

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

Thiago Romeu Antunes

**PROPOSTAS DE NOVAS SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE
ENCOSTA NA NEIM ANTONIETA DE BARROS NO BAIRRO
VILA APARECIDA EM FLORIANÓPOLIS**

Florianópolis

2019

Thiago Romeu Antunes

**PROPOSTAS DE NOVAS SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTA NA
NEIM ANTONIETA DE BARROS NO BAIRRO VILA APARECIDA EM
FLORIANÓPOLIS**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Augusto dos
Reis Higashi

Co-orientador: Eng. Rafael Fabiano
Cordeiro

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Romeu Antunes, Thiago

PROPOSTAS DE NOVAS SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTA NA
NEIM ANTONIETA DE BARROS NO BAIRRO VILA APARECIDA EM
FLORIANÓPOLIS / Thiago Romeu Antunes ; orientador, Rafael
Augusto dos Reis Higashi, coorientador, Rafael Fabiano
Cordeiro, 2019.

128 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. CONTENÇÃO. 3. Movimento de
massa. 4. Talude. I. Augusto dos Reis Higashi, Rafael. II.
Fabiano Cordeiro, Rafael. III. Universidade Federal de
Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Thiago Romeu Antunes

**PROPOSTAS DE NOVAS SOLUÇÕES PARA CONTENÇÃO DE ENCOSTA NA
NEIM ANTONIETA DE BARROS NO BAIRRO VILA APARECIDA EM
FLORIANÓPOLIS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Engenheiro Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

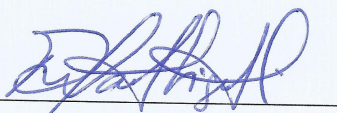
Florianópolis, 08 de Julho de 2019.



Prof.^a Luciana Rohde, Dra.

Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Lisiane Padilha Thives, Dra.

Universidade Federal de Santa Catarina

Gisele Marilha Pereira Reginatto, MSc.

Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho é dedicado aos meus pais, Aldanei
Sivasti Pereira Antunes e José Carlos Antunes.

Agradecer

aos meus pais pela vida e por tudo em que sempre me apoiaram, também por investirem e acreditarem na minha capacidade, serei eternamente grato;

À minha irmã Maria Clara Antunes, pela sua energia, e pelo seu carisma e inocência de criança, que me lembra do quão a vida é boa e deve ser aproveitada;

À minha namorada e amiga Isadora Santangelo Reis, que tem me acompanhado nos últimos anos, a qual eu devo muito do que sou hoje;

Aos meus amigos de “fora” da UFSC, em especial aos que sempre estiveram comigo nesta caminhada;

Aos meus amigos de “dentro” da UFSC (e agora fora), da turma 2014.2, que sempre caminharam juntos nestes 5 anos. Não só estes, mas também as diversas amizades que fiz, na civil e em outros cursos;

Aos amigos do PET/ECV, que me acolheram por dois anos e tive a oportunidade única de aprender e produzir no que tange à tríade ensino, pesquisa e extensão;

Ao meu orientador, Dr. Rafael Augusto dos Reis Higashi, por ser uma pessoa tão boa, um professor exemplar que sempre se mostrou disponível e foi muito prestativo ajudando e questionando minhas ideias nesta reta final;

Ao Eng. Rafael Fabiano Cordeiro, por estar presente desde o primeiro momento, conseguindo os projetos e trazendo o problema do TCC, também me tirando dúvidas durante os dois semestres.

À Eng. Miryan Yumi Sakamoto, por me auxiliar na reta final deste trabalho;

Sou grato pela APPE LTDA. e todos os seus membros, pela oportunidade de aprendizado e troca de experiência;

Sou grato pela UFSC e sociedade pela oportunidade de ter recebido um ensino público, gratuito e de qualidade, desde os tempos do Colégio de aplicação até o ensino superior;

Agradecer a mim mesmo pela superação perante as dificuldades e por acreditar que sempre se pode alcançar mais, ser melhor e pensar positivo em todas as situações.

RESUMO

Santa Catarina apresenta regiões com relevos acidentados e um clima propício a desastres naturais relacionados aos movimentos de massa. Consoante a isso, ocorre no Estado uma tendência à ocupação desordenada do território, ocupando entre outras, áreas de influência de encostas naturais. Desta maneira torna-se preocupante ao Estado, haja vista que futuramente um evento extraordinário poderá vir a causar danos materiais e humanos. Garantir a estabilidade de um talude é uma maneira de impactar positivamente e abrir espaço para o crescimento sócio-econômico. A Creche Vila Aparecida, no bairro Coqueiros recebeu uma solução de Engenharia para contenção de um talude natural em cortina atirantada. Com o levantamento topográfico e ensaios realizados, foram levantadas duas soluções alternativas, uma envolvendo retaludamento com solo grampeado e outra, muro de pedra argamassada também com solo grampeado, ambas com o objetivo de verificar a possibilidade de aplicação frente àquela implantada, comparando-se custos e segurança. Por se tratar de uma solução instalada foram adotados fatores de segurança de 1,80 para o retaludamento e 1,68 para o muro, frente aos 1,61 da cortina instalada. As novas soluções foram modeladas em *softwares* de estabilidade de talude, onde se verificou tanto ruptura global para as duas soluções, quanto deslizamento, tombamento e ruptura do solo de fundação, especificamente para a solução que envolvia o muro. Com a atualização do custo da cortina construída e retroativo das soluções criadas, tanto em 2015 quanto em 2018, que foram os períodos de análise, todos os orçamentos ficaram com preços competitivos entre si, portanto nesse quesito as soluções se equiparavam. Dentre as contenções, a cortina atirantada destaca-se como a solução mais garantida e justifica-se pela validade dos métodos e confiabilidade deste tipo de solução. Por outro lado, o solo grampeado é uma técnica que exige uma execução impecável e está sujeita à inúmeros variáveis mais suscetíveis que as da cortina, que podem alterar o resultado final, uma vez que os grampos não são testados ao final da execução. Muro de pedra argamassada é uma solução amplamente utilizada, porém frente às condições específicas da obra, foi considerada a adoção da cortina atiranda como foi o realizado.

Palavras-chave: Contenção; Movimento de massa; Talude.

ABSTRACT

Santa Catarina presents rugged reliefs and a climate conducive to natural disasters related to mass movements. Accordingly, there is a tendency in the State to the disorderly occupation of the territory, occupying among them areas of influence of natural slopes. In this way it becomes worrisome to the State, since in the future an extraordinary event could cause material and human damages. Ensuring the stability of a slope is a way to positively impact and make room for socio-economic growth. Creche Vila Aparecida, in the Coqueiros neighborhood, received an engineering solution using cable-stayed curtain to contain a natural slope. With the topographic survey and the tests carried out, two alternative solutions were proposed, one involving shifting with soil nail and the other, a mortar stone wall also with soil nail, both with the purpose of verifying the possibility of application in front of the already implanted one, comparing cost and safety. Because it was an installed solution, Security Factors of 1.80 were adopted for the shifting and 1.68 for the wall, compared to 1.61 of the curtain installed. The new solutions were modeled in slope stability *software*, where there was a global rupture for the two solutions, as well as sliding, tipping and breaking of the foundation soil, specifically for the solution surrounding the wall. With the curtain cost update already built and retroactive of the solutions created, both in 2015 and in 2018, which were the periods of analysis, all budgets were priced competitively with each other, so in this regard the solutions were equalized. Among the restraints, wire curtain stands out as the most guaranteed solution and is justified by the validity of the methods and reliability of this type of solution. On the other hand, soil nail is a technique that requires flawless execution and is subject to numerous variables more susceptible than curtain, which can alter the final result, since, for example, the staples are not tested at the end of execution. Mortar stone wall is a widely used solution, however against the specific conditions of the work, the author judged sensible the adoption of the cable-stayed curtain as was done.

Keywords: Security Factor; Mass Movement; Slope.

Índice de Figuras

FIGURA 1 - “SINAIS QUE EVIDENCIAM A PRESENÇA DE RASTEJO: (A) BLOCOS DESLOCADOS DE SUA POSIÇÃO INICIAL; (B) ÁRVORES INCLINADAS OU COM TRONCOS RECURVADOS; (C) ESTRATOS E CAMADAS ROCHOSAS SOFRENDO VARIAÇÕES BRUSCAS (ENCOSTA ABAIXO) OU XISTOSIDADE; (D) DESLOCAMENTO DE POSTES E CERCAS; (E) TRINCAS E RUPTURAS EM ELEMENTOS RÍGIDOS, COMO MURETAS, MUROS, PAREDES (F) EIXOS DE ESTRADAS E FERROVIAS SOFRENDO INFLEXÕES NO ALINHAMENTO; (G) MATAÇÕES ARREDONDADOS; (H) LINHAS DE SEIXOS RECOBERTAS POR REGOLITO EM MOVIMENTAÇÃO DE RASTEJO”.....	5
FIGURA 2 - A) ESCORREGAMENTO DE TALUDE; B) ESCORREGAMENTO DE BASE.....	6
FIGURA 3 - EXEMPLOS DE RUPTURA POR QUEDA.....	7
FIGURA 4 – ELEMENTOS QUE CARACTERIZAM UMA MASSA ESCORREGADA.	7
FIGURA 5 – REPRESENTAÇÃO DE CANALETAS.....	15
FIGURA 6 – DISSIPADOR DE ENERGIA.....	15
FIGURA 7 – REPRESENTAÇÃO DE DRENO DE PARAMENTO E BARBACÃ.....	16
FIGURA 8 – REPRESENTAÇÃO DE DRENO SUB-HORIZONTAL PROFUNDO.....	17
FIGURA 9 – REPRESENTAÇÃO DE BERMAS DE ESTABILIZAÇÃO.....	18
FIGURA 10 – PROTEÇÃO SUPERFICIAL.....	18
FIGURA 11 – INJEÇÕES NO SOLO.....	20
FIGURA 12 – EXEMPLO DE REFORÇO EM SOLO.....	21
FIGURA 13 - RETALUDAMENTO.....	22
FIGURA 14 – RUPTURA GLOBAL MURO – SOLO.....	23
FIGURA 15 - SITUAÇÃO DE EQUILÍBRIO.....	24
FIGURA 16 – CARACTERÍSTICAS DE PROJETO DO ELEMENTO RESISTENTE À TRAÇÃO.....	26
FIGURA 17 – COMPONENTES DO TIRANTE.....	27
FIGURA 18 – TIPOS DE RUPTURA EM CORTINA ATIRANTADA.....	31
FIGURA 19 - COMPONENTES DO TIRANTE.....	33
FIGURA 20 – APLICAÇÃO DE SOLO GRAMPEADO COM EQUIPAMENTOS MANUAIS.....	34
FIGURA 21 – ESCAVAÇÃO EM BERMAS DE EQUILÍBRIO.....	35
FIGURA 22 – ESTRUTURA DE FIXAÇÃO E CENTRALIZAÇÃO.....	36
FIGURA 23 - ATUAÇÃO DO MECANISMO, PREPONDERANDO NO GRAMPO ESFORÇOS CISALHANTES E FLETORES.....	37
FIGURA 24 - MODOS DE RUPTURA: A) ARRANCHAMENTO DOS GRAMPOS, B) ESTRUTURAL DO GRAMPO E C) ESTRUTURAL DA FACE.....	38
FIGURA 25 - MÉTODO SUECO OU DAS LAMELAS.....	46
FIGURA 26 – EQUILÍBRIO DE FORÇAS.....	49
FIGURA 27 – MÉTODO DE CULMANN: FORÇAS ATUANTES NA CUNHA DE SOLO E POLÍGONO DE FORÇAS.....	51
FIGURA 28 – DECISÕES AO REALIZAR ENSAIOS.....	53
FIGURA 29 – ENSAIO SPT.....	57
FIGURA 30 – FLUXOGRAMA MÉTODO.....	63
FIGURA 31 – LOCALIZAÇÃO DO TERRENO EM ÉPOCA ANTERIOR À IMPLANTAÇÃO DA CRECHE E LOCAL APROXIMADO DAS SOLUÇÕES (COR AZUL).....	69
FIGURA 32 – POSIÇÃO DOS FUIROS DE SONDAGEM.....	70
FIGURA 33 – SONDAGEM SPT 01.....	71
FIGURA 34 – SONDAGEM SPT 02.....	72
FIGURA 35 – SONDAGEM SPT 03.....	73
FIGURA 36 – PERFIL GEOLÓGICO.....	74
FIGURA 37 – CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE DO TALUDE NATURAL.....	76
FIGURA 38 – FORÇAS ATUANTES NA CUNHA DE SOLO.....	77
FIGURA 39 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE CORTINA ATIRANTADA. $FS = 1,12$ COM TIRANTES DE 15TF.....	80

FIGURA 40 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE CORTINA ATIRANTADA. FS = 1,61 COM TIRANTES DE 35 TF.	81
FIGURA 41 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DE CULMANN, COM SUPERFÍCIE PLANAR PASSANDO PELO PÉ DA CORTINA. FATOR DE SEGURANÇA MÍNIMO DE 1,68.....	82
FIGURA 42 – RETALUDAMENTO SEM A TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO. FATOR DE SEGURANÇA 0,759 POR ANÁLISE DE FELLENIOUS.	85
FIGURA 43 – RETALUDAMENTO SEM TÉCNICA DE SOLO GRAMPEADO. FATOR DE SEGURANÇA ABAIXO DE 0,686 POR ANÁLISE DE BISHOP SIMPLIFICADO.....	86
FIGURA 44 – RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO E VERIFICAÇÃO POR FELLENIOUS COM FATOR DE SEGURANÇA 1.478.....	87
FIGURA 45 – RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO E VERIFICAÇÃO POR BISHOP SIMPLIFICADO COM FATOR DE SEGURANÇA 1.579.....	87
FIGURA 46 – RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO E VERIFICAÇÃO POR FELLENIOUS COM FATOR DE SEGURANÇA 1.629.....	88
FIGURA 47 - RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO E VERIFICAÇÃO POR BISHOP SIMPLIFICADO COM FATOR DE SEGURANÇA 1.686.....	89
FIGURA 48 – RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO E VERIFICAÇÃO POR FELLENIOUS COM FATOR DE SEGURANÇA DE 1.763.	90
FIGURA 49 – RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO E VERIFICAÇÃO POR BISHOP SIMPLIFICADO COM FATOR DE SEGURANÇA 1.841.....	90
FIGURA 50 - VISTA FRONTAL RETALUDAMENTO COM SOLO GRAMPEADO	92
FIGURA 51 - RETALUDAMENTO COM GRAMOS 3D	95
FIGURA 52 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,066 PELO MÉTODO DE FELLENIOUS.	97
FIGURA 53 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,045 PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.	97
FIGURA 54 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,112 PELO MÉTODO DE FELLENIOUS.	98
FIGURA 55 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,215 PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.	99
FIGURA 56 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,506 PELO MÉTODO DE FELLENIOUS.	100
FIGURA 57 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,617 PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.	100
FIGURA 58 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,630 PELO MÉTODO DE FELLENIOUS.	101
FIGURA 59 – MURO DE PEDRA ARGAMASSADA E TALUDE DE 49°. FATOR DE SEGURANÇA 1,730 PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.	102
FIGURA 60 – VISTA FRONTAL MURO DE PEDRA ARGAMASSADA	105
FIGURA 61 – ILUSTRATIVO RETALUDAMENTO COM GRAMOS 3D	108

Índice de Tabelas

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO QUANTO À VELOCIDADE DO MOVIMENTO DE MASSA	8
TABELA 2 - CLASSIFICAÇÃO QUANTO À PROFUNDIDADE DA MASSA DESLOCADA.....	9
TABELA 3 – CODIFICAÇÃO BRASILEIRA – SUBGRUPO MOVIMENTO DE MASSA	10
TABELA 4 – CLASSIFICAÇÃO DOS FATORES DEFLAGRADORES DOS MOVIMENTOS DE MASSA.....	13
TABELA 5 – MORFOLOGIA DO SISTEMA RADICULAR	19
TABELA 6 – FATORES DE SEGURANÇA PARA MUROS	23
TABELA 7 – COEFICIENTE DE ANCORAGEM	29
TABELA 8 – VALORES DE FS MÍNIMO.....	42
TABELA 9 – NÚMERO DE INCÓGNITAS PARA EQUAÇÕES DISPONÍVEIS	46
TABELA 10 – MÉTODOS DE EXTRAÇÃO DE DADOS DA ESTATIGRAFIA DO SUBSOLO.....	54
TABELA 11 - FATOR DE SEGURANÇA DO PROJETO DE INVESTIGAÇÃO	55
TABELA 12 – FATOR DE SEGURANÇA SEGUNDO CARGA MÁXIMA.....	56
TABELA 13 - RESULTADOS DE COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO NA CONDIÇÃO NATURAL E INUNDADA (RAIMUNDO, 2002; BEVILÁQUA, 2004, SANTOS 1997; MEIRELLES E DAVISON DIAS, 2004; DAVISON DIAS, 1987, BASTOS, 1991 E 1999) APUD HIGASHI(2006).....	60
TABELA 14 – PARÂMETROS DO SOLO	78
TABELA 15 - FS ATINGIDO DADAS MAIORES CARGAS APLICADAS.	80
TABELA 16 - CARGAS DE TRABALHO.....	81
TABELA 17 - CÁLCULO DO BULBO DE ANCORAGEM	83
TABELA 18 – QUANTITATIVO E ORÇAMENTO CORTINA ATIRANTADA 01/2015.....	83
TABELA 19 - QUANTITATIVO E ORÇAMENTO CORTINA ATIRANTADA 10/2018.....	84
TABELA 20 - PARÂMETROS DO SOLO.....	85
TABELA 21 – FATOR DE SEGURANÇA FINAL	91
TABELA 22 - QUANTITATIVO E ORÇAMENTO RETALUDAMENTO + SOLO GRAMPEADO 01/2015.....	93
TABELA 23 - QUANTITATIVO E ORÇAMENTO RETALUDAMENTO + SOLO GRAMPEADO 10/2018	94
TABELA 24 - PARÂMETROS DO SOLO.....	96
TABELA 25 – FATOR DE SEGURANÇA FINAL	102
TABELA 26 - QUANTITATIVO E ORÇAMENTO MURO + SOLO GRAMPEADO 01/2015.....	106
TABELA 27 - QUANTITATIVO E ORÇAMENTO MURO + SOLO GRAMPEADO 10/2018.....	107
TABELA 28 – FS E CUSTO CONTENÇÕES 01/2015	110
TABELA 29 – FS E CUSTO CONTENÇÕES 10/2018	111

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.1.1. Objetivo Geral	2
1.1.2. Objetivos Específicos.....	2
2. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1. Movimentos de Massa	4
3.2. Modos de Ruptura de Taludes	11
3.3. Obras de Estabilização de Taludes	13
3.3.1. Sistemas de Drenagem.....	14
3.3.2. Bermas.....	17
3.3.3. Revestimento do talude	18
3.3.4. Injeções	20
3.3.5. Impermeabilização superficial	20
3.3.6. Solos reforçados	21
3.3.7. Mudança na geometria do talude/ Retaludamento	21
3.3.8. Muros de arrimo	22
3.3.9. Cortina atirantada	26
3.3.10. Estacas raíz	33
3.3.11. Solo Grampeado.....	33
3.4. Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes.....	40
3.4.1. Métodos Determinísticos.....	41
3.5. Caracterização de taludes para obras de contenção	52
3.5.1. Sondagem a percussão – SPT	56
3.6. Caracterização da Área de Estudo sob a luz a Norma NBR 11682/2009	59
4. MÉTODO.....	62
4.1. Problema: Conter o maciço.....	64
4.2. Levantamento de material	64
4.3. Revisão bibliográfica	64
4.4. Lista de contenções.....	65
4.4.1. Muro Pedra Argamassada	65

4.4.2. Retaludamento.....	65
4.4.3. Solo Grampeado.....	65
4.5. Dados de entrada	66
4.6. Escolha de Softwares	66
4.7. Modelagem - <i>Softwares</i>	66
4.7.1. Análise de estabilidade	67
4.8. Quantitativos e Orçamento.....	67
4.9. Conclusão	68
5. RESULTADOS	69
5.1. Estudo de caso	69
5.2. Cortina Atirantada Eixo 02 – Projeto e arquivos cedidos pela empresa projetista (2015)	77
5.3. Retaludamento com uma plataforma e com solo grampeado	84
5.4. Muro de Pedra Argamassada com solo grampeado	95
5.4.1. Indicações para processo executivo do Muro de Pedra Argamassada.....	108
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	110
REFERÊNCIAS.....	113

1. INTRODUÇÃO

Os desastres naturais, aliados às mudanças climáticas alterando consideravelmente o clima, somados com a ocupação de áreas de risco, vêm se tornando uma preocupação cada vez mais frequente para as autoridades. Segundo o Painel Intergovernamental em Mudanças Climáticas (IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change, 2001), diversos sistemas estarão comprometidos futuramente devido ao aumento das mudanças climáticas, que causarão enchentes, grande aumento da precipitação e aumento do nível do mar, por exemplo (MCCARTY et al., 2001). De acordo com o Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina, verifica-se um aumento nos casos de desastres naturais que afetam a população em função da ocupação desordenada do território. Neste cenário, as encostas naturais apresentam um risco elevado visto que a população ocupa áreas de influência destas. Sendo assim, ao ocorrer um movimento de massa, as chances de causar danos em áreas ocupadas e ter prejuízos materiais e humanos são altos. De acordo com McCarty et al. (2001), regiões em desenvolvimento têm liderado a ocupação de zonas perigosas e que têm grande vulnerabilidade a climas extremos.

