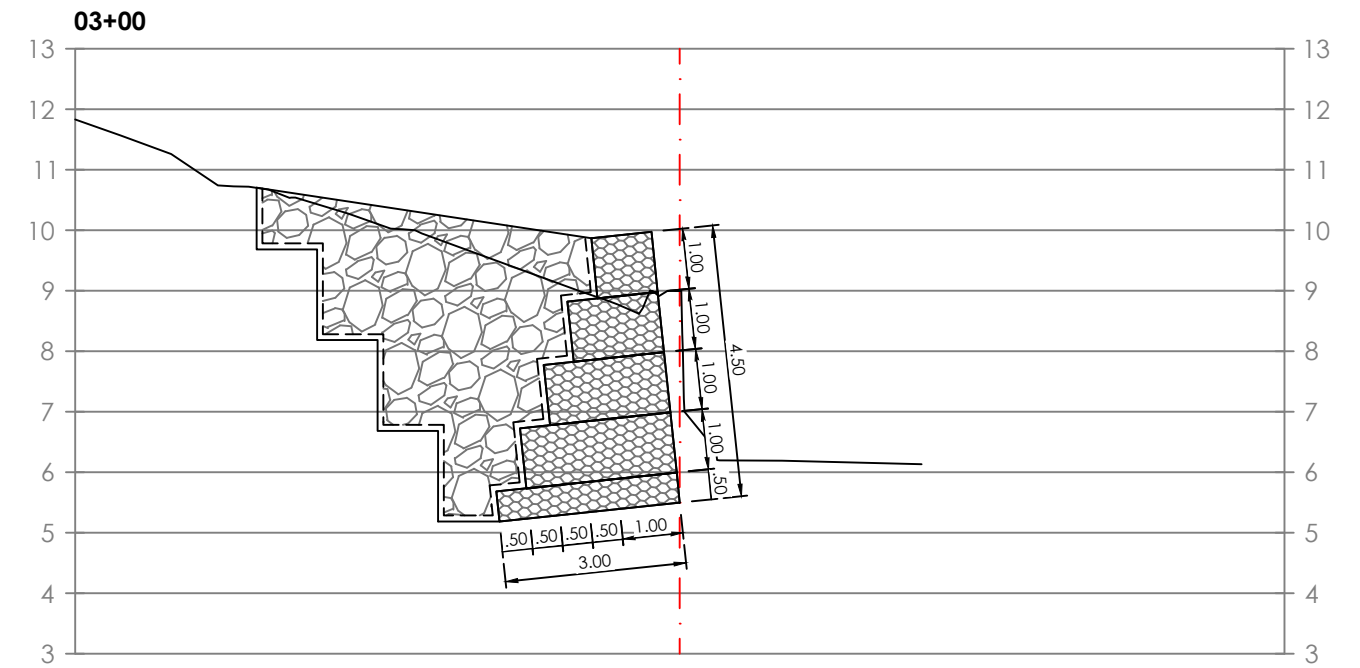
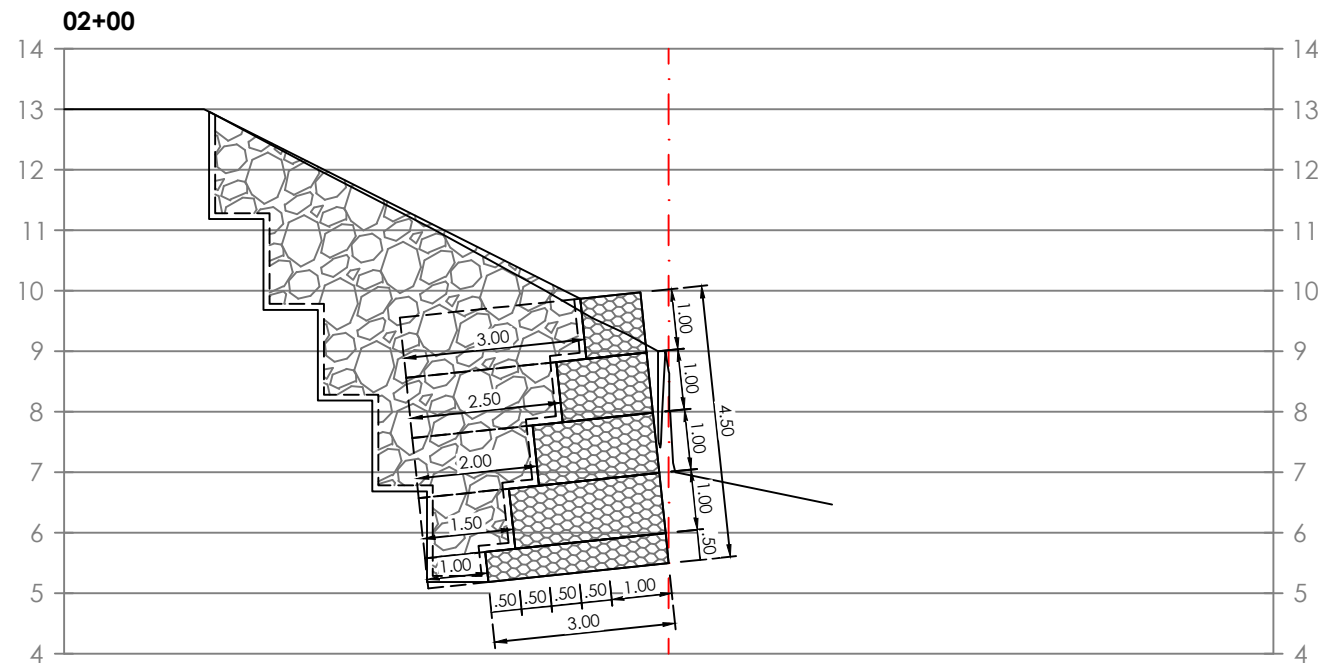
DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	ORIENTADOR: Fábio K. da Silva	COORDENADOR: Jucelio Gonçalves
ASSUNTO: Planta de Localização	ESCALA: 1:200	FOLHA: 01/06
ALUNO: Matheus Araujo Coelho	TURMA: TCC22210	DATA: 13/12/2023