Segundo os dados levantados pelo Anuário Brasileiro de Desastres Naturais, dos anos 2011, 2012 e 2013, deslizamentos e enxurradas concentram os maiores números de mortos dentre os diversos tipos de desastres naturais. Consoante a isso, os movimentos de massa são responsáveis por vultuosas perdas econômicas pois destroem edificações, bloqueiam estradas, inviabilizam sistemas de transmissão de energia, água e gás, entre outros. Portanto, a prevenção é indiscutivelmente a solução prioritária a ser tomada frente a uma encosta natural que apresenta ou poderá vir a apresentar riscos. Uma encosta sob condições normais, segundo Guidicini e Nieble (1983), apresenta tendências à peneplanização (ações erosivas que tornam uma superfície plana), desta forma normalmente apresenta Fator de Segurança 1, sujeita à, frente a qualquer atividade atípica, como um sinistro, ocorrer um movimento de terra. Portanto, como a intervenção humana é bastante agressiva, e a exploração de locais por moradia tem sido cada vez maior, a utilização de contenções como solução viabiliza a expansão segura da ocupação humana. Casseti (1991) *apud* Kobiyama (2006) cita que, a partir do momento em que o homem apropria-se de uma encosta, através dos desmatamentos, cortes e aterros, alterando sua estabilidade, aumenta-se a probabilidade de desencadear um escorregamento.

Com a devida precaução, cabe aos experientes na área em realizar estudos seguindo critérios técnicos, econômicos, ambientais e viabilizar a construção de soluções cabíveis. Estes devem dominar conhecimentos sobre o solo como material heterogêneo, além das características que tornam os taludes instáveis, modos de ruptura, e alternativas práticas para dar segurança ao local.

Neste trabalho será apresentado o estudo de uma cortina atirantada já executada na Creche Vila Aparecida, sendo comparada a outros tipos de soluções. As cortinas atirantadas são um tipo de contenção possível dentro de uma gama de contenções existentes.

1.1. OBJETIVOS

Os objetivos geral e específicos estão descritos nos itens subsequentes.

1.1.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral verificar a estabilidade da solução geotécnica projetada em uma encosta no bairro Vila Aparecida, Florianópolis, e propor outras duas soluções de contenção, analisando critérios técnicos e financeiros.

1.1.2. Objetivos Específicos

- 1- Estudar e desenvolver dois modelos alternativos de contenção, para solucionar um problema real em que a solução adotada foi uma cortina atirantada;
- 2- Verificar a estabilidade tendo como base o Fator de Segurança à Ruptura Global mínimo dos três modelos;
- 3- Comparar os três modelos relacionando aspectos financeiros (orçamento e quantitativo) e de desempenho;

2. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

A Engenharia Civil é uma área dentro das ciências exatas que abrange uma infinidade de conteúdos que interferem diretamente na sociedade e no meio ambiente. Área de grande impacto nos mais diversos locais, a Engenharia Civil trabalha com 100% das suas construções com o elemento solo. Para estudo deste, uma das grandes áreas desta formação, entre outras como Construção civil, Estruturas, Hidráulica, Saneamento e Transporte, é a Geotecnia. Esta, aqui mais especificamente a parte da mecânica dos solos é uma ciência que estuda o comportamento do solo, e se aplica a este trabalho como estudo das manifestações relacionadas à estabilidade de encostas.

Atualmente, em todo o globo há mudanças acontecendo no que diz respeito ao meio ambiente. Diariamente, noticiários publicam algo relacionado a algum desastre natural que afetou a população, sendo em danos materiais ou humanos. Neste cenário, há uma combinação conhecida: precipitação e instabilidade de encostas.

O Estado de Santa Catarina regularmente passa por momentos precários, pois é formado por um perfil de relevos variados devido a aspectos geológicos e geomorfológicos diversificados, com muitas elevações, planícies e planaltos (INFOESCOLA, 2018) que se estruturaram durante anos de processos naturais. Devido a isso, com o aumento populacional no Brasil, que, segundo o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), de 2001 a 2005, foi de 1,67%, a população usualmente tende a buscar locais para moradia e acaba se instalando em locais de risco a ocorrência de movimentos de massa, representando um problema grave às autoridades. Neste contexto, percebe-se a importante necessidade de prevenir a ocorrência de movimentos de terra e estruturar maneiras de minimizar seus efeitos negativos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo exhibe a revisão bibliográfica de caráter teórico e técnico que norteiam o entendimento e desenvolvimento do trabalho. Foram abordados os seguintes assuntos: Movimentos de massa, causas de movimentos de terra, mecanismos de ruptura de taludes, métodos de análise de estabilidade, obras de estabilização de taludes entre outros.

Será atribuído destaque à soluções de contenção, como muro de pedra argamassada, solos grampeados e cortina atirantada, pois o estudo se refere ao projeto geotécnico de implantação da Creche Vila Aparecida, no bairro Coqueiros, às margens da Rua Nossa Senhora da Aparecida, em Florianópolis/SC, realizado pela Prosul Projetos Supervisão e Planejamento LTDA, tendo como cliente a Prefeitura Municipal de Florianópolis.

3.1. Movimentos de Massa

Importantes agentes na mudança das formas de relevo, os movimentos de massa, de acordo com Guidicini e Nieble (1983), são objetos de estudos nas mais diversas regiões, devido a suas implicações, também do ponto de vista econômico. Os movimentos de massa, segundo os mesmos, são genericamente chamados de “escorregamentos” e, consoante Caputo (1988), popularmente denominados de “quedas de barreiras”. De acordo com CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais) (2019), movimentos de massa se referem aos movimentos de descida de solos e rochas sob o efeito da gravidade, geralmente potencializado pela ação da água.

Os movimentos ocorrem normalmente em taludes, os quais compreendem quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha (CAPUTO, 2000). Das (2011) classifica um talude não restrito como uma superfície de solo exposta, formando um ângulo com o plano horizontal. De acordo com este, os taludes podem ser naturais (também denominados encostas) ou construídos pelo homem (corte e aterro) e podem romper de várias formas.

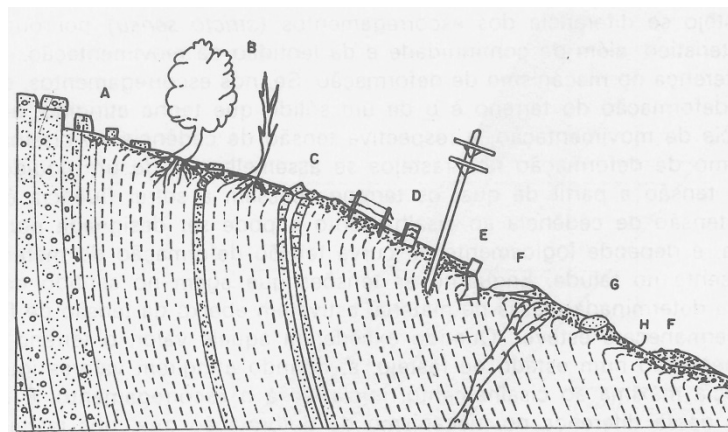
Alguns autores apresentam diferentes considerações “nominais” e conceituais perante aos tipos de movimentos existentes. Caputo (2000) considera que se pode classificar os principais tipos de movimento em três grandes grupos (7 subtipos), sendo eles:

- a) Desprendimento de terra ou rocha: é uma porção de um maciço terroso ou de fragmentos de rocha que se destaca do resto do maciço, caindo livre e rapidamente, acumulando-se onde estaciona. É um fenômeno localizado;
- b) Escorregamento (“landslide”): É o deslocamento rápido de uma massa de solo ou de rocha que, rompendo-se do maciço desliza para baixo e para o lado, ao longo de uma superfície de deslizamento;
- c) Rastejo (“Creep”): É o deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com ou sem limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária.

Os autores Guidicini e Nieble (1983), baseados no trabalho “Movimentos coletivos de solos e rochas, e sua moderna sistemática” (1965), de Eduardo Solon de Magalhães Freire, destacam em seu livro a divisão em três tipos fundamentais, os quais derivariam em outros subtipos, sendo eles:

- a) Escoamentos: São representados por deformações, ou movimentos contínuos, estando ou não presente em uma superfície definida ao longo da qual a movimentação ocorra. O conceito de escoamento não está associado ao fator velocidade, englobando seja movimentos lentos (rastejos), seja movimentos rápidos (corridas) (Figura 1);

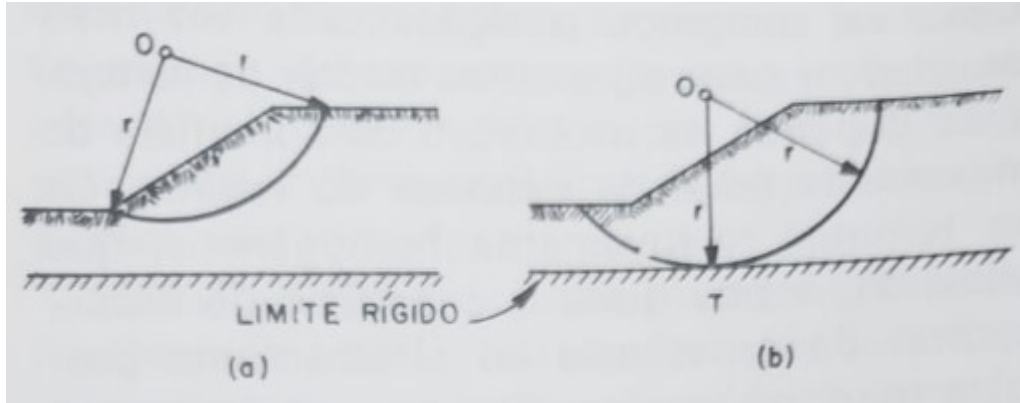
Figura 1 - “Sinais que evidenciam a presença de rastejo: (A) blocos deslocados de sua posição inicial; (B) árvores inclinadas ou com troncos recurvados; (C) estratos e camadas rochosas sofrendo variações bruscas (encosta abaixo) ou xistosidade; (D) deslocamento de postes e cercas; (E) trincas e rupturas em elementos rígidos, como muretas, muros, paredes (F) eixos de estradas e ferrovias sofrendo inflexões no alinhamento; (G) matacões arredondados; (H) linhas de seixos recobertas por regolito em movimentação de rastejo”.



Fonte: Guidicini e Nieble (1983)

- b) Escorregamentos: são movimentos rápidos, de duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude (Figura 2).

Figura 2 - a) escorregamento de talude; b) escorregamento de base.



Fonte: Guidicini e Nieble (1983)

- c) Subsidiência: É a expressão, em superfície, do efeito de adensamento ou afundamento das camadas, conseqüente da remoção de alguma fase sólida, líquida ou gasosa do substrato. Esta remoção pode ocorrer por processos naturais ou ser produto de atividade humana. Afetam geralmente regiões relativamente extensas, apesar disso não representar uma condição necessária, e se diferenciam dos desabamentos pela ausência de estruturas de colapso (abatimentos, furos, etc).

Cruden e Varnes (1996) *apud* Das (2011) classificaram as rupturas de taludes nas cinco categorias principais a seguir:

- a) Queda: É o desprendimento de solo e/ou fragmentos de rocha que caem de um talude (Figura 3);

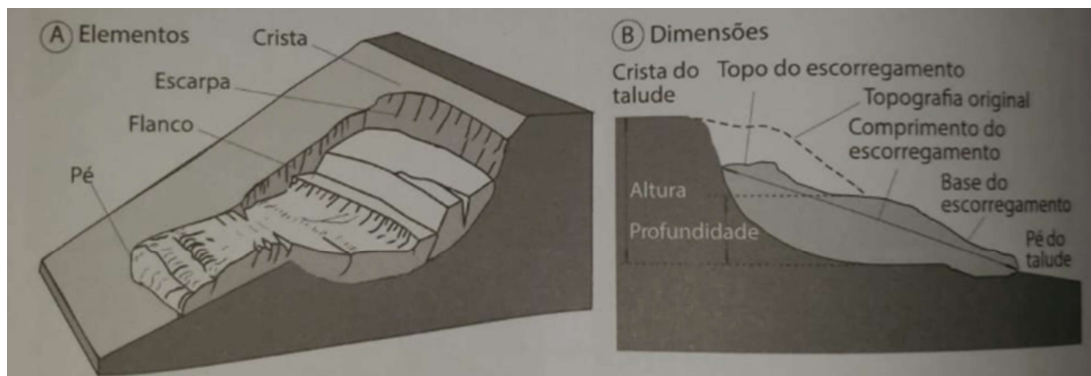
Figura 3 - Exemplos de ruptura por queda



Fonte: Gerscovich (2016)

- b) Tombamentos: É o movimento de rotação à frente do solo e/ou de massas rochosas aproximadamente no eixo abaixo do centro de gravidade da rocha que está sendo deslocada;
- c) Escorregamentos (ou deslizamentos): É o movimento descendente de uma massa de solo. Ocorre na superfície de ruptura (Figura 4);

Figura 4 – Elementos que caracterizam uma massa escorregada.



Fonte: Gerscovich (2016)

- d) Expansões laterais (ou espalhamento): É uma forma de deslizamento que ocorre por translação. Ocorre através do movimento súbito de uma fração de areia ou silte recoberta por argila retentora de água ou sobrecarregada por aterro;
- e) Escoamentos: É o movimento, ladeira abaixo, da massa de solo, de forma similar à de fluídos viscosos.

Varnes (1978) *apud* Gerscovich (2016) apresenta uma tabela (Tabela 1) referente à velocidade da massa deslocada.

Tabela 1 - Classificação quanto à velocidade do movimento de massa

Nomenclatura	Velocidade
Extremamente rápido	> 3 m/s
Muito rápido	0,3 m/mín a 3 m/s
Rápido	1,5 m/dia a 0,3 m/mín
Moderado	1,5 m/mês a 1,5 m/dia
Lento	1,5 m/ano a 1,5 m/mês
Muito lento	0,06 m/ano a 1,5 m/ano
Extremamente lento	< 0,06 m/ano

Fonte: adaptado de Varnes (1978) *apud* Gerscovich (2016).

Ainda classificando os tipos de movimentos, Vargas (1977, *apud* MASSAD, 2010) considerou que os escorregamentos podem ser classificados da seguinte forma:

- a) Creep ou rastejo: É um movimento lento de camadas superficiais de solo, encosta abaixo, com velocidade muito pequena, de alguns milímetros por anos, que se acelera por ocasião das chuvas e se desacelera em épocas de seca;
- b) Escorregamentos verdadeiros: Deslizamentos de volumes de solo ao longo de superfícies de ruptura bem definidas, cilíndricas ou planares;
- c) Deslizamentos de tálus (liquefação): Tálus, detritos de escorregamentos antigos, encontram-se em geral saturados, e podem sofrer deslizamentos sob a ação conjunta da gravidade e das pressões neutras;
- d) Deslocamentos de blocos de rocha: Em algumas encostas naturais ocorrem blocos ou lascas de rocha intactos, resistentes ao intemperismo, que podem sofrer queda livre;
- e) Avalanches ou erosão violenta: São fenômenos classificados como “desastres naturais”, pelo seu alto poder destrutivo. Ocorrem em geral após longos períodos de chuva.

GeoRio (1999, *apud* GERSCOVICH, 2016) apresenta dados (Tabela 2) referente a profundidade da massa deslocada.




Tabela 2 - Classificação quanto à profundidade da massa deslocada

Nomenclatura	Profundidade
Superficial	< 1,5m
Raso	1,5 m a 5 m
Profundo	5 m a 20 m
Muito Profundo	> 20 m

Fonte: adaptado de GeoRio (1999) *apud* Gerscovich (2016).

O Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CENAD) estabeleceu, através da Instrução Normativa MI n °02, com data de 22/12/2016, procedimentos e critérios para decretar situação de emergência ou estado de calamidade pública pelos municípios, Estados e pelo Distrito Federal. Esta publicação constitui-se de formulário, declarações e documentos para que a situação de anormalidade pudesse ser descrita, seguindo padrões, pelos entes federativos. O documento que classifica os possíveis desastres é denominado COBRADE (Codificação Brasileira de Desastres). Neste estão inclusos desastres de categorias natural e tecnológico. No que tange ao tema do presente trabalho, neste documento, o grupo “Geológico” está na categoria “Naturais”, e este tem um subgrupo “Movimento de massa”, onde neles estão presentes 4 classificações, apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Codificação Brasileira – Subgrupo Movimento de massa

Movimento de massa	Quedas, tombamentos e rolamentos		Blocos	As quedas de blocos são movimentos rápidos e acontecem quando materiais rochosos diversos e de volumes variáveis se destacam de encostas muito íngremes, num movimento tipo queda livre. Os tombamentos de blocos são movimentos de massa em que ocorre rotação de um bloco de solo ou rocha em torno de um ponto ou abaixo do centro de gravidade da massa desprendida. Rolamentos de blocos são movimentos de blocos rochosos ao longo de encostas, que ocorrem geralmente pela perda de apoio (descaçamento).
	Lascas		As quedas de lascas são movimentos rápidos e acontecem quando fatias delgadas formadas pelos fragmentos de rochas se destacam de encostas muito íngremes, num movimento tipo queda livre.	
	Matacões		Os rolamentos de matacões são caracterizados por movimentos rápidos e acontecem quando materiais rochosos diversos e de volumes variáveis se destacam de encostas e movimentam-se num plano inclinado.	
	Lajes		As quedas de lajes são movimentos rápidos e acontecem quando fragmentos de rochas extensas de superfície mais ou menos plana e de pouca espessura se destacam de encostas muito íngremes, num movimento tipo queda livre.	
	Deslizamentos		Deslizamentos de solo e/ou rocha	São movimentos rápidos de solo ou rocha, apresentando superfície de ruptura bem definida, de duração relativamente curta, de massas de terreno geralmente bem definidas quanto ao seu volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude. Frequentemente, os primeiros sinais desses movimentos são a presença de fissuras.
	Corridas de massa		Solo/Lama	Ocorrem quando, por índices pluviométricos excepcionais, o solo/lama, misturado com a água, tem comportamento de líquido viscoso, de extenso raio de ação e alto poder destrutivo.
			Rocha/Detrito	Ocorrem quando, por índices pluviométricos excepcionais, rocha/detrito, misturado com a água, tem comportamento de líquido viscoso, de extenso raio de ação e alto poder destrutivo.
	Subsídências e colapsos		-	Afundamento rápido ou gradual do terreno devido ao colapso de cavidades, redução da porosidade do solo ou deformação de material argiloso.

Fonte: adaptado de Cenad, 2019.

A normativa estabelece procedimentos e critérios para a decretar situação de emergência ou estado de calamidade pública pelos Municípios, Estados e pelo Distrito Federal, e para o reconhecimento federal das situações de anormalidade decretadas pelos entes federativos e dá outras providências.

Para o presente trabalho, as denominações adotadas a seguir foram estabelecidas pelo COBRADE.

3.2. Modos de Ruptura de Taludes

Como visto anteriormente, existem diversos tipos de movimentos de massas. Muitos deles não são causados por um único motivo. Vários são os fatores que influenciam na instabilidade de um talude.

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), deve-se antes atentar para os termos *agente* e *causa*. “Entende-se por causa o modo de atuação de determinado agente. É o caso, por exemplo, do agente água, que pode influir na estabilidade de uma determinada massa de material das mais diversas formas: no desencadeamento de um processo de solifluxão, o encharcamento de material, provocar o degelo, ao passo que, no caso de liquefação espontânea, a causa será o aumento da pressão neutra” (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

Há uma distinção entre os tipos de agentes, entre predisponentes e efetivos. Agentes *predisponentes*, segundo Guidicini e Nieble (1983) são os conjuntos de condições geológicas, geométricas e ambientais em que o movimento de massa ocorre. Podem-se distinguir:

- a) Complexo geológico;
- b) Complexo morfológico;
- c) Complexo climático-hidrológico;
- d) Gravidade;
- e) Calor solar;
- f) Tipo de vegetação original.

Chamam-se agentes *efetivos* aqueles que são responsáveis diretamente pelo desencademaneto do movimento de massa, onde se pode incluir a ação do homem. Podem-se citar alguns exemplos como: pluviosidade, erosão, terremotos etc.

As causas são classificadas entre internas: causam o colapso sem se verificar mudanças geométricas, somente alterando fatores e resistência do material (oscilações

térmicas e intemperismo); e externas: provocam o aumento das tensões de cisalhamento, sem que haja diminuição da resistência do material (vibrações e mudanças na geometria). Há também as causas intermediárias: Resultam de efeitos causados por agentes externos no interior dos taludes (elevação do nível piezométrico e erosão subterrânea) (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

Caputo (2000) resume sistematicamente que as causas de um escorregamento consistem em “aumento” (externas) de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a “diminuição” da resistência ao cisalhamento do material (internas), agravando-se em períodos de grande precipitação pluviométrica.

Gerscovich (2016) acrescenta que os movimentos deflagradores em função do tipo de ruptura podem ser divididos em dois grupos, e apresenta os fatores na tabela adaptada de Varnes (1978), conforme apresentado a seguir (Tabela 4):

Tabela 4 – Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos / Antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão
		Escorregamentos
		Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo etc.
		Acúmulo natural de matéria (depósitos)
		Peso da vegetação
		Construção de estruturas, aterros etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões etc.
		Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas
Congelamento		
Material expansivo		
Redução da resistência ao cisalhamento	Características inerentes ao material (geometria, estruturas etc.)	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência.
		Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência.
		Variação das poropressões
		Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização etc.)
		Infiltração de água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas
		Geração de excesso de poropressão, como resultado de implantação de obras.
		Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração.

Fonte: adaptado de Varnes (1978) apud Gerscovich (2016).

3.3. Obras de Estabilização de Taludes

Este capítulo apresentará diversas soluções possíveis para uma obra de contenção de talude, desde a modificação na inclinação da encosta até a sua interferência utilizando-se estruturas de contenção.

Os escorregamentos são difíceis de prever, mas algumas medidas podem ser tomadas, tanto pelos moradores quanto pelos órgãos competentes, principalmente antes que o evento ocorra. Abaixo serão apresentadas algumas das ações, dentre outras, corretas indicadas por Kobiyama (FEMA, 2004 apud KOBAYAMA, 2006):

“• Evite construir em encostas muito íngremes e próximo a cursos d'água em vales muito profundos;

- Não realize cortes em encostas sem licença da Prefeitura, pois você poderá contribuir ainda mais para intensificar o efeito da declividade;
- Entrar em contato com órgãos municipais, estaduais e federais, buscando informações sobre ocorrências deste fenômeno na sua região. Os técnicos locais são as pessoas mais capazes para avaliar o perigo potencial;
- Exija junto às prefeituras estudos sobre a região, além de planos de controle e monitoramento das áreas de risco;
- Nunca desmatar as encostas dos morros, principalmente em locais onde já existam casas e outras construções;”

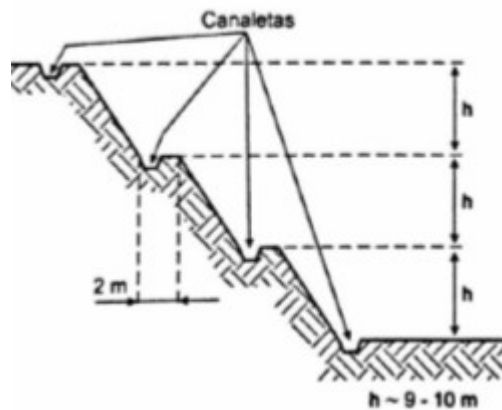
Na sequência serão apresentadas ações de caráter técnico para efetivamente aumentar o coeficiente de segurança de uma encosta e minimizar as chances de um desastre.

3.3.1. Sistemas de Drenagem

Sabe-se que tanto as águas superficiais quanto as infiltrações influem na estabilidade dos taludes. Disso surge a importância da realização da drenagem, sendo ela superficial ou profunda, como:

- Canaletas: dispostas longitudinalmente, na crista do talude e em bermas, moldadas *in loco*, utilizando-se revestimento em estrutura de concreto ou concreto projetado na maioria das vezes, material betuminoso, pedra argamassada ou até usando o terreno como base. Servem para conduzir a água até o ponto de descarga (Figura 5). Dispostas transversalmente, ao longo de linhas de maior declividade do talude (TEIXEIRA, 2011);

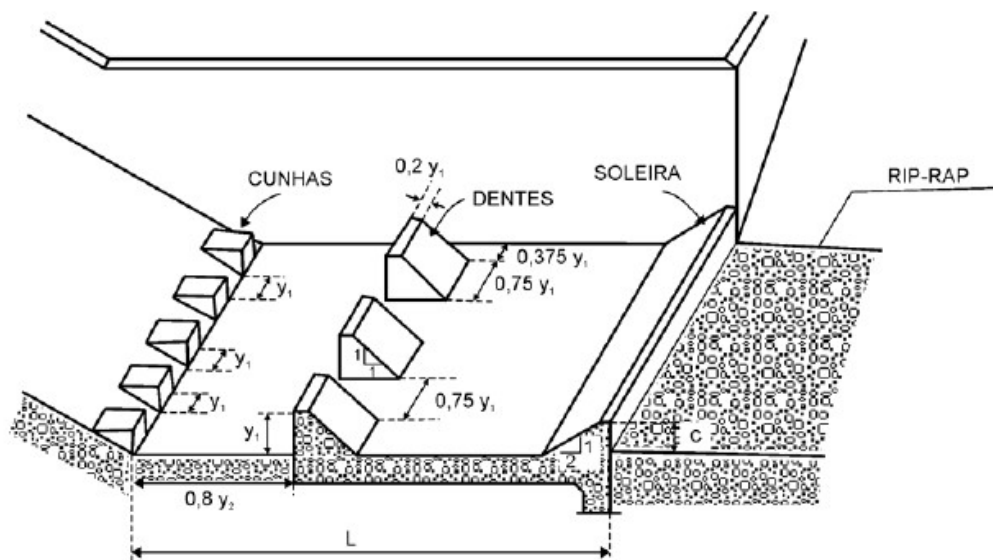
Figura 5 – Representação de canaletas



Fonte: Massad, 2010.

- Descida d'água: drenagem superficial que canaliza a água do topo talude para um ponto de menor cota. Normalmente sua estrutura tem degraus para diminuir a energia cinética da água fluindo e causar dano as estruturas subjacentes. No seu deságue, na maioria das vezes possuem barreiras de dissipação (Figura 6) para evitar a erosão (TEIXEIRA, 2011);

Figura 6 – Dissipador de energia

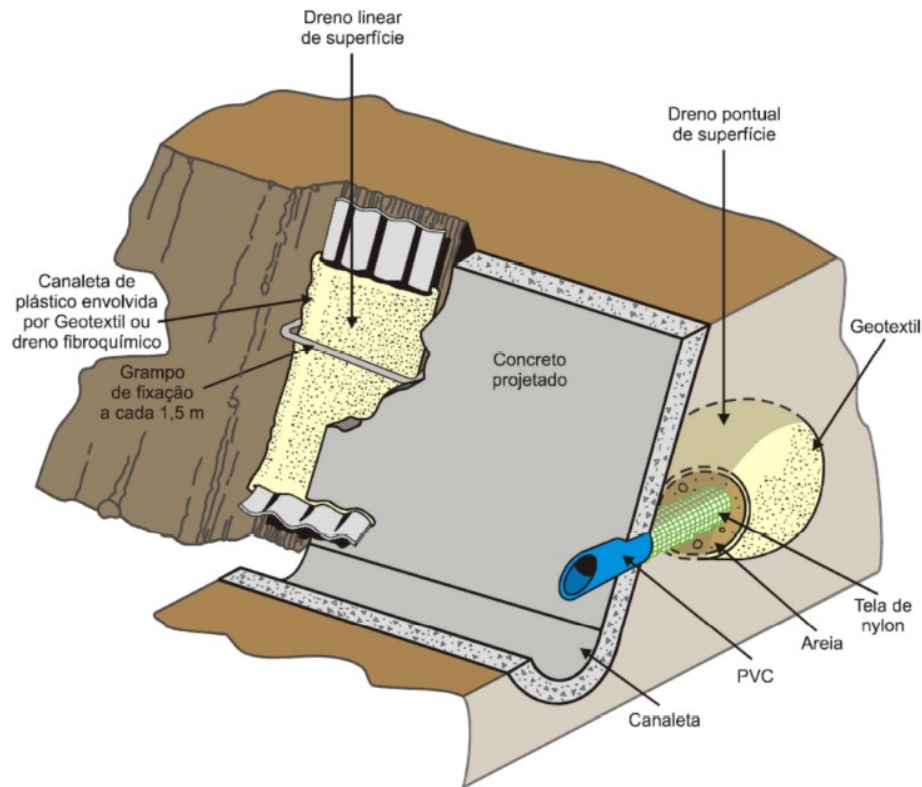


Fonte: Manual de drenagem DNIT, 2006.

- Dreno de paramento: esta estrutura é responsável por direcionar a água que chega ao paramento do talude, constituída por canaleta de plástico envolvida por Geotêxtil ou dreno fibroquímico direcionado da crista até o pé do talude. Somada a ela, existe o dreno tipo barbacã, que constitui a saídas de um tubo de PVC drenante com inclinação

descendente, partindo do lado do maciço envolto por uma cavidade de areia de 40x40x40cm (Figura 7) (ZIRLIS, 1999).

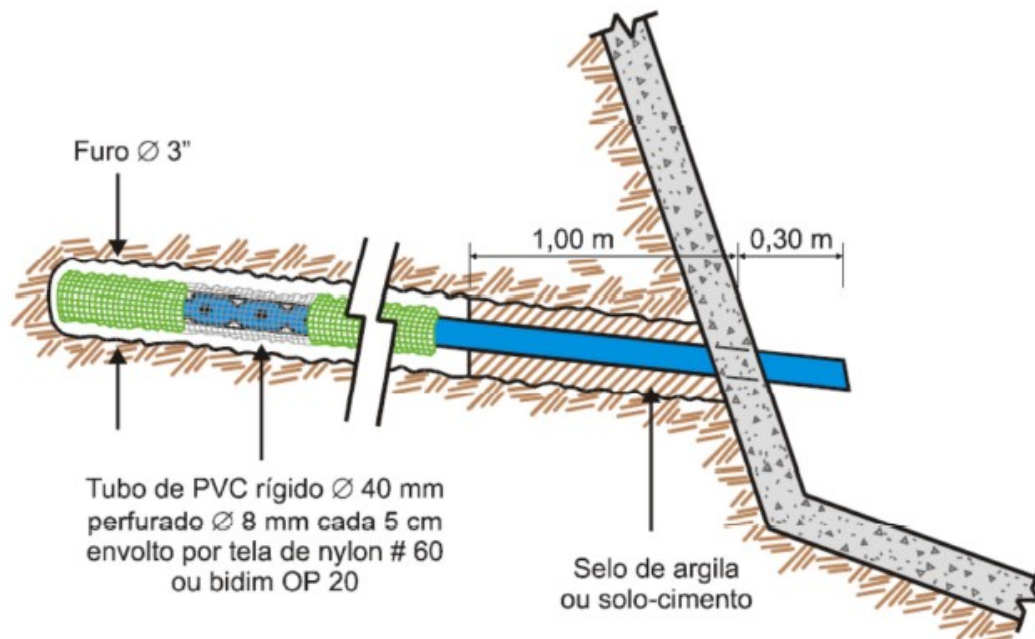
Figura 7 – Representação de dreno de paramento e barbacã.



Fonte: ZIRLIS, 1999.

- Dreno sub-horizontal profundo (DHP): São drenos que realizam a captação da água distante da face do talude, evitando que nela aflorem ou façam sobrepeso no talude contido. Os drenos sub-horizontais profundos são tubos plásticos drenantes de 1¼” a 2” em perfurações no solo de 2½” a 4”. Estes tubos para captar a água devem ser perfurados e cobertos por mantas geotêxteis ou telas de nylon, para evitar que se obstruam. Os drenos são lineares, colocados em angulação descendente e normalmente seus comprimentos se situam entre 6m a 18m (Figura 8) (ZIRLIS, 1999).

Figura 8 – Representação de dreno sub-horizontal profundo



Fonte: ZIRLIS, 1999.

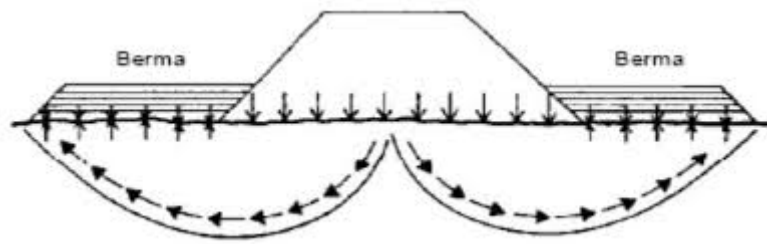
Quanto aos efeitos do congelamento do solo, estão relacionados à água presente no talude. Processos como interceptar a água através de interposição de camadas interceptoras da água de capilaridade, drenagem em geral e revestimentos impermeáveis são saídas para evitar os efeitos do congelamento (MAGALHÃES FREIRE, 1965 *apud* GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

Os custos das soluções de drenagem são relativamente baixos e de extremo impacto positivo no conjunto de contenção.

3.3.2. Bermas

Com o objetivo de aumentar a estabilidade do talude, as bermas são depósitos de terra colocados aos pés destes, contrapondo os esforços que contribuem para o deslizamento. O aumento é devido ao seu próprio peso e a redistribuição das tensões de cisalhamento. As bermas tem a função de aumentar a resistência ao cisalhamento da camada mole de fundação do aterro, este objetivo é atingido com as plataformas laterais que fazem contrapeso e criam um momento resistente que se opõe a ruptura. Visam impedir o expurgo de solos moles além dos offset's (Figura 9).

Figura 9 – Representação de bermas de estabilização

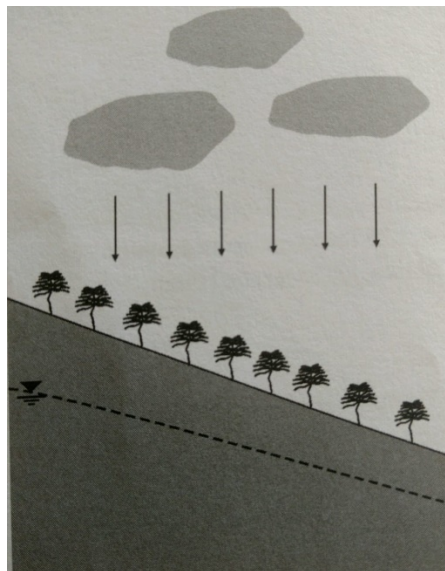


Fonte: Aula 11 – Estabilização de solos moles. Augusto Romanini (2017).

3.3.3. Revestimento do talude

Caputo (2000) propõe a plantação no talude de espécies vegetais que se adequem ao clima. Estas servem para diminuir a erosão superficial e a infiltração de muito volume de água (Figura 10).

Figura 10 – Proteção Superficial








Fonte: Gerscovich (2016).

Em geral, a atuação da floresta se dá no sentido de reduzir a intensidade da ação dos agentes do clima no maciço natural. A cobertura vegetal atua em várias facetas: O conjunto das copas e demais partes aéreas, os detritos vegetais acumulados no terreno e o sistema radicular que promove a estabilização da encosta. Magalhães Freira trata os efeitos do revestimento com espécies vegetais e areia como atenuação do dessecamento. (GUIDICINI e NIEBLE 1983).

Gerscovich (2016) coloca que a cobertura vegetal pode causar efeitos favoráveis e desfavoráveis. Superfícies desmatadas ficam mais vulneráveis a processos erosivos, além de receberem maior volume de água na superfície do talude. A seguir temos as características da morfologia das raízes na Tabela 5.

Tabela 5 – Morfologia do sistema radicular

Tipo	Características	Função
	<p>Tipo H : mais de 80% das raízes se desenvolvem até uma profundidade de cerca de 60 cm; muitas se estendem horizontalmente.</p>	<p>Indicadas para a estabilização do talude.</p>
	<p>Tipo V-H: o desenvolvimento se dá a profundidades maiores, mas a maioria situa-se até 60 cm de profundidade; a raiz central é forte e as laterais crescem horizontalmente, com comprimentos longos</p>	
	<p>Tipo R: o desenvolvimento máximo atinge grandes profundidades e somente 20% situam-se nos 60 cm iniciais; muitas raízes se estendem obliquamente e sua abrangência lateral é extensa.</p>	
	<p>Tipo V: semelhantes ao tipo V-H, mas as raízes horizontais são curtas.</p>	<p>Benéfica para resistir ao vento</p>
	<p>Tipo M: mais de 80% das raízes ocorrem na faixa dos 30 cm de profundidade, com extensão lateral pequena.</p>	<p>Aumento de resistência superficial do talude</p>

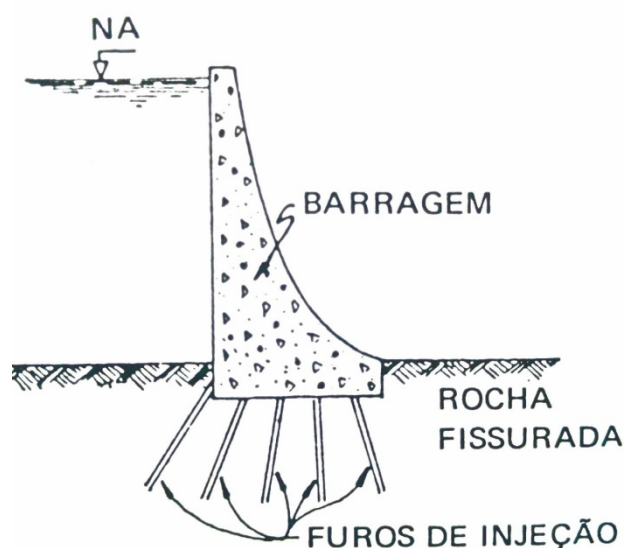
Fonte: adaptado de Fiori e Carmignani (2009) *apud* Gerscovich (2016).

Em obras rodoviárias, usualmente se utiliza cobertura vegetal com sistema de enleivamento ou hidrossemeadura como forma auxiliar na estabilização nos taludes criados com o avanço do corpo estradal.

3.3.4. Injeções

Injeções se constituem da melhoria dos aspectos do solo no que diz respeito às suas características de resistência e impermeabilização. Este processo, segundo Caputo (2000), teve origem com o engenheiro francês Berigny, tendo sua primeira utilização no ano de 1802. Atualmente se atribui resultados técnicos e economicamente interessantes ao processo. Existem injeções de cimento, de argila, à base de produtos betuminosos e silicatização. O mais comum é o procedimento com cimento, que consiste na aplicação de uma calda de cimento no terreno através de tubos galvanizados de 2” a 3” de diâmetro, com a ponta aberta ou paredes perfuradas, os quais são cravados até a cota em que se deseja a consolidação (CAPUTO, 2000) (Figura 11).

Figura 11 – Injeções no solo



Fonte: Caputo (2000).

3.3.5. Impermeabilização superficial

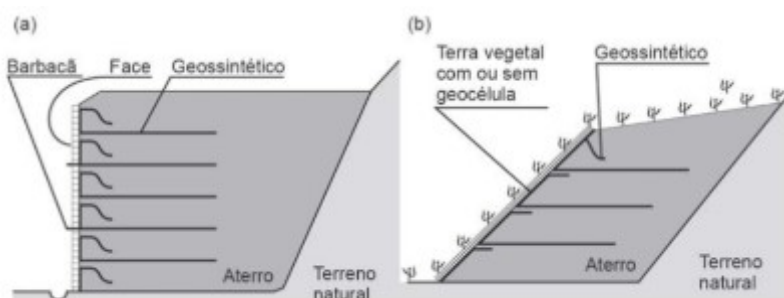
Diferentemente do que se almeja para a maioria dos grandes centros urbanos, a aplicação da impermeabilização pode ser benéfica para a estabilidade de um talude. A solução baseia-se na aplicação de material asfáltico ou concreto. Esta solução apresenta um inconveniente que é o efeito estético, que assume o lugar do verde da vegetação. Outro ponto negativo é a necessidade regular de manutenção, pois o intemperismo desgasta estes materiais (MASSAD, 2010). Vale destacar que a impermeabilização superficial só impede a “entrada de água externa”, mas ainda sim existe o fluxo interno

e o movimento de partículas que ainda pode ocorrer lentamente, sendo assim deve-se estudar em qual solo e local é propício para tal solução.

3.3.6. Solos reforçados

Segundo Massad (2010), no que se refere a taludes rompidos, solucionar com aterro compactado nem sempre é a melhor saída, visto que estes são íngrimes e verticais. De acordo com o autor, parar garantir a estabilidade, pode-se reforçar o solo compactado com inserção ou inclusão de materiais resistentes à tração. Destacam-se materiais como tiras metálicas (usadas na terra armada) ou produtos geossintéticos (mantas geotêxteis e geogrelhas). Não só o reforço é colocado, mas além dele deve ter algum paramento de concreto que deve ser projetado, de modo que seja criado um muro de terra armada ou um muro de solo reforçado com geossintéticos. No quesito de esforços, estes reforços atuam passivamente, contrários ao modo de funcionamento de tirantes protendidos (Figura 12).