Seções Transversais - Muro de Gabião



DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	ORIENTADOR: Fábio K. da Silva	COORIENTADOR: Jucelio Gonçalves
ASSUNTO: Seções Transversais	ESCALA: 1:125	FOLHA: 02/06
ALUNO: Matheus Araujo Coelho	TURMA: TCC22210	DATA: 13/12/2023

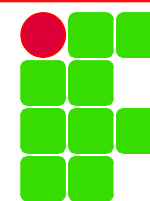
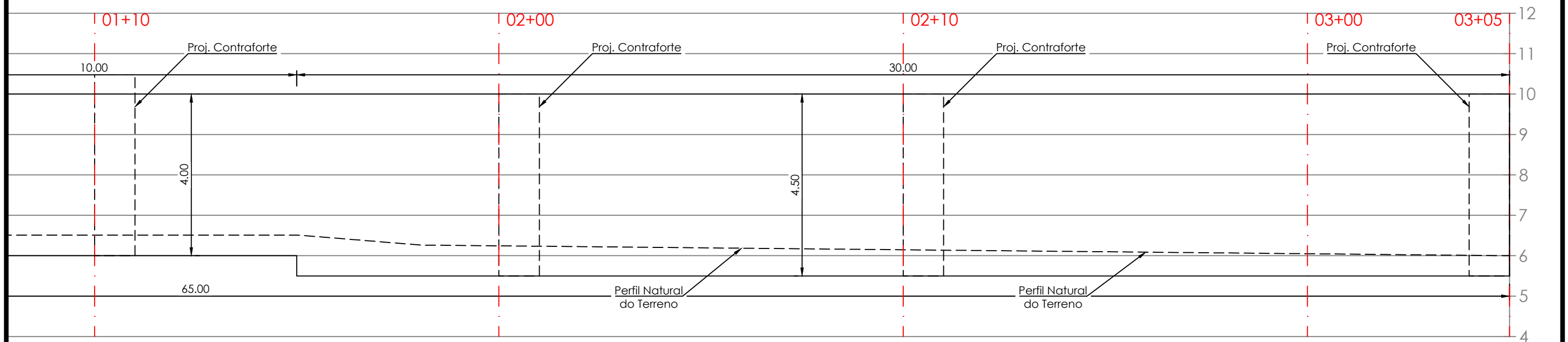
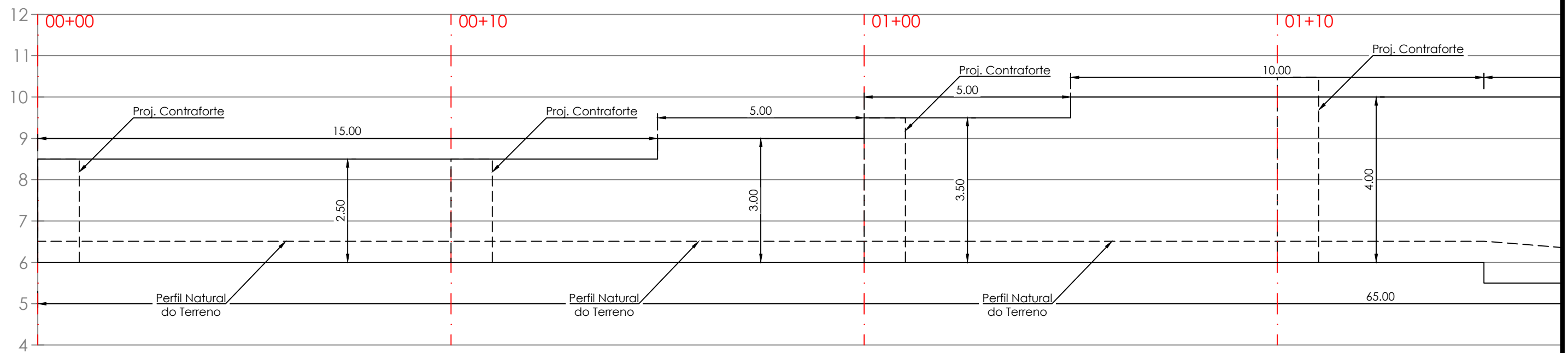
Seções Transversais - Muro de Gabião



DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	ORIENTADOR: Fábio K. da Silva	COORDENADOR: Jucelio Gonçalves
ASSUNTO: Seções Transversais	ESCALA: 1:125	FOLHA: 03/06
ALUNO: Matheus Araujo Coelho	TURMA: TCC22210	DATA: 13/12/2023