Figura 12 – Exemplo de reforço em solo



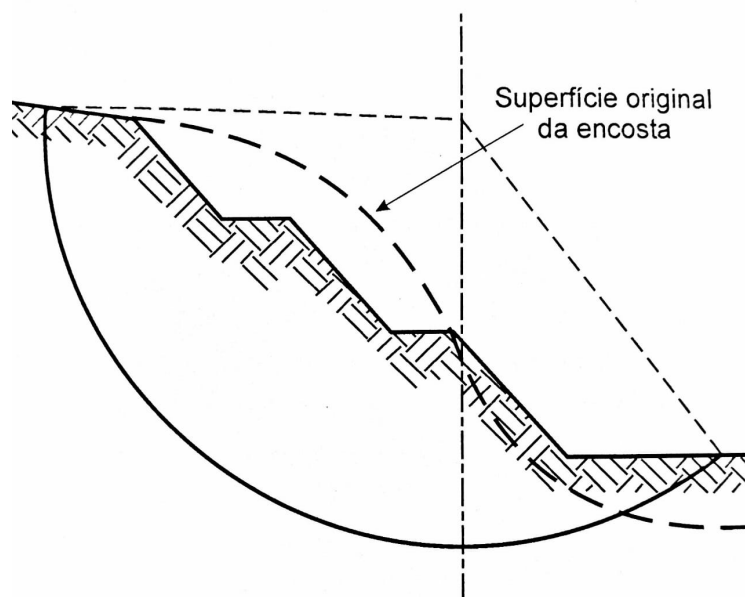
Fonte: adaptado de Vertematti (2004) apud Manual Técnico para Reforço de Muros e Taludes.

3.3.7. Mudança na geometria do talude/ Retaludamento

Alterar a geometria do talude consiste em reduzir a altura deste, assim como seu ângulo (LONDE *apud* GUIDICINI E NIEBLE, 1983). Apesar de ser um método barato, nem sempre será a melhor opção. Com a redução da altura e ângulo, além de reduzir as forças solicitantes, também reduz a tensão normal e consequentemente a força de atrito resistente (Figura 13). Magalhães Freire entende e denominava que processos como mudança na geometria do talude são atenuantes dos efeitos da gravidade (GUIDICINI e NIEBLE, 1983).

Segundo Massad (2010), uma escavação ou corte feito junto à crista do talude diminui uma parcela do momento atuante; analogamente, a colocação de um contrapeso (berma) junto ao pé do talude tem um efeito contrário, estabilizador.

Figura 13 - Retaludamento



Fonte: Massad (2010).

3.3.8. Muros de arrimo

Na prática, a construção de muros de arrimo unidos ou não com técnicas de ancoragem, protendidos ou não, constituem solução para muitos casos de estabilização de taludes. É uma obra que frequentemente se apresenta ao engenheiro civil. Estes muros podem ser de gravidade, de flexão ou de contraforte, gabiões (telas metálicas), entre outros. Servem para equilibrar a resultante lateral de pressões provocadas pelo empuxo de terra.

Para assegurar a estabilidade de muros de arrimo, devem-se verificar quatro condições, de acordo com Caputo (2000):

- Segurança contra o tombamento (2,0) (Tabela 6): Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa, sendo o momento do peso do muro maior que o momento de empuxo total, ambos em relação ao mesmo ponto;

$$FS = \text{Momento resistente/Momento atuante} = 2,0 \text{ (1)}$$

- Segurança contra o deslizamento (1,5) (Tabela 6): Aqui se desconsidera a contribuição do empuxo passivo (mobilizado contra o deslocamento), que é a favor da segurança, a condição de escorregamento é satisfeita quando:

$$1,5.H = V. \operatorname{tg} \varphi' \quad (2)$$

sendo φ' o ângulo entre o muro e o solo, tomando-se a ordem de 30° para areia grossa e 25° para areia grossa argilosa ou siltosa; V = Peso do muro e H é a distância entre o centro de gravidade e a aplicação da força V .

- Segurança contra ruptura e deformação excessiva do terreno de fundação (3) (Tabela 6): O terreno se submeterá à condição de compressão. Portanto, a condição é que a maior das tensões seja menor do que a tensão admissível do terreno em questão;

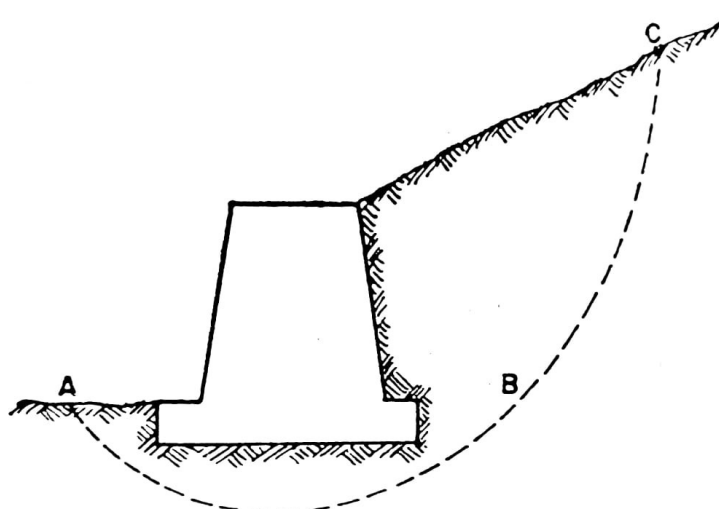
Tabela 6 – Fatores de segurança para muros

Verificação de segurança	Fator de segurança mínimo
Deslizamento da base	1,5
Tombamento	2
Capacidade de carga da fundação	3

Fonte: NBR 11682, 2009.

- Segurança contra ruptura do conjunto muro-solo: Deve-se analisar uma ruptura global de escorregamento (Figura 14).

Figura 14 – Ruptura global muro – solo.



Fonte: CAPUTO (2000).

A técnica de ancoragem no Brasil foi introduzida a partir de 1957, com trabalho do Prof. Costa Nunes. Este teve sua primeira aplicação em obras rodoviárias em blocos de rocha e de muros na Estrada Rio-Teresópolis (CAPUTO, 2000).

Segundo Antonio Moliterno (1980), chamamos de empuxo de terra o esforço exercido pela terra contra o muro. Este empuxo de terra pode ser passivo ou ativo. Será passivo quando atuar do muro contra a terra, e ativo quando atuar da terra contra o muro (Figura 15). O equilíbrio entre grãos dentro do solo, desconsiderando a água, pode ser expresso pela equação a seguir:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3)$$

Onde:

τ = Tensão de cisalhamento;

c = Coesão entre os grãos;

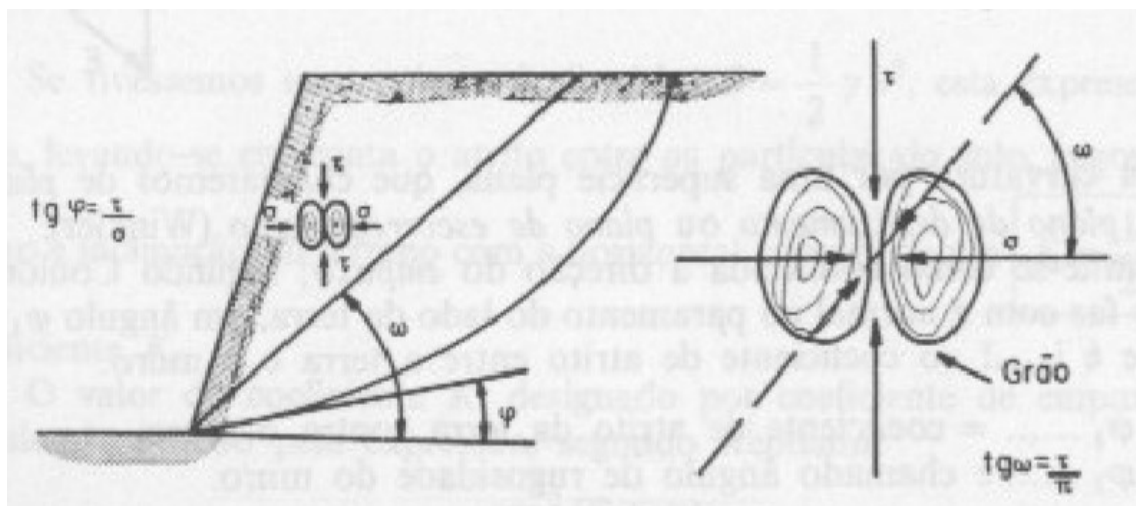
σ = Tensão Normal;

φ = Ângulo de atrito entre os grãos.

De acordo com o autor, admitindo valor muito baixo para a coesão, teremos:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (4)$$

Figura 15 - Situação de equilíbrio



Fonte: Moliterno (1980).

Para que não haja ruptura, é necessário que $\omega < \varphi$, sendo φ designado como ângulo de repouso do material ou talude natural ou ângulo de atrito interno do material (solo). Na situação limite, temos:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau}{\sigma} \quad (5)$$

Métodos de cálculo em geral seguem a teoria de Coulomb onde a hipótese é que a pressão exercida no paramento é proveniente da massa de terra que desliza pela perda de resistência ou atrito (MOLITERNO, 1980). Na prática, o cálculo para se determinar o empuxo é feito considerando uma distribuição semelhante ao diagrama da pressão hidrostática. Para solos não coesivos, o empuxo é calculado com a equação:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot h^2 \quad (6)$$

Onde:

E = Empuxo;

γ = peso específico;

K = Coeficiente de empuxo;

h = altura do maciço considerado.

Para os solos coesivos, considera-se a influência acrescida do valor da Coesão. Esta tem uma influência negativa, diminuindo o valor do empuxo.

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot h_z^2 - c \cdot h \cdot K \quad (7)$$

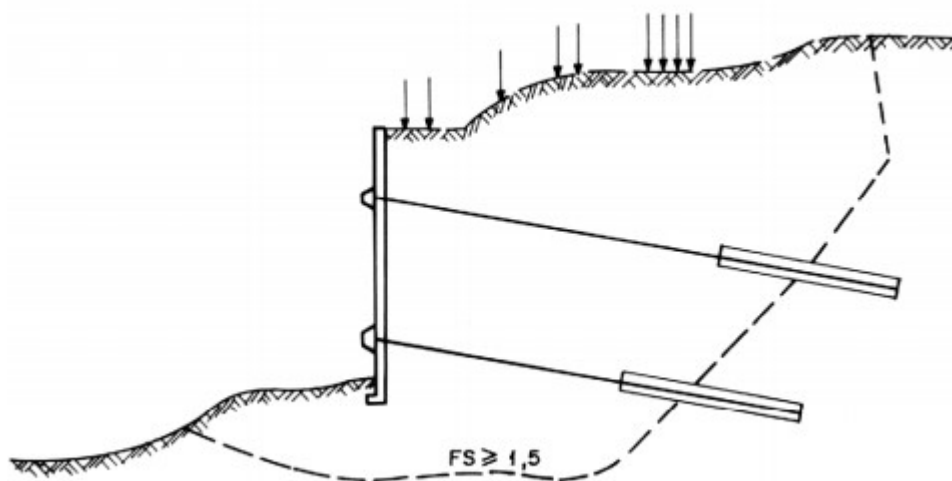
Na prática não se considera o valor da coesão, visto que essa geralmente se altera com o tempo. Só será considerada em obras com controle técnico permanente da drenagem. A ruptura global deve respeitar um Fator de Segurança mínimo de 1,5.

Segundo a norma NBR 11682/2009, o dimensionamento deve atender à verificação da estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação.

3.3.9. Cortina atirantada

Cortina atirantada é uma estrutura de contenção em concreto armado, com espessura geralmente em torno de 20 a 40cm, dependendo das cargas e do espaçamento das ancoragens. Estas últimas fixam a cortina no terreno através de pré-tensionamento dos tirantes, gerando esforços axiais. É uma técnica que tem como características pequenas deslocabilidades, onde se busca conter esforços horizontais de grande magnitude (Figura 16).

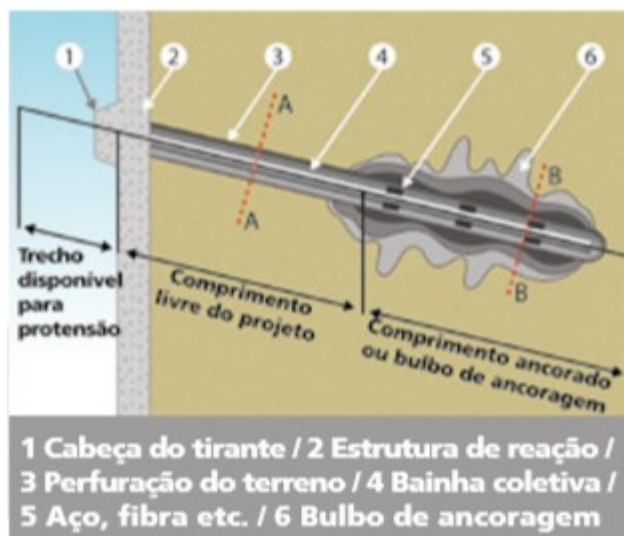
Figura 16 – Características de projeto do elemento resistente à tração.



Fonte: NBR 5629.

De acordo com o NBR 5629 – Execução de tirantes ancorados no terreno, tirantes são elementos que trabalham à tração, que são introduzidos no terreno em perfuração previamente executada. Em seguida é feita a injeção da calda de cimento ou outro aglutinante na parte inferior destes elementos, formando um bulbo de ancoragem, que é ligado à parede estrutural pelo trecho não injetado do elemento resistente à tração e pela cabeça do tirante (Figura 17).

Figura 17 – Componentes do tirante



Fonte: Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat, 2018.

Existem diferentes partes no tirante. A parte ancorada recebe as cargas de tração impostas aos tirantes e transmite ao terreno na forma de esforço cisalhante entre o bulbo de ancoragem e o maciço de solo, deve ser resistente ao arrancamento (por norma, existem 4 ensaios que devem ser realizados). O trecho intermediário é a parte livre do tirante e somente transmite as cargas entre o trecho ancorado e a cabeça, sempre à tração, usualmente é composto por um ou mais fios, por cordoalhas ou por barras de aço. A cabeça fica fora do maciço, em contato com o paramento de concreto e serve pra transmitir as cargas do tirante respectivo para a estrutura de concreto armado, ela é constituída por placas de apoio planas, cunhas de inclinação/grau, dispositivos de fixação dos elementos tracionados, como cones, porcas e bloco de ancoragem. No que diz respeito à placa de apoio, esta atua redistribuindo o esforço advindo da protensão e assim diminuindo o efeito de punção na estrutura. A cunha serve unicamente para posicionar e alinhar o tirante em relação à cabeça, para ocorrer uma transmissão de esforços da maneira certa. O bloco de ancoragem é uma estrutura para fixar o tirante na região da cabeça.

a) Protensão

O ensaio de protensão, por norma, pode ser realizado contra a própria estrutura de contenção ou diretamente no solo, sendo neste último as cargas descarregadas em peças de madeira, concreto ou aço. Estes devem respeitar valores de carga (trabalho, máxima e incorporação) constadas em projeto, assim como respeitar o tempo de cura do

concreto, variando de 7 dias (cimento Portland comum), 3 dia (cimento ARI e/ou outros materiais, seguindo indicação de fabricante).

b) Dimensionamento do tirante

De acordo com a NBR 5629, para cálculo do tirante a ser aplicado, deve-se seguir as normas NBR 7480, NBR 7482 e NBR 7483. Para dimensionamento dos tirantes, considera-se o comportamento dos solos de acordo com a ciência mecânica dos solos, levando em conta não só a natureza dos solos, mas também a deslocabilidade da estrutura de contenção, número de níveis de tirantes e sequência executiva.

A seção transversal do tirante, seja ele barra, fio ou cordoalha deve ser calculada a partir do esforço máximo solicitante, sendo a tensão admissível:

- no caso de tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \cdot 0,9 \quad (8)$$

- no caso de tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,5} \cdot 0,9 \quad (9)$$

Sendo, σ_{adm} = tensão admissível;

f_{yk} = resistência característica do aço à tração.

Seções individuais inferiores a 50mm², em elementos de aço, são proibidas por norma.

c) Dimensionamento do bulbo de ancoragem

Seguindo as orientações da NBR 5629, a determinação do comprimento e seção transversal da ancoragem deve ser feita experimentalmente por meio dos ensaios básicos e de qualificação, sendo que esta apresenta expressões para estimativas preliminares.

- Em solos arenosos, a resistência à tração pode ser estimada pela equação:

$$T = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot k_f \quad (10)$$

Sendo, σ'_z = tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

L_b = Comprimento do tirante;

K_f = coeficiente de ancoragem indicado na Tabela 7, retirada na NBR 5629.

Tabela 7 – Coeficiente de ancoragem

Solo	Compacidade		
	fôfa	compacta	muito compacta
Silte	0,1	0,4	1
Areia Fina	0,2	0,6	1,5
Areia Média	0,5	1,2	2
Areia grossa e pedregulho	1	2	3

Fonte: adaptado de NBR 5629.

- Em solos argilosos, a resistência à tração pode ser estimada pela equação:

$$T = \alpha \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (11)$$

Sendo, α = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento.

S_u = resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

1 Para $S_u \leq 40kPa$, $\alpha = 0,75$.

2 Para $S_u \leq 100kPa$, $\alpha = 0,35$.

3 Entre estes dois valores, interpolar linearmente.

- Em rocha, a ancoragem é estimada a partir de uma tensão de aderência rocha-argamassa que deve ser o menor de dois seguintes valores:

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

- Tirante não pode ser executado em solo orgânicos moles, aterros ou solos coesivos com $N \leq 4$ do ensaio SPT e aterros sanitários.

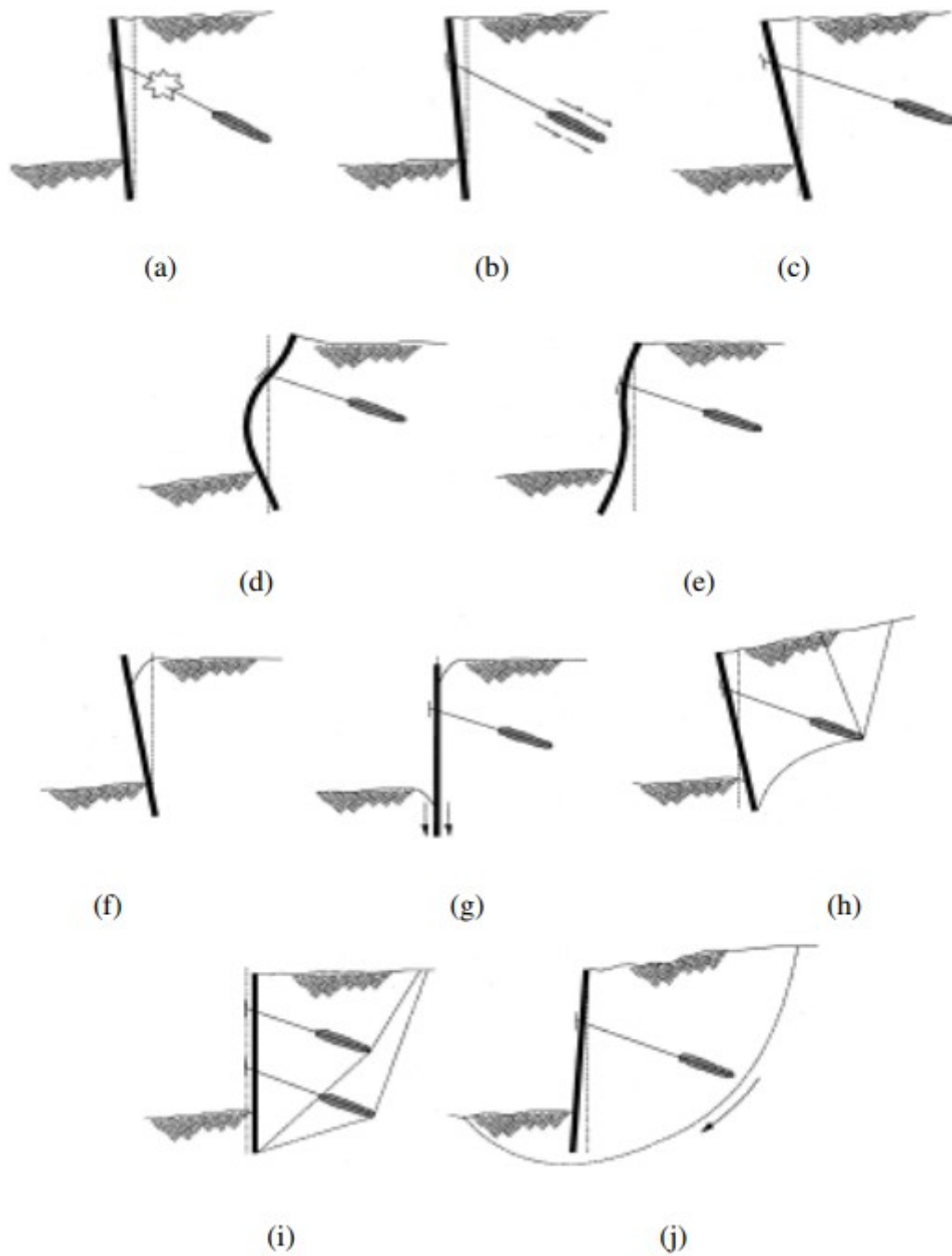
d) Modos de ruptura

No que diz respeito à ruptura, essa pode ocorrer nos diversos elementos envolvidos na estrutura. Literalmente pode estar relacionado à falha da estrutura em si, ou na interface bulbo/solo entre outras.

Segundo Mendes (2010), esta estrutura tem muitas particularidades, começando por sua execução que é de cima para baixo e espera-se do maciço a ocorrência de deslocamento para o interior da escavação e o recalque junto à superfície. Ao instalar o tirante na estrutura, decorre um deslocamento no sentido do maciço, impondo um ponto de ancoragem na estrutura e restringindo a evolução dos deslocamentos horizontais. No segundo nível de tirantes, a estrutura vem a sofrer rotação em torno da ancoragem e o maciço sofre novos deslocamentos horizontais, que, então estes serão restringidos pelo próximo nível de ancoragens. Portanto, devido aos deslocamentos rotacionais e translacionais que a estrutura sofre no decorrer da execução, as deformações e diagrama de tensões são variáveis.

A Figura 18 mostra diversos tipos de ruptura de uma cortina atirantada, envolvendo elementos e situações de ruptura envolvendo deformações excessivas, ruptura global e ruptura dos elementos individuais.

Figura 18 – Tipos de ruptura em cortina atirantada



Fonte: Strom e Ebeling, 2002 *apud* Mendes, 2010.

- a) Ruptura do tirante; b) Insuficiência de ancoragem do bulbo; c) Insuficiência da protensão no tirante; d) Baixa rigidez flexural da cortina; e) Ruptura por insuficiência do empuxo passivo; f) Ruptura por rotação-antes da colocação do primeiro nível de tirante; g) Baixa capacidade de carga da fundação; h) Ruptura por tombamento; i) Ruptura por cisalhamento; j) Ruptura global.

e) Vantagens e limitações do método

Assim como qualquer solução, a cortina atirantada apresenta tanto vantagens como desvantagens/limitações se comparada a outras. Segundo Teixeira (2011), algumas vantagens das cortinas são:

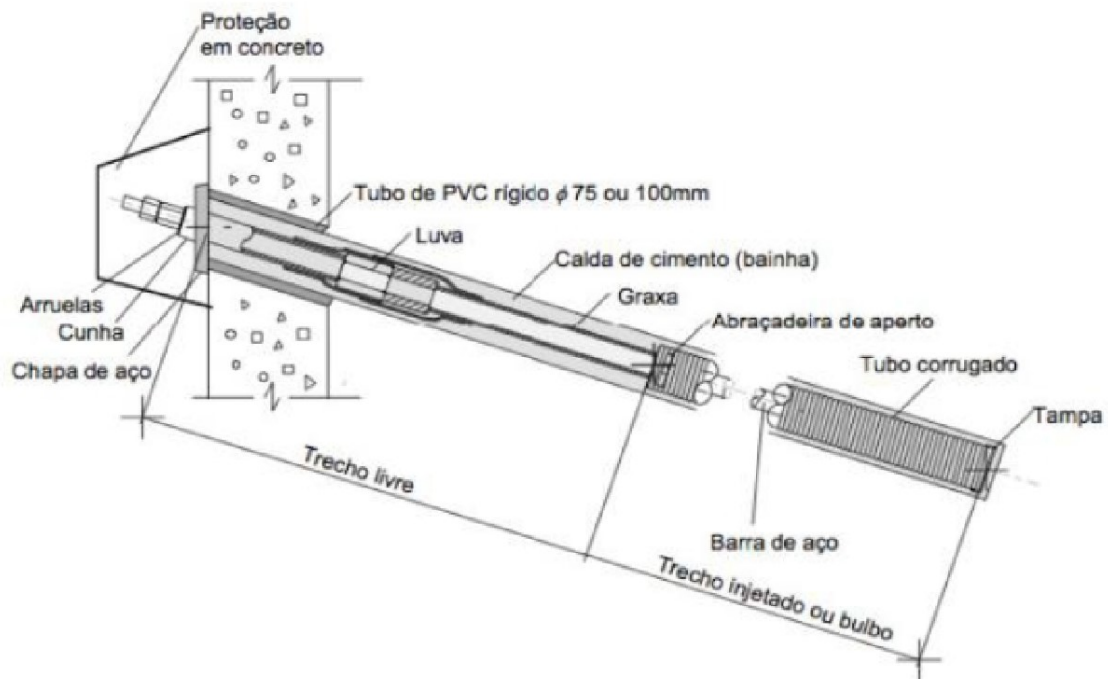
- Não oferece tensões elevadas na base;
- Os tirantes trabalham ativamente, devido à protensão, suportando esforços com um mínimo de deslocamentos da estrutura;
- Todos os tirantes são ensaiados individualmente, o que fornece uma segurança quanto à qualidade da execução;
- É capaz de suportar elevadas cargas de solicitação, contendo taludes com grandes alturas;
- Pode ser empregados em diversas situações, como na contenção de taludes de corte ou de aterro e contenção de blocos de rocha.

Ainda de acordo com Teixeira (2011), esta técnica também apresenta algumas limitações:

- Os tirantes, muitas vezes, necessitam de grandes comprimentos, o que, nas grandes cidades, pode gerar a necessidade de penetrar em terreno vizinho;
- As pressões exercidas pelo processo de injeção de ancoragem podem ocasionar deformações, como o levantamento do terreno, o que oferece risco a construções vizinhas;
- Devido à baixa densidade de tirantes empregados, a falha de um elemento pode ocasionar elevadas solicitações aos demais.

Os diversos componentes do sistema de ancoragem podem ser observados na Figura 19.

Figura 19 - Componentes do tirante



Fonte: NBR 5629

“Os tirantes são elementos ativos, pois são fortemente pré-tensionados com cargas elevadas, para prevenir deslocamentos da cortina e iniciam seu trabalho sem necessidade de deformação do maciço”

(GEORIO *apud* Projeto geotécnico Prosul, 2000).

3.3.10. Estacas raíz

O objetivo desse tipo de contenção é criar um grupo de estacas formando um retículo. Os grupos de estacas devem ser unidos por bloco de coroamento ou vigas de concreto que se estendem ao longo das curvas de níveis. Processo caro, envolvendo barras ou tubos de aço introduzidos em pré-furos e que posteriormente são preenchidos com nata de cimento ou argamassa de concreto (MASSAD, 2010).

3.3.11. Solo Grampeado

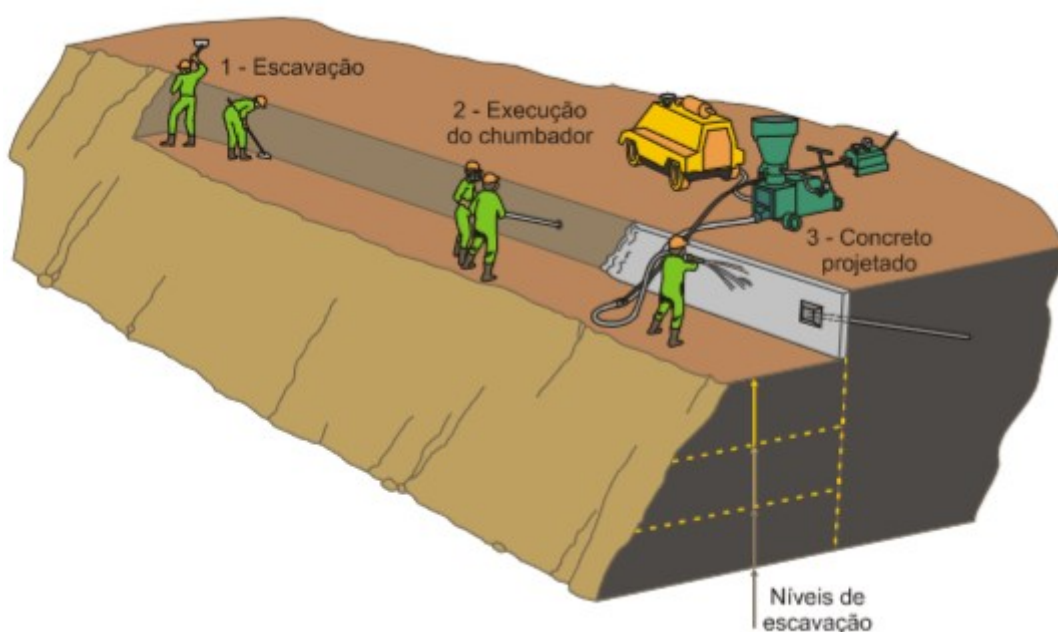
Consoante Zirlis et al. (1999), solo grampeado é o conjunto envolvendo execução de chumbadores, concreto projetado e drenagem visando estabilizar um talude, seja ele natural, criado pelo homem ou rompido. Por questões construtivas, a

técnica não é indicada em aterros.

Nos taludes naturais ou em encostas já escavadas, o grampeamento pode ser feito em linhas, de baixo para cima, seguido de jateamento de concreto com tela metálica.

De acordo com Zirlis et al. (1999) *apud* Teixeira (2011), a boa prática executiva para taludes com técnica de escavação mecânica ou manual aprecia a realização de sucessivas fases de linhas de corte (de cima para baixo) seguidas de instalação de grampo juntamente com estabilização de paramento (Figura 20).

Figura 20 – Aplicação de solo grampeado com equipamentos manuais.



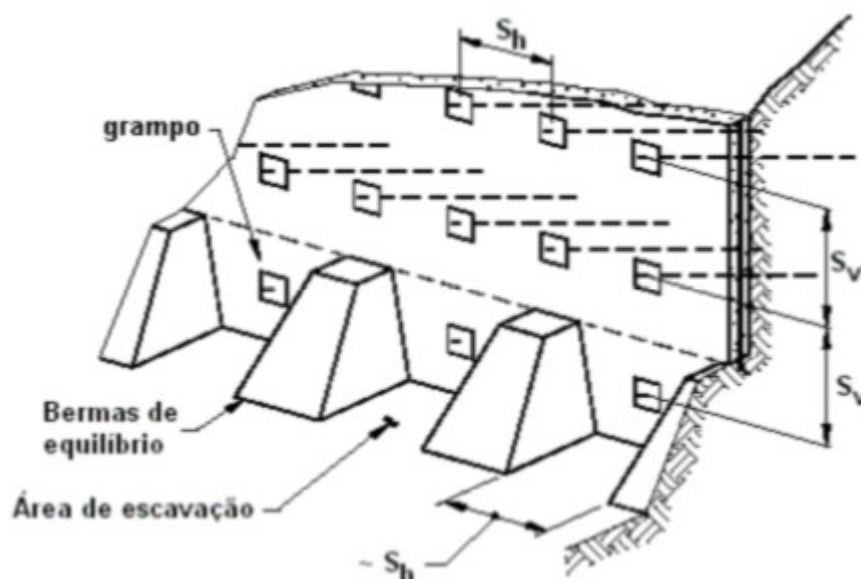
Fonte: ZIRLIS et al., 1999.

a) Método construtivo

O método consiste reforçar o elemento solo seja com cortes ou não, utilizando grampos galvanizados e de comprimento mediano. As etapas passam por escavação do talude em questão (caso não seja natural), perfuração e instalação do grampo, preparação e revestimento da face.

- Escavação deve ser realizada em plataformas de pouca profundidade, suficiente para a estabilização do talude criado e para o trabalho dos equipamentos e operários da construção. A técnica de escavação em bermas ou nichos, muito aplicada para cortinas atirantadas, é indicado e pode auxiliar na estabilização do novo corte (Figura 21) (ZIRLIS, 1988; ORTIGÃO, 1993 e LIMA, 2003 *apud* TEIXEIRA, 2011).

Figura 21 – Escavação em bermas de equilíbrio.

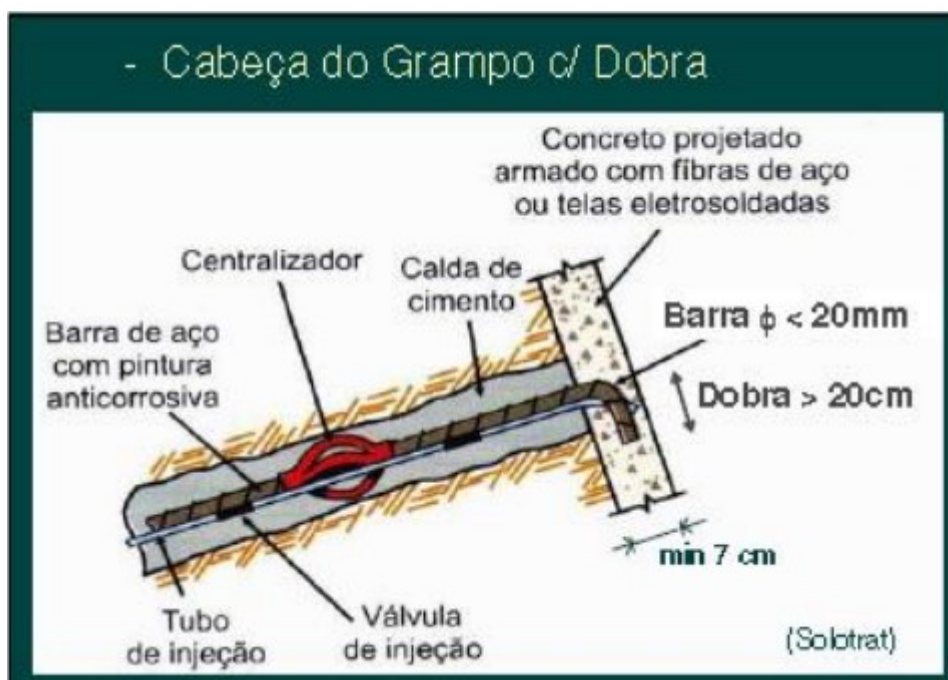


Fonte: Lima, 2007.

- Perfuração e instalação dos grampos: Segundo a NBR 11682 Estabilidade de encostas, grampos são elementos de reforço do terreno constituído de perfuração preenchida com calda de cimento ou argamassa, compósito ou outro aglutinante e elemento resistente à tração/cisalhamento. Estes tem o objetivo de transmitir as cargas ao longo de sua estrutura para com o maciço do solo. Diferentemente dos tirantes descritos na NBR 5629, estes não apresentam trecho livre e são passivos, se comparados aos tirantes de cortinas atirantadas.

Segundo o Relatório de Intervenções para mitigação dos setores de Risco de Desastre, de realização parceira entre Labtec; CEPED; UFSC; Defesa Civil; Ministério da Integração Nacional e Governo do Brasil, em geral, a perfuração é realizada inclinada no maciço (usualmente com 15°) e o preenchimento do furo com calda injetada no momento da instalação da barra de aço. Os furos são geralmente executados com diâmetros de 75 ou 100 mm, permitindo a instalação da barra de aço juntamente com passagem do tubo de injeção da calda. Com o objetivo de garantir a durabilidade da barra, a calda é essencial para dar um tratamento anticorrosivo ao elemento e por isso devem ser instalados previamente centralizadores nas barras para corretor posicionamento no maciço (Figura 22).

Figura 22 – Estrutura de fixação e centrilização



Fonte: Relatório de Intervenções para mitigação dos setores de Risco de Desastre, 2014.

• Preparação e revestimento da face: De acordo com o Relatório, é dado o nome de faceamento o processo de preparação da face. Esta não é determinante na estabilidade global do maciço, mas sim atua garantindo a estabilidade local do solo entre os grampos e garantindo o controle de processos erosivos. Diversas soluções podem ser implantadas, garantindo critérios de projeto, executivos e estéticos, tais como:

- Concreto projetado com tela de aço ou fibras de aço;
- Blocos pré-moldados;
- Painéis de concreto;
- Bio-mantas e vegetação.

Em casos que o talude se encontra com inclinação vertical (90°), a face deve ser executada com os grampos fixos por cabeças, placas de centralização e porcas a fim de garantir o contato solo-concreto projetado adequado. Em inclinações menores que 80° , os grampos devem ser instalados com dobra de 90° igual indicado na figura anterior (Figura 22).

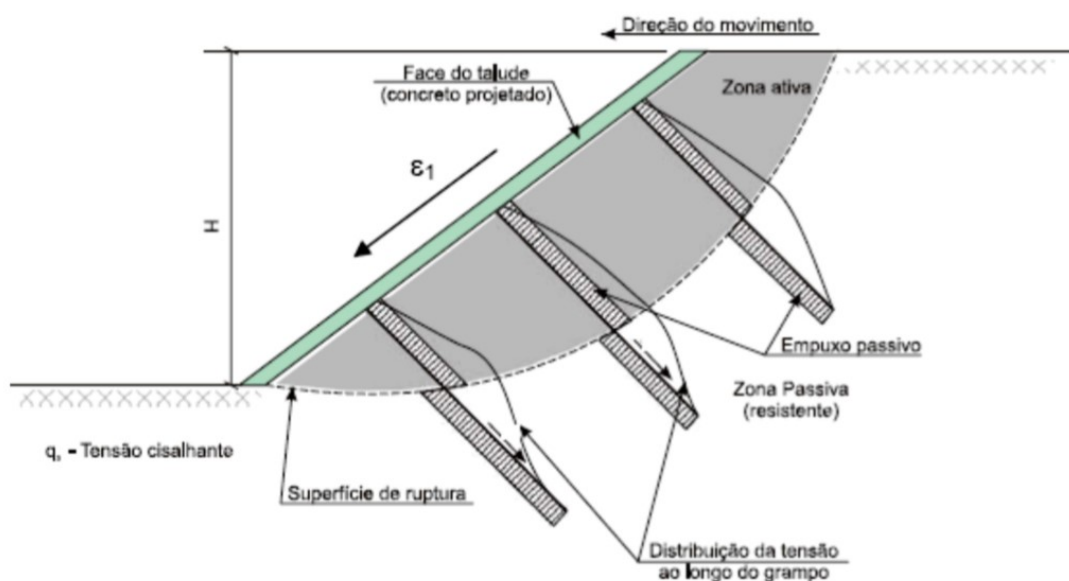
A tela metálica funciona como armação para o concreto projetado, atribuindo a

este uma resistência considerável à tração. A sequência executiva é basicamente uma camada de projeção de concreto, seguidas de uma primeira tela metálica, posteriormente coberta por uma segunda camada de tela (se necessário de acordo com o projeto) e por fim o concreto projetado final.

b) Modos de Ruptura

De acordo com Feijó (2007) *apud* Teixeira (2011), em situações gerais de aplicação, onde a direção dos grampos tende a corresponder às direções da deformação principal maior, a resposta exercida pela estrutura será de tensão axial. Por outro lado, em uma situação de aplicação sobre um talude que apresenta inclinação suave, como pode ser visto na Figura 23, onde a direção da superfície de ruptura é quase perpendicular à direção dos grampos, os esforços de cisalhamento e flexão poderão exercer significativa diferença ao realizar a análise de estabilidade.

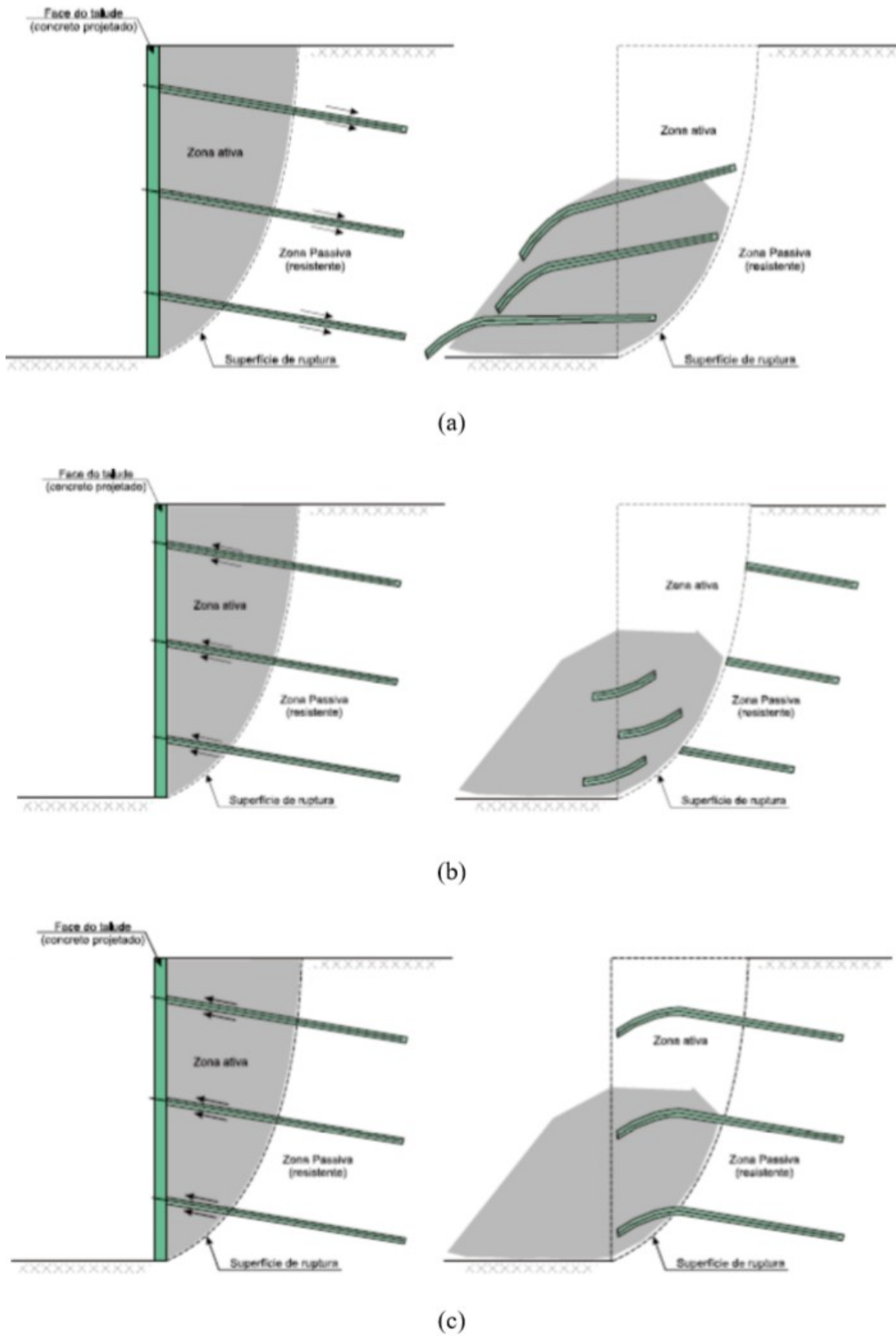
Figura 23 - Atuação do mecanismo, preponderando no grampo esforços cisalhantes e fletores.