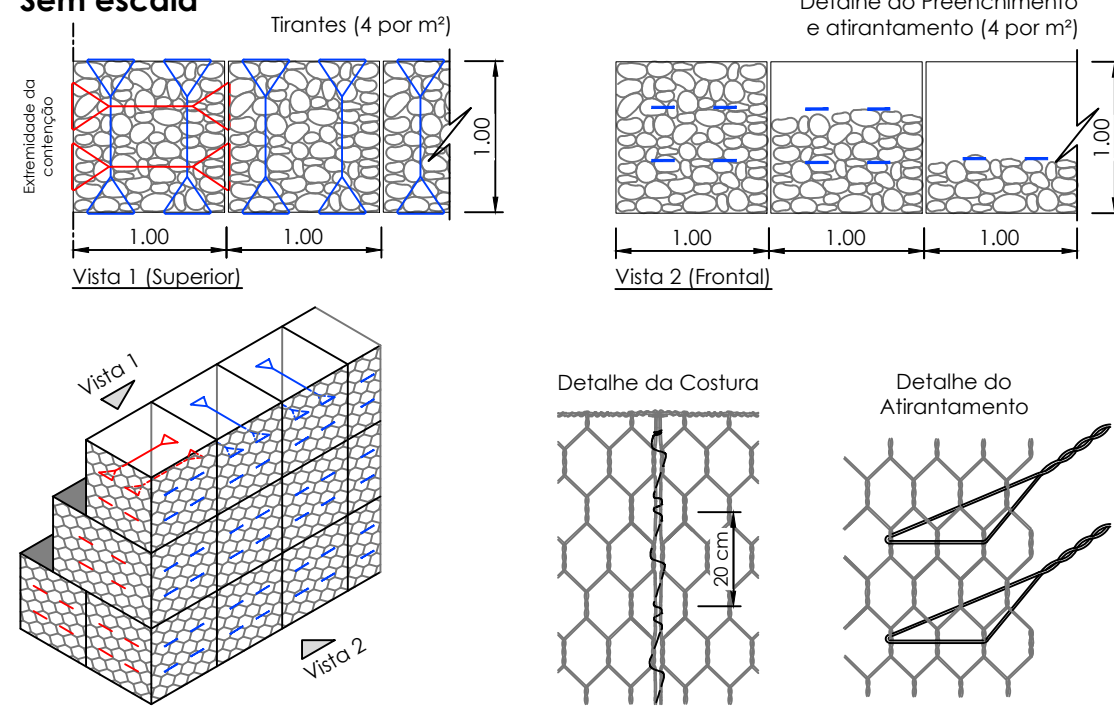
Vista Frontal - Muro de Gabião

Ext.: 65.00 m

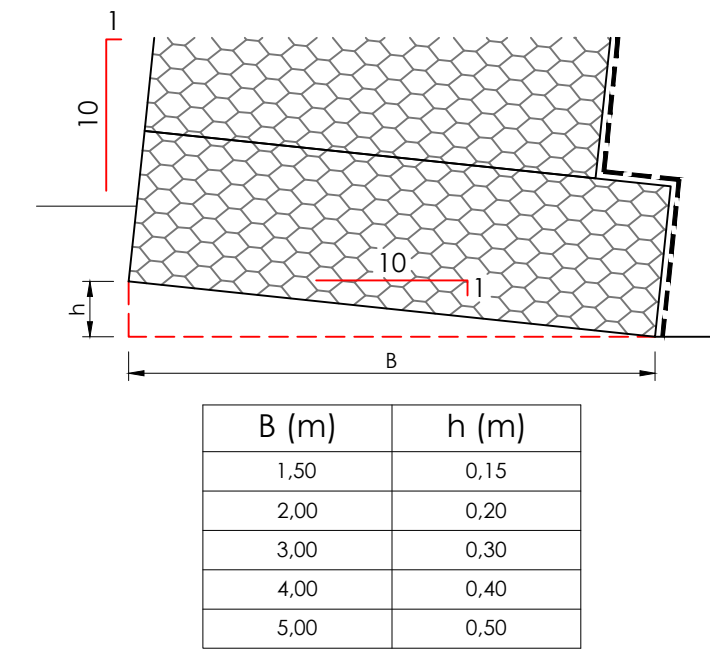


DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	ORIENTADOR: Fábio K. da Silva	COORDENADOR: Jucelio Gonçalves
ASSUNTO: Vista Frontal	ESCALA: 1:100	FOLHA: 04/06
ALUNO: Matheus Araujo Coelho	TURMA: TCC22210	DATA: 13/12/2023

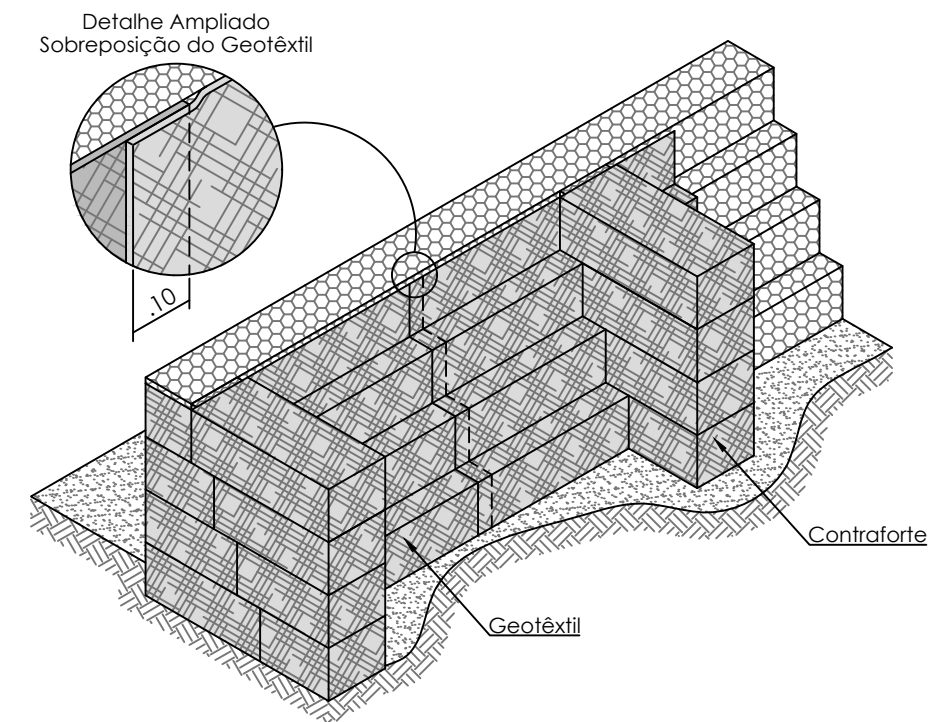
Detalhe 1 : Amarração da Malha e Tirantes
Sem escala



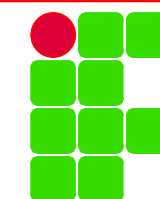
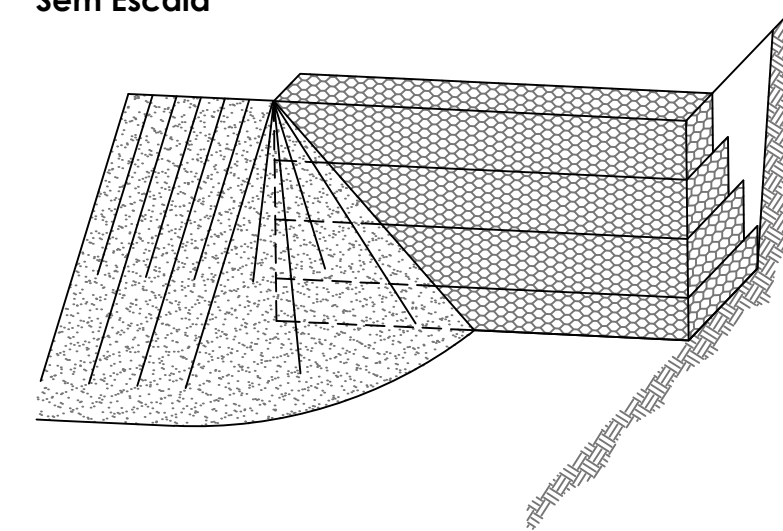
Detalhe 2: Preparação da Base
Sem Escala