Fonte: Feijó (2007) *apud* Teixeira (2011).

A Figura 24 apresenta os possíveis modos de ruptura envolvendo grampo e maciço.

Figura 24 - Modos de ruptura: a) arrancamento dos grampos, b) estrutural do grampo e c) estrutural da face.



Fonte: Feijó (2007) apud Teixeira (2011).

c) Vantagens e Limitações

Assim como qualquer solução, o método de solo grampeado apresenta tanto vantagens como desvantagens/limitações se comparada a outras. Segundo Teixeira (2011), algumas vantagens das cortinas são:

- Baixo custo – A técnica utiliza somente grampos para estabilização do maciço. A utilização também de concreto projetado e outras soluções ainda é mais barato se comparado com soluções convencionais.
- Equipamentos leves – O solo grampeado pode ser executado utilizando-se equipamentos leves e de fácil manuseio.
- Velocidade na execução – Tanto o grampeamento do solo, quanto a execução do paramento são etapas de rápida execução.
- Adaptação às condições locais – Devido à utilização de equipamentos de pequeno e médio porte e ao seu processo executivo, o solo grampeado é de fácil adaptação a diferentes tipos de condições geométricas de taludes, como inclinações e sinuosidades.
- Flexibilidade – Essa característica traz vantagens na aplicação em regiões de atividade sísmica ou em áreas com cargas dinâmicas.
- Possibilidade de estruturas mistas – A técnica permite concomitância entre o uso de solo grampeado e outra solução, tal qual será utilizada nesse trabalho em questão.

A técnica não só apresenta vantagens, mas observam-se alguns pontos “negativos”, de acordo com Teixeira (2011):

- Presença de nível d'água – A execução do método de solo grampeado exige um eficiente rebaixamento do lençól freático.
- Condições de drenagem – Em situações de drenagem insuficiente, a água no solo, em conjunto com o aumento da poropressão, leva a redução do atrito entre o solo e o grampo, fazendo com o haja perda de resistência ao cisalhamento, podendo o chumbador escorregar. Assim como, nessas situações podem ocorrer problemas de durabilidade dos grampos.

- Movimentação lateral e vertical – Movimento semelhante ao “creep” (explicado em capítulos anteriores) faz com que o solo tenha movimentação horizontal e vertical. Esses deslocamentos variam em geral de 0,30% a 0,50% H, onde H é a altura de escavação, podem gerar problemas a construções sensíveis a recalques, desta maneira o acompanhamento das deformações é de extrema necessidade.

Segundo a norma NBR 11682, o projeto deve demonstrar que os esforços atuantes nos elementos resistentes utilizados situam-se na faixa de trabalho dos elementos considerados. É obrigatória a apresentação das características físicas de resistência, deformabilidade e durabilidade dos materiais empregados, que devem ser coerentes com a dos produtos fabricados e existentes no mercado.

3.4. Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes

A análise de estabilidade, de acordo com Centro de Estudos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná, tem os objetivos:

- “1. Averiguar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;
2. Averiguar a possibilidade de escorregamentos de taludes naturais ou construídos pelo homem, analisando-se a influência de modificações propostas -> Análise de sensibilidade -> Estudo da influência relativa de parâmetros, como por exemplo, de resistência, variando-se as condições de fluxo;
3. Analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo-se subsídios para o entendimento de mecanismos de ruptura e da influência de fatores ambientais -> Retroanálise da estabilidade;
4. Executar projetos de estabilização de taludes rompidos, investigando-se as alternativas de medidas preventivas e corretivas que possam ser necessárias;
5. Estudar o efeito de carregamentos extremos naturais ou decorrentes da ação do homem, tais como, terremotos, maremotos, explosões, altos gradientes de temperaturas, execução de obras, etc;
6. Entender o desenvolvimento e forma de taludes naturais e os processos responsáveis por diferenças em características naturais regionais por meio do retrabalhamento da crosta terrestre.” (CESEC/UFPR, 2016).

A mecânica dos solos trabalha com duas principais vertentes no que se refere às análises de estabilidade. A análise determinística e a análise probabilística. A primeira é a análise quantitativa expressa sob a forma de um coeficiente ou fator de segurança, já a segunda é baseada em dados anteriores de estatística de dados, quantidade e espaçamento para se ter uma base aceitável. Duncan e Wright (2005) *apud* Filho e Andrade (2015), dizem que apesar de seu potencial, a análise estatística de taludes ainda não tem uso corrente na rotina geotécnica, pois envolve termos e conceitos não familiares para muitos engenheiros.

Neste trabalho será utilizada a análise determinística, portanto sua revisão bibliográfica se restringirá a este método, não abordando o que se refere às análises probabilísticas.

3.4.1. Métodos Determinísticos

As análises determinísticas compreendem os seguintes métodos: análise limite, análise em termos de tensão-deformação, e equilíbrio limite. São realizadas em função do coeficiente de segurança (FS), que por sua vez, segundo CESEC/UFPR (2016), tem diversas definições:

a) Fator que minor os parâmetros de resistência ao cisalhamento (em termos de tensões efetivas):

$$\tau = \left(\frac{c'}{F_1}\right) + \sigma' N \cdot \left(\frac{tg \phi'}{F_2}\right) \text{ Com } F = F_1 = F_2 \quad (12)$$

b) Fator que minor a resistência ao cisalhamento (em termos de tensões totais):

$$\tau = \left(\frac{c}{F_3}\right) + \sigma N \cdot \left(\frac{tg \phi}{F_4}\right) \text{ Com } F = F_3 = F_4 \quad (13)$$

c) Relação entre momentos resistente (MR) e atuante (MA) (para superfície de ruptura circular):

$$FS = Mr/Ma \quad (14)$$

d) Relação entre forças resistente (FR) e atuante (FA) (Fundações):

$$FS = \frac{Fr}{Fa} \quad (15)$$

e) Relação entre resistência ao cisalhamento do solo e tensões cisalhantes atuantes no maciço:

$$FS = \frac{\text{Resistência ao Cisalhamento}}{\text{Tensões Atuantes}} \quad (16)$$

O foco neste trabalho serão as condições apontada nas respectivas letras “c)” e “e)”.

Na tabela 8 são apresentados os valores de FS mínimo como padrão de avaliação dos parâmetros de segurança, para projetos de talude, conforme a NBR 11682 (ABNT, 2009).

Tabela 8 – Valores de FS mínimo.

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo ^(A)	Padrão: deslocamento máximo
alto	1,5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, à sensibilidade de construções vizinhas e à geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados.
médio	1,3	
baixo	1,15	

(A) Podem ser adotados fatores diferentes, desde que justificados.

Fonte: adaptado de NBR 11682, ABNT.

As análises determinísticas abrangem três diferentes métodos:

3.4.1.1. Análises Limites

Segundo CESEC/UFPR (2016) estas análises baseiam-se no uso das teorias de limite inferior e superior da Teoria da Plasticidade. Este tipo de análises envolvem os seguintes problemas:

- Limite Inferior: definição de campo de tensões admissíveis realísticos;
- Limite Superior: definição de modo de ruptura “a priori” (forma da superfície de ruptura) realístico (CESEC/UFPR).

Gerscovich (2016) coloca que os estudos de estabilidade baseados na análise tensão x deformação são realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados nos métodos dos elementos finitos (MEF), ou das diferenças finitas (MDF). A vantagem deste método é que os programas permitem a incorporação de várias características, como:

- Não linearidade da curva tensão x deformação;
- anisotropia;
- não homogeneidade;
- influência do estado inicial de tensões;
- etapas construtivas.

Segundo a autora, da análise é possível:

- Estabelecer áreas rompidas (plastificadas), em que a $\tau_{mob} = \tau_{resistência}$, mesmo sem se estabelecer uma superfície de ruptura (indicando ruptura progressiva);
- Estabelecer níveis de tensão de interesse para a realização de ensaios de laboratório;
- Conhecer a magnitude das deformações, que podem ser mais determinantes do que o próprio FS na concepção do projeto.

3.4.1.2. Tensão-Deformação

Ainda de acordo com CESEC/UFPR (2016), a solução envolve métodos numéricos, sendo o Método dos Elementos Finitos o mais comum. Esta solução necessita:

- Perfil geotécnico (geometria do problema, incluindo estratigrafia);
- Processo de formação do solo;
- Determinação e modelagem das características de tensão – deformação (como esta geralmente é uma tarefa bastante complicada, a representatividade do modelo para solos naturais pode ficar prejudicada).

3.4.1.3. Métodos de Equilíbrio Limite

Gerscovich (2016) explica que o método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura

circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O método assume que a ruptura se dá ao longo de uma superfície e que todos os elementos ao longe dessa superfície atingem simultaneamente a mesma condição de $FS = 1$.

Duas premissas são assumidas:

- Arbitra-se uma determinada superfície potencial de ruptura (circular, planar etc). O solo acima da superfície é considerado corpo livre e é subdividido em fatias;
- O equilíbrio é calculado pelas equações de estática. Analisa-se o equilíbrio de forças, momentos estabilizantes e instabilizantes e a tensão cisalhante mobilizada.

O problema deste método, é que as equações disponíveis são estaticamente indeterminadas. As equações de equilíbrio de resistência ao cisalhamento são aplicadas a todas as fatias, num total de $4n$ equações, sendo n o número de fatias. As incógnitas envolvem não só o FS , como também os esforços atuantes na base e no contato entre as fatias, além do ponto de alicação dessas resultantes. Sendo assim, o número de incógnitas ($6n-2$) é superior ao de equações ($4n$). Para resolver o problema, diversas hipóteses simplificadoras foram criadas por autores almejando diminuir o número de incógnitas. Ainda de acordo com Gerscovich, uma hipótese comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas a ($5n-2$).

A análise através de métodos determinísticos tem grande aceitação, segundo Thomaz (1984) *apud* Horst (2007), por três motivos: à simplicidade do método, ao nível satisfatório de acurácia dos seus resultados (no que diz respeito à segurança do maciço) e, o mais importante, à relativa facilidade e baixo custo para se estimar ou obter os parâmetros de resistência do solo com a precisão necessária para o bom funcionamento do método.

Os métodos de equilíbrio limite, que serão utilizados neste trabalho, partem de alguns pressupostos (MASSAD, 2010):

- Solo se comportando como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- Equações de equilíbrio estático válidas somente até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;

- O coeficiente de segurança (F) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

Os métodos de equilíbrio limite englobam os conhecidos métodos tradicionais (CESEC/UFPR 2016):

- a) Métodos Simplificados: Fellenius, Bishop, Janbu.
- b) Métodos ríginosos: Spencer, Morgenstern e Price, GEL (Fredlund), Sarma.

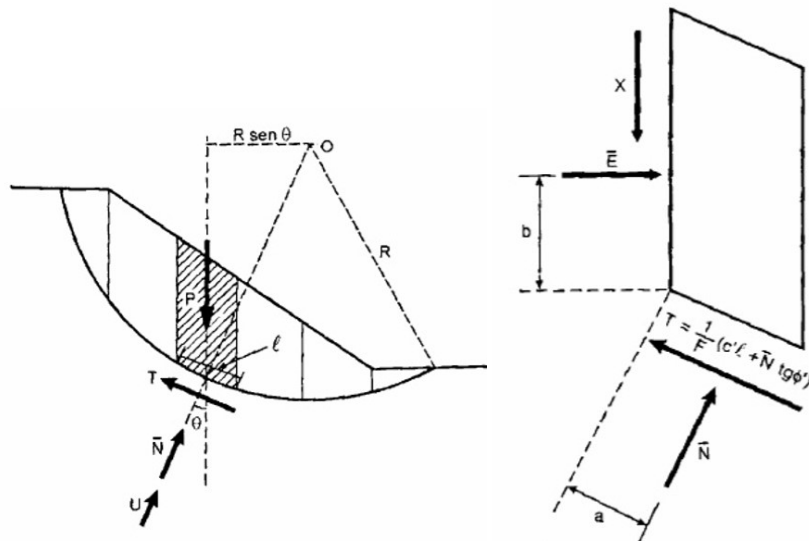
3.4.1.3.1. Método Sueco ou de Fatias/Lamelas

Os métodos, como dito anteriormente, se distinguem entre si pelas hipóteses simplificadoras que cada um adota, geralmente associadas à consideração da distribuição interna de esforços interlamelas. Massad (2010) aponta três métodos principais dentro do método Sueco, sendo Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstern-Price. Neste trabalho será dado enfoque para os métodos de Fellenius e Bishop, portanto os demais serão somente brevemente apresentados.

Tanto para Bishop, quanto para Fellenius, admite-se que a linha de ruptura seja um arco de circunferência; além disso, a massa de solo é subdividida em lamelas ou fatias. “Este é um método muito utilizado, pois não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise. Sendo assim, este método permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita incluir a distribuição de poropressão e a análise pode ser realizada em condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo” (GERSCOVICH, 2016).

Consoante Massad (2010), a Figura 25 ilustra uma lamela genérica, com a indicação das forças e dos parâmetros desconhecidos. O Equilíbrio das forças ainda envolve o peso (P) da lamela; as forças resultantes das pressões neutras, tanto na base (U) quanto nas faces da lamela (não mostradas no desenho); e as forças dos tipos E e X , atuantes na face direita da lamela.

Figura 25 - Método sueco ou das lamelas



Fonte: Massad 2010.

A força T mede a resistência mobilizada que, pela expressão (17). É uma fração da resistência total ao cisalhamento, isto é,

$$T = \tau \cdot l = 1/F \cdot s \cdot l \quad (17)$$

Em que l é o comprimento da base de uma lamela. Logo, tendo em vista a expressão (18):

$$T = 1/F \cdot (c' \cdot l + N \cdot \text{tg } \phi') \quad (18)$$

Pois $N = \sigma \cdot l$ é a força normal (“efetiva”), atuante na base da lamela.

Ainda de acordo com Massad (2010), um balanço das forças atuantes e resistentes (Tabela 9) permite estabelecer o número de incógnitas e de equações disponíveis, no caso de haver n lamelas.

Tabela 9 – Número de incógnitas para equações disponíveis

Incógnitas			Equações Disponíveis	
Tipo	Número	Subtotal	Tipo	Número
N	n	3n-1	equilíbrio de forças	2n
F	1			
E	n-1			
X	n-1			
a	n	2n-1	equilíbrio de momentos	n
b	n-1			
Nº total de incógnitas		5n-2	nº total de equações	3n

Fonte: adaptado de Massad, 2010.

Como se pode observar, o problema é estaticamente indeterminado, pois o número de incógnitas é maior do que as equações disponíveis para solucioná-los. As hipóteses simplificadoras surgem com os métodos Fellenius, Bishop e outros. A diferença fundamental entre os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado está na direção da resultante das forças laterais E e X, que atuam nas faces verticais das lamelas. Em Fellenius, a resultante é paralela à base das lamelas e em Bishop, é horizontal.

De acordo com Massad (2010), a primeira equação que se escreve é a do equilíbrio dos momentos atuantes e resistentes. O momento das forças atuantes é dado por:

$$\sum(P \cdot R \cdot \text{sen } \theta) \quad (19)$$

E o momento das forças resistentes:

$$\sum(T \cdot R) \quad (20)$$

Ambas tomadas em relação ao centro do círculo de ruptura.

Iguala-se os momentos atuantes e resistentes:

$$\sum(P \cdot R \cdot \text{sen } \theta) = \sum(T \cdot R) \quad (21)$$

Levando em conta a expressão anterior (11), e sendo R constante, resultando em:

$$FS = (\sum(c' \cdot l + N \cdot \text{tg } \phi') / (\sum(P \cdot \text{sen } \theta))) \quad (22)$$

Assim, esta expressão permite o cálculo do coeficiente de segurança, associado ao arco de circunferência em análise, linha potencial de ruptura, e é válida para os dois métodos, Fellenius e Bishop Simplificado.

3.4.1.3.2. Método de Fellenius

Consoante Massad (2010), para aplicar a expressão (22), é necessário conhecer as forças normais à base (N). Para obtê-las, basta fazer o equilíbrio em direção normal à base da lamela.

Resulta em:

$$N + U = P \cdot \cos \theta \quad (23)$$

Ou

$$N = P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta \quad (24)$$

Ao colocar a expressão (24) em (22), obtém-se o cálculo do coeficiente de segurança:

$$FS = (\sum(c' \cdot l + (P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \cdot \operatorname{tg} \phi')) / (\sum(P \cdot R \cdot \operatorname{sen} \theta)) \quad (25)$$

Por ser um métodos simples, Fellenius é muito difundido, porém é mais conservativo que outros métodos rigorosos. Pode apresentar graves erros no que diz respeito às pressões neutras. Em comparação com o método de Morgenstern-Price, Whitman e Bayley (1967) *apud* Massad (2010), aponta que em caso hipotético de talude submerso, o método de Fellenius conduz a um F expressivamente menor do que Morgenstern-Price.

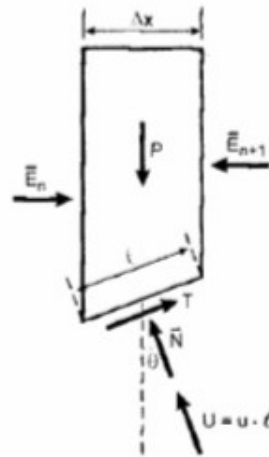
Gerscovich (2016) aponta que em círculos muito profundos, e quando os valores de poropressão são elevados, o método tende a fornecer valores pouco confiáveis. Além disso, cita que em regiões onde existem fatias estabilizantes (contrárias ao movimento), a parcela relativa à tensão efetiva torna-se negativa, e recomenda-se que esse termo seja anulado, ou seja:

$$N = P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta = 0 \quad (25.1)$$

3.4.1.3.3. Métodos de Bishop Simplificado

Neste método, segundo Massad (2010), o equilíbrio das forças é feito na direção vertical, de acordo com a figura 26.

Figura 26 – Equilíbrio de forças



Fonte: Massad, 2010.

Tem-se:

$$(N + U) \cdot \cos \theta + T \cdot \sin \theta = P \quad (26)$$

Ou

$$N = \frac{(P - u \cdot \Delta x) - \left(\frac{c' \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \theta}{F} \right)}{\cos \theta + \left(\frac{\operatorname{tg} \phi' \cdot \sin \theta}{FS} \right)} \quad (27)$$

Substituindo em (22), permite-se o cálculo de FS, por processos iterativos, visto que N está em função de FS.

Logo:

$$FS = \sum \left(c' \cdot l + \frac{(P - u \cdot \Delta x) - \left(\frac{c' \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \theta}{FS} \right)}{\cos \theta + \left(\frac{\operatorname{tg} \phi' \cdot \sin \theta}{FS} \right)} \cdot \operatorname{tg} \phi' \right) / \sum (P \cdot \sin \theta) \quad (28)$$

Gerscovich (2016) aponta que o método de Bishop:

- A solução é obtida de forma iterativa, pois o Fator de Segurança está em ambos os lados da equação. Dessa maneira, arbitra-se um valor para FS1, obtém-se o resultado FS2 e confere se é o desejado, caso não seja, toma-se o resultado de FS2 e aplica a equação novamente, até convergir ao esperado. Para uma melhor aproximação, utiliza-se o FS1 obtido por Fellenius.

- Os fatores de segurança calculados por Bishop e Fellenius tendem a apresentar a seguinte relação:

Tensões efetivas \Rightarrow $FS_{\text{bishop}} \equiv 1,25 FS_{\text{fellenius}}$

Tensões totais \Rightarrow $FS_{\text{bishop}} \equiv 1,1 FS_{\text{fellenius}}$

3.4.1.3.4. Morgenstern & Price

A autora Gerscovich (2016), aponta este método como o mais geral de equilíbrio limite para uma superfície qualquer. Segundo ela, para tornar o problema estaticamente determinado, Morgenstern e Price assumem que a inclinação da resultante (θ) varia, segundo uma função ao longo da superfície de ruptura.

3.4.1.3.5. Método de Janbu

Em seu livro Estabilidade de Taludes, Gerscovich (2016) apresenta este método como um método rigoroso e generalizado que atende a todas as equações de equilíbrio. Trabalha com a massa de solo sendo subdividida em porções infinitesimais e aplicam-se os cálculos de equilíbrio de força e de momento em cada fatia.