Detalhe 3: Perspectiva esquemática do contraforte
Sem Escala



Detalhe 4: Fechamento Lateral
Sem Escala

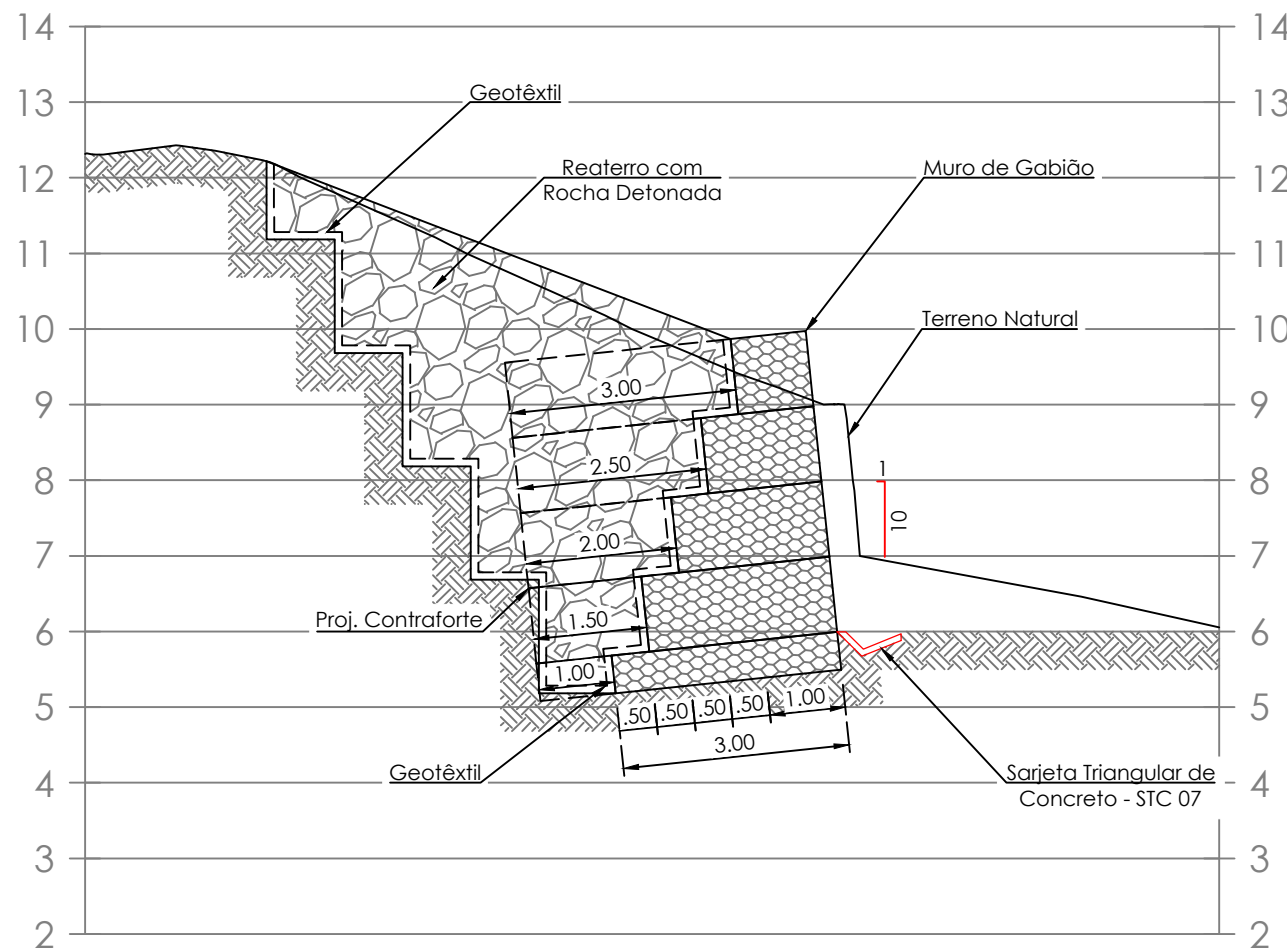


DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	ORIENTADOR: Fábio K. da Silva	COORDINADOR: Jucelio Gonçalves
ASSUNTO: Detalhamentos	ESCALA: Indicada	FOLHA: 05/06
ALUNO: Matheus Araujo Coelho	TURMA: TCC22210	DATA: 13/12/2023

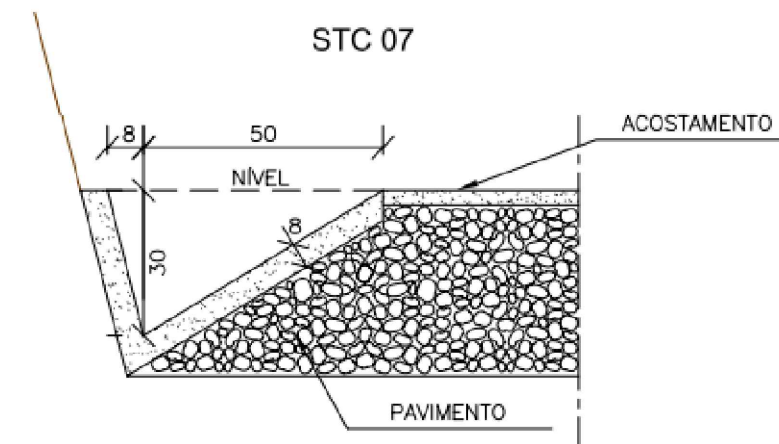
NOTAS:

- 1) A cota de base para apoio dos muros deverá ser de no mínimo 50 cm em relação ao nível do terreno natural;
- 2) O terreno existente deverá ser cortado em módulos, de no máximo 5,0 m de comprimento e posterior execução do muro de Gabião. Esta medida visa garantir a estabilidade das escavações durante a execução do Gabião;
- 3) Em hipótese alguma deverá ser realizada a escavação total do talude, sob risco de ruptura generalizada da pista;
- 4) Ao executar os 5,0 m de corte no sentido longitudinal, deve-se rapidamente iniciar a execução do muro de gabião e o reaterro em rocha detonada;
- 5) Somente após a conclusão dos serviços dos primeiros 5,0 m (vide item 4), pode-se dar início a escavação dos próximos 5,0 m;
- 6) Para a implantação do muro, deverá ser realizado o deanteamento do terreno natural (vide seção tipo), para garantia da estabilidade das escavações;
- 7) Entre o muro e o reaterro compactado, deve-se inserir uma manta geotêxtil, conforme indicado nos desenhos;
- 8) Para o reaterro atrás do muro deverá ser utilizado rocha detonada compactada;
- 9) A execução da face, colocação dos Gabiões e a execução do aterro devem ser simultâneas, ou seja, o levantamento do muro deve ser efetuado concomitantemente com a execução do aterro;
- 10) A topografia do terreno natural e as cotas de projeto deverão ser confirmadas para locação da estrutura proposta.

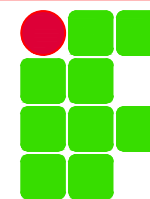
Seção Tipo - Muro de Gabião



QUANTIDADES		
Descrição	Total	Unidade
Escavação em material de 1ª categoria*	1738,75	m³
Reaterro compactado em rocha detonada	942,50	m³
Gabião tipo caixa - h = 0,50m	69,25	m³
Gabião tipo caixa - h = 1,00m	409,50	m³
Área da face do muro	245,00	m²
Sarieta (STC 07)	65,00	m
Geotêxtil	978,25	m²
*Considerado empolamento de 25%		



CONSUMOS MÉDIOS	
CONCRETO fck > 15MPa	0,071m³/m
GUIA DE MADEIRA (2,5cm x 8,0cm)	0,50m/m
ARGAMASSA ASFÁLTICA	0,13kg/m
FORMAS DE MADEIRA COMUM	0,31m²/m
SOLO LOCAL (EVENTUAL)	< 0,20m³/m



DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	ORIENTADOR: Fábio K. da Silva	COORDENADOR: Jucelio Gonçalves
ASSUNTO: Notas, Seção Tipo, Quantidades e Detalhamento	ESCALA: Indicada	FOLHA: 06/06
ALUNO: Matheus Araujo Coelho	TURMA: TCC22210	DATA: 13/12/2023