Assim como Bishop, neste método, o Fator de Segurança também é calculado de maneira iterativa.

Algumas hipóteses são adotadas pela autora:

- A resultante dos esforços normais dN passa pelo ponto médio da base, onde atuam os demais esforços;
- A posição na linha de empuxo é definida previamente e estabeleça, portanto, a posição da resultante das forças interlamelares.

3.4.1.3.6. Método de Spencer

De acordo com Gerscovich (2016), este método é mais rigoroso, visto que propõe a atender todas as equações de equilíbrio, além de não desconsiderar as forças interlamelares.

Gerscovich aponta que:

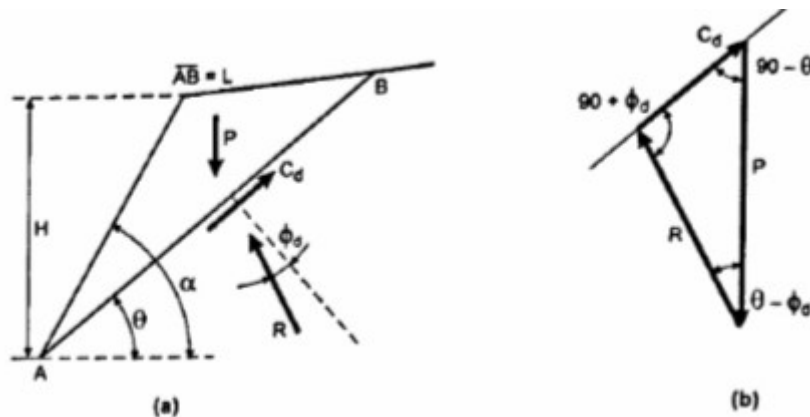
- O método admite a existência de trinca de tração;
- As forças interlamelares podem ser representadas por suas resultantes, cuja soma é dada por uma força “Q” de inclinação θ ;

- A resultante Q é definida em termos totais, isto é, incorpora a parcela efetiva e a pressão da água atuante na face da fatia;
- Para que haja equilíbrio, a resultante das forças interlamelares (Q) passa pelo ponto de intersecção das demais forças atuantes na fatia (W , N e S).

3.4.1.3.7. Método de Culmann

O método de Culmann se diferencia dos anteriores devido ao fato de que se considera que a ruptura acontece ao longo de um plano que passa pelo pé do talude. De acordo com Massad (2010), visto a Figura 27, a única força que tende a instabilizar o talude é o peso da massa de solo.

Figura 27 – Método de Culmann: Forças atuantes na cunha de solo e polígono de forças



Fonte: MASSAD (2010).

Segundo Massad, em termos de tensões totais, tem-se:

$$T = \frac{1}{F} \cdot (c \cdot L + N \cdot tg \phi) \quad (29)$$

Definindo-se Cd e cd como sendo, respectivamente, a força de coesão e coesão desenvolvidas (mobilizadas), isto é:

$$Cd = \frac{cd}{F} \cdot L = cd \cdot L \quad (30)$$

e ϕd como o ângulo de atrito desenvolvido (mobilizado), tal que:

$$tg \phi d = \frac{tg \phi}{F} \quad (31)$$

Pode-se reescrever a expressão (29):

$$T = Cd + N \cdot td \phi d \quad (32)$$

Aplica-se a Lei dos Senos ao polígono de forças e tem-se:

$$\left(\frac{P}{\text{sen}(90-\phi d)}\right) = \left(\frac{Cd}{\text{sen}(\theta-\phi d)}\right) \quad (33)$$

Sendo que o peso da cunha de solo vale:

$$P = \gamma aL + H \cdot \left(\frac{\text{sen}(\alpha-\theta)}{\text{sen} \alpha}\right) \quad (34)$$

Substituindo-se (30) e (34) em (33) vem, após algumas transformações:

$$\left(\frac{cd}{\gamma H}\right) = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{\text{sen}(\alpha-\theta) \cdot \text{sen}(\theta-\phi d)}{\text{sen} \alpha \cdot \cos \phi d}\right) \quad (35)$$

Maximizando o segundo termo da equação, visto que $c_d = c/F$, pode-se chegar ao ângulo crítico associado ao plano de F_{\min}

$$\theta_c = \frac{\alpha + \phi d}{2} \quad (36)$$

Substituindo θ por θ_c em (29), resulta:

$$\left(\frac{cd}{\gamma H}\right) = \left(\frac{1-\cos(\theta-\phi d)}{4 \text{sen} \alpha \cdot \cos \phi d}\right) \quad (37)$$

Que é a solução analítica de Culmann, de acordo com Massad (2010).

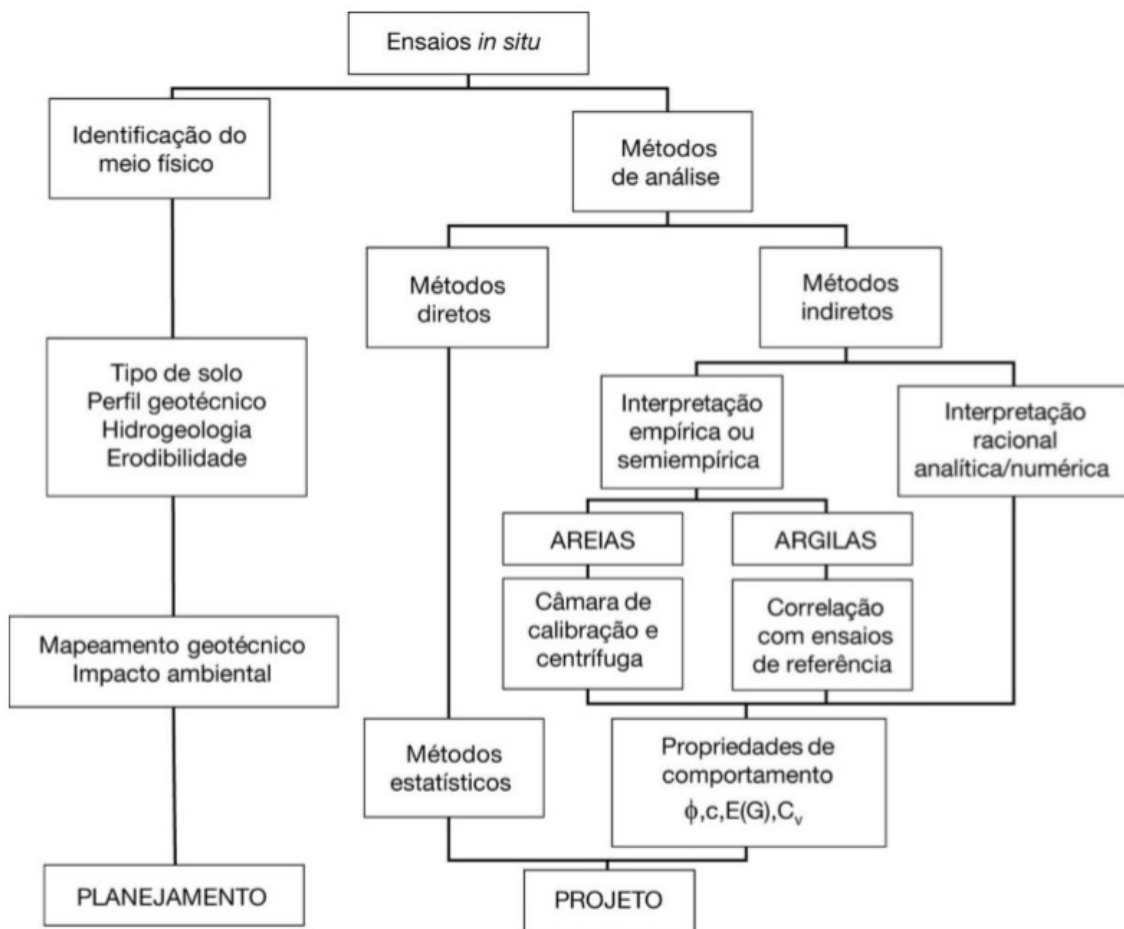
3.5. Caracterização de taludes para obras de contenção

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o ambiente físico, descrito através das condições do subsolo, constitui-se um pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos. No Brasil, o custo envolvido na execução de sondagens normalmente varia entre 0,2% a 0,5% do custo total de obras convencionais, podendo ser mais elevado em obras especiais ou condições adversas do subsolo. As informações obtidas destes ensaios são essenciais para prever as técnicas futuras empregadas nas fundações e evitar correr grandes riscos.

“(…)o conhecimento geotécnico e o controle de execução são mais importantes para satisfazer aos requisitos fundamentais de um projeto do que a precisão dos modelos de cálculo e os coeficientes de segurança adotados.” Schnaid e Odebrecht (2012).

De acordo com os autores, o conhecimento geotécnico e o controle de execução são mais importantes para satisfazer aos requisitos fundamentais de um projeto do que a precisão dos modelos de cálculo e os coeficientes de segurança adotados. Portanto, o planejamento de uma campanha de investigação, concebido por um engenheiro geotécnico deve ser criteriosamente estudado para ponderar os custos e complexidades a serem adotadas. Tomadas as decisões e realizados os ensaios, a interpretação dá-se da seguinte maneira (Figura 28):

Figura 28 – Decisões ao realizar ensaios



Fonte: Schnaid et Odebrecht (2012).

Peck (1969) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012), apresenta uma orientação preliminar para categorizar os programas de investigação geotécnica em três métodos:

- a) Método I : executar uma investigação geotécnica limitada e adotar uma abordagem conservativa no projeto, com altos fatores de segurança.
- b) Método II: executar uma investigação geotécnica limitada e projetar com recomendações baseadas em prática regional.
- c) Método III : executar uma investigação geotécnica detalhada.

Existem diversos métodos de extração de dados da estratigrafia do subsolo. Na Tabela 10 estão apresentados métodos e sua aplicabilidade. Alguns serão detalhados posteriormente.

Tabela 10 – Métodos de extração de dados da estratigrafia do subsolo

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Perfil	Parâmetros										
				u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	σ - ϵ
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

Fonte: Lunne, Robertson e Powell (1997) *apud* Schnaid et Odebrecht (2012).

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o projeto geotécnico passa por três etapas principais.

Projeto Conceitual: Aqui aparecem as alternativas e necessidades para produzir soluções técnicas e economicamente viáveis. A escolha da solução é apoiada em:

*Levantamento de escritório para reconhecimento hidrogeológico e geotécnico da área;

*Sondagens geotécnicas esparsas para a caracterização do subsolo. Essa etapa é preliminar e será refinada nas seguintes.

Projeto Básico: Elaborado com base nos estudos técnicos preliminares, o projeto básico constitui elementos necessários o suficiente, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, destinados a assegurar a viabilidade técnica do empreendimento e seu adequado tratamento ambiental, assim como também estimar o custo, método e prazo da obra.

Projeto Executivo: De acordo com a NBR12722/1992 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT), esta etapa consiste na orientação para análise, cálculo e indicação de métodos de execução dos serviços relacionados à Mecânica dos Solos e obras de terra, incluindo desmonte e escavação, rebaixamento do nível freático, aterros, estabilidade de taludes naturais, estruturas de contenções e ancoragens, drenagem superficial e profunda, e injeções no terreno. Aqui, os processos devem obedecer as normas específicas de sondagens, como a NBR 8036/1983.

Considerando o método de execução adotado, depois de obter as informações necessárias, após compatibilizar os métodos de dimensionamento com as incertezas decorrentes, as hipóteses simplificadoras adotadas em cálculo, estimativas de cargas acidentais e permanentes adotadas em projeto e a previsão de propriedades mecânicas de comportamento do solo, têm-se o fator de segurança do projeto. Este, segundo Wright (1969) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012), deve variar próximo de valores que podem ser observados na tabela 11, dependendo do tipo de estrutura.

Tabela 11 - Fator de Segurança do projeto de investigação

Tipo de estrutura	Investigação precária	Investigação normal	Investigação precisa
Monumental	3,5	2,3	1,7
Permanente	2,8	1,9	1,5
Temporária	2,3	1,7	1,4

Fonte: Wright (1969) *apud* Schnaid et Odebrecht (2012).

No que diz respeito a fatores de segurança, Vésic *apud* Schnaid et Odebrecht (2012), trazem uma Tabela 12 de fatores de segurança de acordo com o tipo de exploração do subsolo.

Tabela 12 – Fator de Segurança segundo carga máxima

Categoria	Características de categoria	Estruturas típicas	Exploração do subsolo completa	Exploração do subsolo limitada
A	Carga máxima de projeto ocorre frequentemente; consequências desastrosas - colapso	Pontes ferroviárias; silos; armazéns; estruturas hidráulicas e de arrimo	3	4
B	Carga máxima ocorre ocasionalmente; consequências sérias	Pontes rodoviárias; edifícios públicos e industriais	2,5	3,5
C	Carga máxima de projeto ocorre raramente	Edifícios de escritório e residenciais	2	3

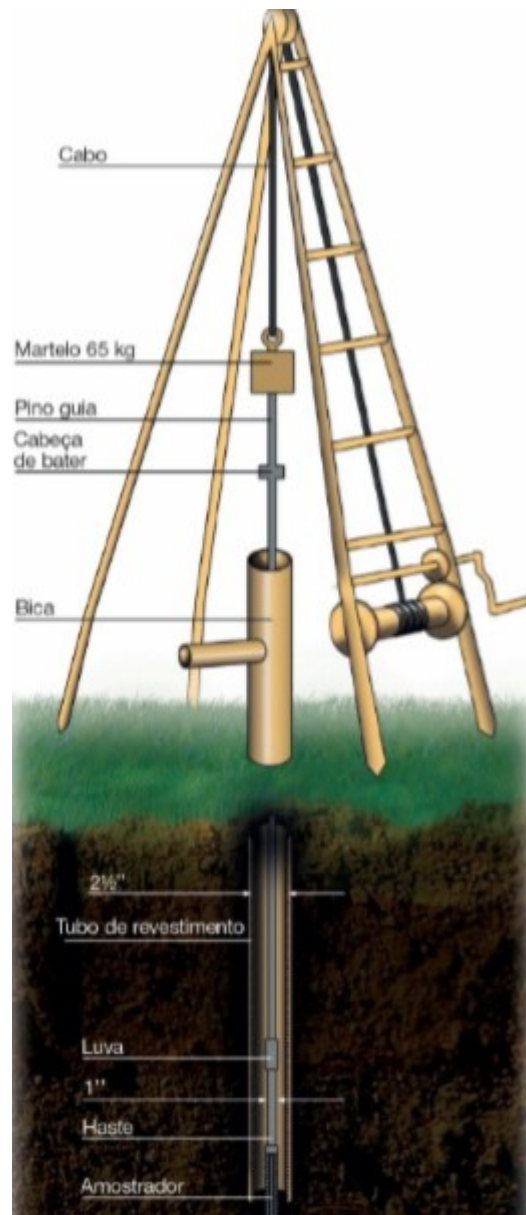
Fonte: Vésic *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

3.5.1. Sondagem a percussão – SPT

O Standard Penetration Test (SPT) é o método mais popularmente conhecido e utilizado por ser um dos mais econômicos e úteis. Constitui-se de uma medida de resistência dinâmica somado com uma sondagem de simples reconhecimento.

Sua perfuração é obtida por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750 mm (Figura 29). O valor NSPT é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Figura 29 – Ensaio SPT



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

O equipamento constitui-se de (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

- a) Amostrador: coleta amostra do solo para classificação da granulometria, cor, presença de matéria orgânica. Seguem a NBR 6484/2001.
- b) Hastes: São tubos com função mecânica que permitem o prolongamento do teste. Se ligam umas as outras por meio de luvas. Seguem a NBR 6484/2001.
- c) Martelo: É o elemento que aplica o golpe sobre a composição. É especificado segundo a norma NBR 6484/2001.

d) Torre ou tripé de sondagem: Serve de apoio para garantir a estabilidade da composição do ensaio.

e) Cabeça de bater: Responsável por transferir a energia do martelo para o restante da composição. De acordo com a NBR 6484/2001, ela é constituída por tarugo de aço de 83 ± 5 mm de diâmetro, 90 ± 5 mm de altura e massa nominal de 3,5 kg a 4,5 kg.

f) Conjunto de perfuração: Os equipamentos normalmente usados para a abertura do furo de sondagem são os trados manuais, com destaque para aqueles de tipo helicoidal e tipo concha, além do trépano ou faca de lavagem.

Os resultados são apresentados em planilha padrão, na qual são descritas as características do solo, o número de golpes necessários para a penetração do amostrador a cada profundidade, a profundidade do nível freático, a posição e a cota do furo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Por ser um método limitado, principalmente pela variação na execução e material utilizado, este teve de sofrer correções em suas medidas obtidas levando-se em conta o efeito da energia de cravação e do nível de tensões. Segundo Schnaid et Odebrecht (2012), devido a perda de energia envolvendo cabo, roldana, sistema de elevação e liberação do martelo, a energia média aplicada no Brasil é em torno de 70 a 80% da energia teórica (Belicantra, 1998; Décourt, 1989; Cavalcante;Danziger;Danziger,2004 *apud* SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Enquanto isso, nos Estados Unidos e na Europa, a energia aplicada fica em torno de 60% da teórica. A prática internacional sugere normalizar o número de golpes de acordo com a prática internacional N_{60} .

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{Energia Aplicada}}{0,60} \quad (38)$$

Energia aplicada em porcentagem.

Segundo norma NBR 8036/1983, deve ser respeitado um número de sondagem de acordo com a área do terreno para inspeções de simples reconhecimento de solos para fundações de edifícios. De acordo com esta, as sondagens devem ser no mínimo uma (1) para cada 200m² da projeção em planta do edifício, até 1200m² de área. Entre

1200m² e 2400m², deve-se fazer uma sondagem para cada 400m². Acima de 2400m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com a construção em particular.

- Até 200m² de área, deve-se realizar 2 sondagens;
- 3 sondagens devem ser realizadas para áreas entre 200m² e 400m².

Vale destacar que neste trabalho o objetivo é a construção de contenções, diferente de edifícios, mas os valores foram obtidos, pela empresa projetista, através dos ensaios SPT realizados mesmo assim. Assim sendo, foram adotados parâmetros geotécnicos conservadores frente aos observados em vistoria a campo. Não se dispunha de ensaio de cisalhamento direto.

A norma 11682/2009 pondera que os estudos devem ser capaz de representar com maior fidelidade possível, as características topográficas e geológico-geotécnicas do talude.

3.6. Caracterização da Área de Estudo sob a luz a Norma NBR 11682/2009

As considerações feitas devem seguir parâmetros estabelecidos nas normas NBR 11682/2009 Estabilidade de Taludes e NBR 8044 Projeto Geotécnico.

A NBR 11682 indica que deve ser realizado:

- a) O plano de investigações devidamente detalhado, deve ser elaborado pelo engenheiro civil geotécnico responsável;
- b) Podem ser utilizados quaisquer tipos de investigações que forneçam elementos confiáveis para a montagem do modelo de análise;
- c) As investigações devem ser direcionadas para obtenção do perfil geotécnico que orientará o modelo de cálculo de estabilidade;

A NBR 8044 compreende que as atividades de investigação incluem um ou mais dos serviços seguintes:

- a) levantamento de dados gerais existentes sobre:
 - cartografia;
 - geologia, pedologia e geomorfologia;
 - hidrologia e hidrografia;

- geotecnia;
- b) reconhecimento topográfico;
- c) reconhecimento geotécnico;
- d) prospecção geofísica;
- e) sondagens mecânicas;
- f) ensaios “in situ”;
- g) ensaios de laboratórios.

Neste trabalho, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (coesão e ângulo de atrito), utilizados nos dimensionamentos e análises de estabilidade das contenções, foram obtidos por meio de coletas de dados, de ensaios de cisalhamento direto, realizados no município de Florianópolis, em solos derivados do granito ilha (Memorial Prosul, 2014) (Tabela 13).

Tabela 13 - Resultados de coesão e ângulo de atrito na condição natural e inundada (Raimundo, 2002; Beviláqua, 2004, Santos 1997; Meirelles e Davison Dias, 2004; Davison Dias, 1987, Bastos, 1991 e 1999) apud Higashi(2006).

Localidade	Rocha de origem /Horizonte	Coesão (kPa)		ϕ (Graus)		Perda de coesão com a inundação (%)
		Nat	Inund	Nat	Inund	
Cacupé ¹	Granito / hor. C	28,9	5,2	35,9	35,9	82,01
Jardim Guarani ¹	Granito / hor. C	42,25	16,82	36,7	32,4	60,19
	Gran plano arg.	8,14	2,12	37,7	26,6	73,96
Araquãs ²	Granito / hor. C	25	3	33,2	32	88,00
Córrego Grande ²	Granito / hor. C	24	2	54,6	37,3	91,67
S. Lagoa ²	Granito / hor. C	20	14	37	34,4	30,00
Serrinha ²	Granito / hor. C	58	12	34,7	34,4	79,31
SC - 401 ²	Granito / hor. C	22	0	39,2	40,1	100
Praia Mole ²	Granito / hor. C	11	7	48	43,3	36,36
João Paulo ²	Granito / hor. C	18	4	38,6	37,3	77,78
Cacupé ²	Granito / hor. C	18	6	37,1	35,2	66,67
Ilha-PVg1 ³	Granito / hor. C	17,9	0	36	35	100
Ilha-PVg1 ³	Granito / hor. C	25,6	-	37	-	-
Itacorubi-PVg2 ³	Granito / hor.B/C	33,1	20,4	30	28	38,37
Canasvieiras-Cde ³	Granito / hor. B	-	9,1	-	34	-
Canasvieiras-Cde ³	Granito / hor. C	-	4	-	30	-
Amostra 1 ⁴	Granito / hor. C	21,6	15,9	41,5	30,9	26,39
Amostra 2 ⁴	Granito / hor. C	22,7	4,16	41,3	30,4	81,67
Amostra 3 ⁴	Granito / hor. C	46,9	6	30,9	35,4	87,21
POA Ponta Grossa ⁵	Granito / hor. C	28,4	-	-	-	-
CD ⁵	Granito / hor. C	28,4	20,7	38	36	27,11
CL ⁵	Granito / hor. C	43,5	36,5	41	35	16,09
CT ⁵	Granito / hor. C	61,9	34,4	35	29	44,43
Algarve ⁶	Granito / hor. C	-	0,87	-	46,5	-
Algarve ⁶	Granito / hor. B	-	2,03	-	36	-
PVg ⁷	Granito / hor. C	43,5	29	34	30	33,33

Ponto 01 ⁸	Granito / hor. C	15,3	11	36,2	31,4	28,10
Ponto 03 ⁸	Granito / hor. C	33,43	3,58	44,5	32,1	89,29
Ponto 04 ⁸	Granito / hor.B/C	104,13	13,4	46,1	35,1	87,13
Ponto 05 ⁸	Granito / hor. C	36,15	12,99	36,6	38,7	64,07
Ponto 06 ⁸	Granito / hor. C	55,18	0	32,6	41,3	100
Ponto 07 ⁸	Granito / hor. C	8,62	1,36	31,9	31,5	84,22
Ponto 08 ⁸	Granito / hor. C	37,31	11,84	24,3	23,2	68,27
Ponto 09 ⁸	Granito / hor. C	17,24	10,95	42,9	31,6	36,48
Ponto 11 ⁸	Granito / hor. C	39,9	7,3	38,9	33,7	81,70

Autores: ¹Raimundo et al. (2002) / ²Beviláqua (2004) / ³Santos (1997) / ⁴Meirelles e Davison Dias (2004)/

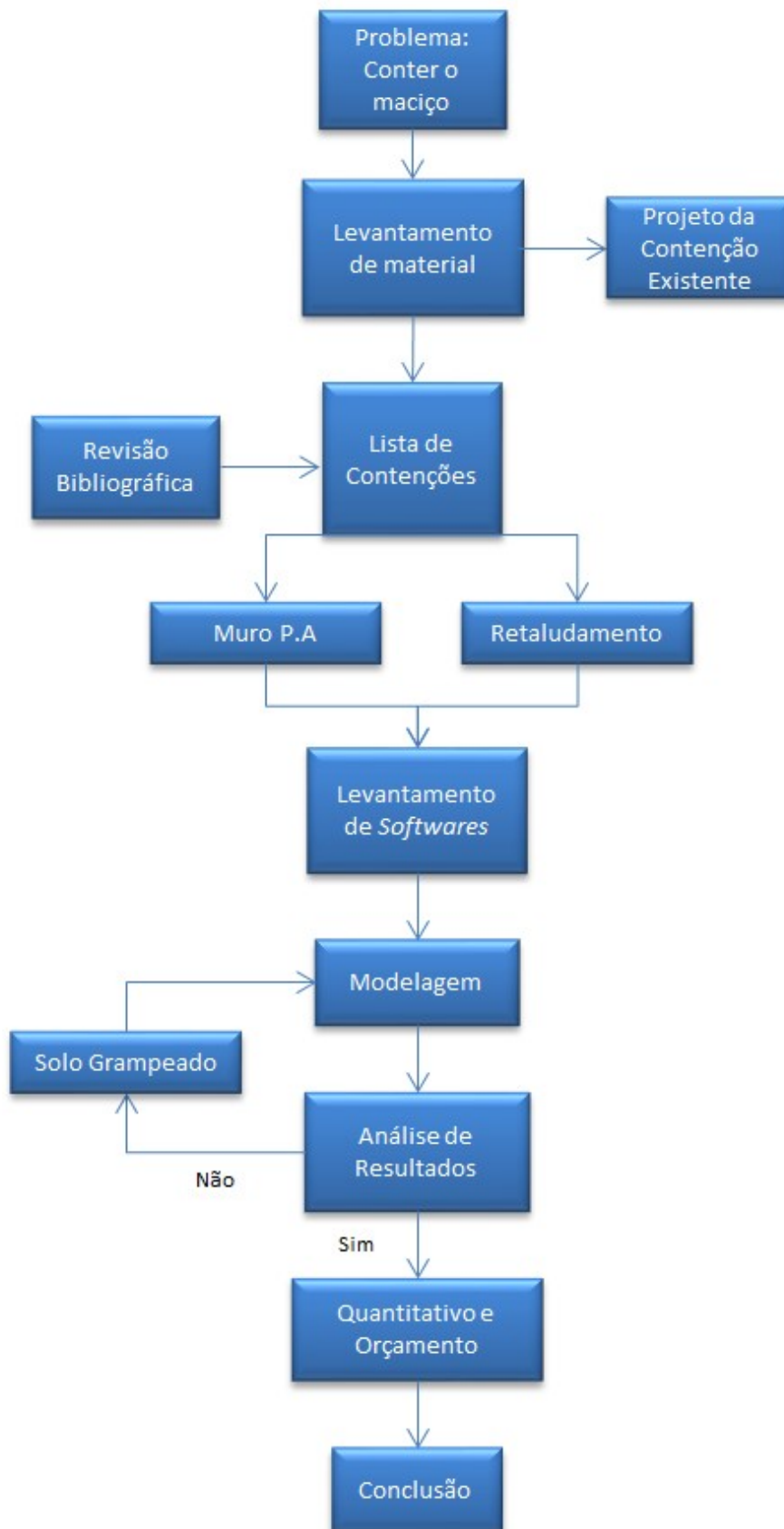
⁵Bastos (1991) in Beviláqua (2004)/ ⁶Bastos (1999)/ ⁷Davison Dias (1987)/ ⁸Higashi (2006).

4. MÉTODO

Neste trabalho foi desenvolvido o estudo, projeto e orçamento de duas soluções de contenção para um talude no bairro Vila Aparecida, em Florianópolis. Englobando todas as etapas de uma obra civil, salvo a execução e manutenção, a metodologia adotada seguiu a ordem lógica do processo, abordando desde o estudo geotécnico e geológico, analisando o terreno e seus parâmetros. Após, foi realizado estudo geométrico do talude e adaptação de novas soluções nos *softwares* para verificação da estabilidade. Em sequência, partindo da geometria final, as soluções foram quantificadas e orçadas, podendo então ser comparadas a fim de apontar a melhor para o local.

Com o fim de facilitar o entendimento de como a proposta se desenvolveu, pode-se observar o fluxograma a seguir (figura 30) e posteriormente a explicação sobre como se procedeu cada etapa deste.

Figura 30 – Fluxograma Método



Fonte: Autoria própria, 2019.

4.1. Problema: Conter o maciço

O estudo organizou-se com a proposta de buscar soluções alternativas para o problema de contenção de um maciço de solo, onde almejava-se projetar, verificar e orçar duas novas soluções, comparando-as, junto com a solução atual, nos quesitos segurança e custo.

Sendo assim, o conteúdo é de caráter quantitativo, exploratório e bibliográfico, visto que foi realizada uma revisão literária, coleta de dados em simulações em softwares computacionais, seguida da análise dos resultados e publicação dos mesmos obtidos.

4.2. Levantamento de material

Para entendimento do problema, foram obtidos materiais da empresa Prosul Projetos Supervisão e Planejamento LTDA., juntos ao projetista da obra Creche Vila Aparecida. Dentre os documentos, estão:

- Planta geral;
- Relatório;
- Ensaios SPT 1, 2 e 3 e localizações em planta;
- Vista frontal da cortina atirantada;
- Seções tipos da cortina Eixo 02 (0.00m, 2.50m, 5.00m, 7.50m, 10.00m, 12.5m);
- Quantitativos cortina atirantada eixo 02;
- Orçamento cortina atirantada eixo 02;
- Respectivos arquivos usados no software de estabilidade;
- Respectivos arquivos usados em microstation, lidos em AutoCAD.

Ao se compreender o problema, observou-se que o local apresentava restrições para implantação de certas obras de contenção, sendo assim analisou-se minuciosamente o projeto, e foram selecionadas as soluções possíveis para o local em estudo.

4.3. Revisão bibliográfica

Para melhor compreender como funcionavam as rupturas e os mecanismos de contenção, o estudo estruturou-se inicialmente na leitura e organização de ideias de

autores da área e material de empresas do ramo. Buscou-se compreender melhor como os mecanismos de mecânica dos solos atuavam e principalmente a maneira com que os métodos previam e modelavam o ambiente natural.

Na revisão bibliográfica, onze alternativas de soluções de contenção, foram trazidas e explainadas no capítulo em questão. Depois de analisar o caso em si e as possibilidades, para solucionar o problema existente, restringiram-se a poucas em função das restrições apresentadas pela situação de uso e ocupação da área.

4.4. Lista de contenções

Das duas soluções, inicialmente almejava-se uma solução em Muro de Pedra Argamassada e outra com Retaludamento, ambas sem a utilização de solo grampeado, visando tornar a obra mais barata e ao mesmo tempo segura, em vista que o Muro de pedra argamassada e o retaludamento, segundo a revisão bibliográfica, eram técnicas simples e baratas quando se comparadas com as cortinas atirantadas.

4.4.1. Muro Pedra Argamassada

A escolha pela solução se deu em função de que a revisão e conhecimento levavam a crer que esta era consideravelmente barata em comparação a cortina atirantada. Foi escolhida por ser de simples e de fácil execução, envolvendo materiais relativamente baratos e, a princípio, proporcionaria uma estabilidade compatível à cortina atirantada. Esta alternativa então teve que ser melhorada com a aplicação de outro método auxiliar.

4.4.2. Retaludamento

Assim como o muro de pedra argamassada, a solução aplicando retaludamento no maciço viria a ser suficiente para contê-lo. Porém, para tal, haveria limitação horizontal no talude a ser criado, em função de um terreno vizinho com área comunitária. Esta alternativa então teve de ser melhorada com a aplicação de outro método auxiliar.

4.4.3. Solo Grampeado

Solo grampeado surgiu como uma alternativa para atingir o fator de segurança necessário, sendo assim, esta técnica só foi adicionada ao trabalho posteriormente às primeiras análises de estabilidade global, fator chave para garantir a estabilidade do maciço.

4.5. Dados de entrada

Os dados utilizados para reprodução nos *softwares* foram os mesmos adotados pela empresa projetista da cortina atirantada. Sendo assim, foram utilizados coesão e ângulo de atrito adotados por estes, além disso, os dados SPT serviram somente para caracterizar e compreender o local de estudo, e com este, foi realizado o perfil geológico de maneira a facilitar o entendimento de como o solo residual local se comportava. A presença de água foi representada na forma de umidade relativa, também adotada pela empresa.

4.6. Escolha de Softwares

O auxílio das ferramentas computacionais disponíveis atualmente proporcionou uma gama de funções que deram suporte ao trabalho acadêmico.

No que diz respeito à modelagem dos projetos, o *software* a ser utilizado para verificação da estabilidade de taludes foi o Slide em função de que este já havia sido utilizado para verificar a estabilidade global da cortina atirantada pela empresa Proslu Projetos Supervisão e Planejamento LTDA. Foi também necessária a utilização da versão estudante do programa AutoCAD, da Autodesk para modelar as geometrias do maciço e contenção a ser aplicada, além da concepção de vistas frontais e outros fins.

Os *softwares* GEO5 e GAWACWIN, disponibilizados gratuitamente nos sites respectivos das empresas Fine (Civil Engeneering *Software*) e Maccaferri, foram utilizados para modelagem e verificação de outros fatores.

4.7. Modelagem - *Softwares*

• Programa AutoCAD Autodesk

Foram realizadas as modelagens de geometria no software AutoCAD para representar os novos modelos de soluções. Os quais foram exportados para o Slide. As vistas frontais e quadros auxiliares para a compreensão das soluções também foram criados no AutoCAD.

• Programa SLIDE

Tendo a forma e as coordenadas para reproduzir o maciço, juntamente com as contenções, estas foram transferidas para o software Slide, a fim de, juntamente com os parâmetros geotécnicos adotados (os mesmos que a empresa adotou para a cortina),

verificar as condições finais de estabilidade. Os modelos criados foram adaptados conforme a limitação de espaço, métodos, drenagem, execução, entre outros. Nesta pesquisa foram adotados dois métodos de cálculo do Fator de Segurança (FS): Fellenius e Bishop Simplificado. A escolha destes métodos decorreu da análise já realizada pela empresa com Bishop Simplificado, e Fellenius por ser um método muito utilizado na prática.

A etapa AutoCAD/Slide se tornou iterativa pois desejava-se atingir um Fator de segurança mínimo necessário. Sendo assim, a condição inicial foi rejeitada e alternativas melhores foram criadas.

• Programa GAWACWIN

O software da empresa Macaferri foi utilizado para o cálculo de estabilidade externa (Deslizamento, Tombamento e Ruptura do Solo de Fundação) do muro de gabião, que foi aproximado tendo em vista que este trabalho utiliza como solução muro de pedra argamassada.

• Programa GEO5

Software utilizado para criar modelos 3D de visualização das soluções.

4.7.1. Análise de estabilidade

Nesta etapa foram verificadas as condições de estabilidade através de um processo iterativo no programa Slide. Após modelada a geometria final do maciço e contenção, foi reproduzida a situação no *software* de estabilidade e verificada se a alternativa atingia o Fator de Segurança mínimo necessário, considerando situação de alto risco de acordo com a NBR 11682/91 (FS = 1,5). Caso não atingisse, uma nova modelagem, alterando geometria, métodos etc., era testada. Repetia-se esse processo até atingir um Fator de Segurança desejado e uma solução aceitável pelo autor. O software GAWACWIN serviu para verificar as condições de estabilidade específicas do muro (deslizamento, tombamento e ruptura do solo de fundação).

4.8. Quantitativos e Orçamento

Fez parte deste estudo a quantificação de materiais e o cálculo do valor final de cada solução geotécnica adotada, com o objetivo de comparar com o projeto atual da

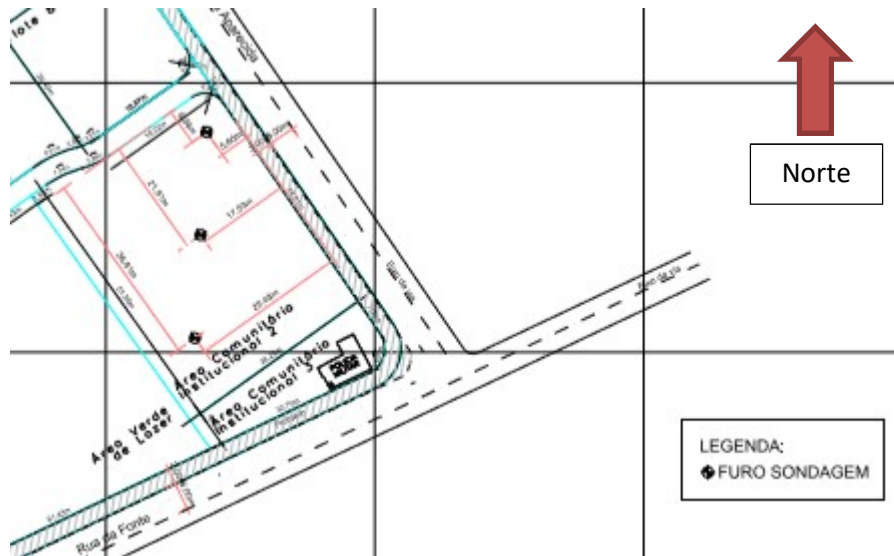
cortina atirantada. Os valores atuais de mercado foram obtidos através do SINAPI (Caixa Econômica Federal) e Sicro 2 e 3 (DNIT), e portanto, o orçamento da cortina atirantada de Jan/2015 foi atualizado. Também foram criados orçamentos retroativos para as demais soluções.

O índice BDI da construção era de 26,24% em 2015, atualmente, segundo acórdão do TCU, o BDI varia em torno de 29%, portanto foi considerado acréscimo sob o valor unitário desta proporção. No período entre 2015 e 2018, o DNIT implementou uma nova planilha de composição chamada “Sicro 3”, logo o orçamento realizado naquela época estava ainda em “Sicro 2”, e para atualizar foi realizado um estudo das composições de maneira que mantivessem todos os itens e preços adequados.

4.9. Conclusão

Após verificar as condições de estabilidade de cada contenção modelada, foi elaborado um quadro comparativo para as 3 contenções, comparando os Fatores de Segurança de cada uma e o seu respectivo custo.

Figura 32 – Posição dos furos de sondagem.

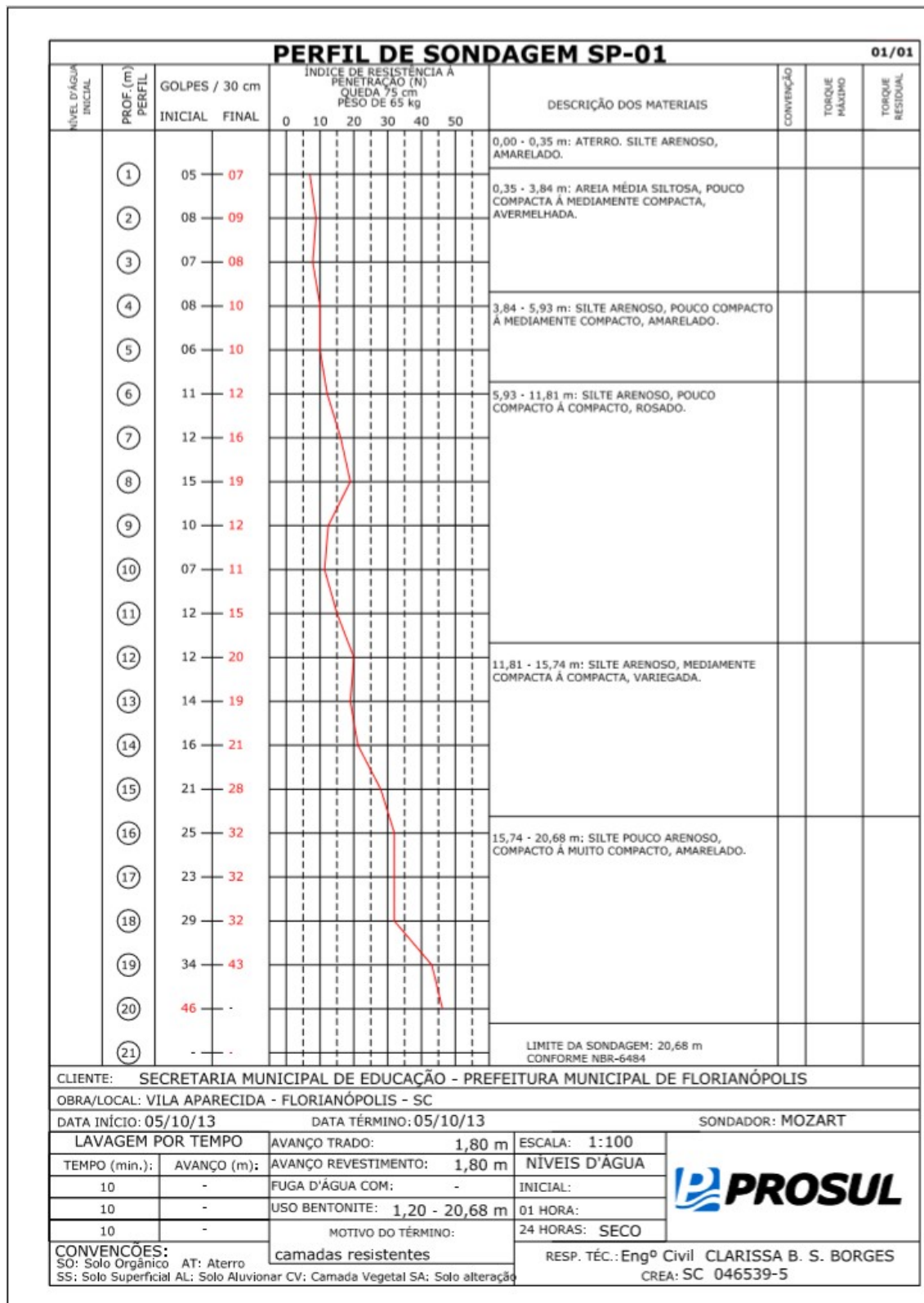


Fonte: Empresa Projetista.

De acordo com o relatório de cálculo disponibilizado, o terreno onde será implantada a Creche Vila Aparecida, localiza-se sobre as rochas da Suíte intrusiva Pedras grandes, também chamada na região como granito ilha, tendo o granito como o seu representante.

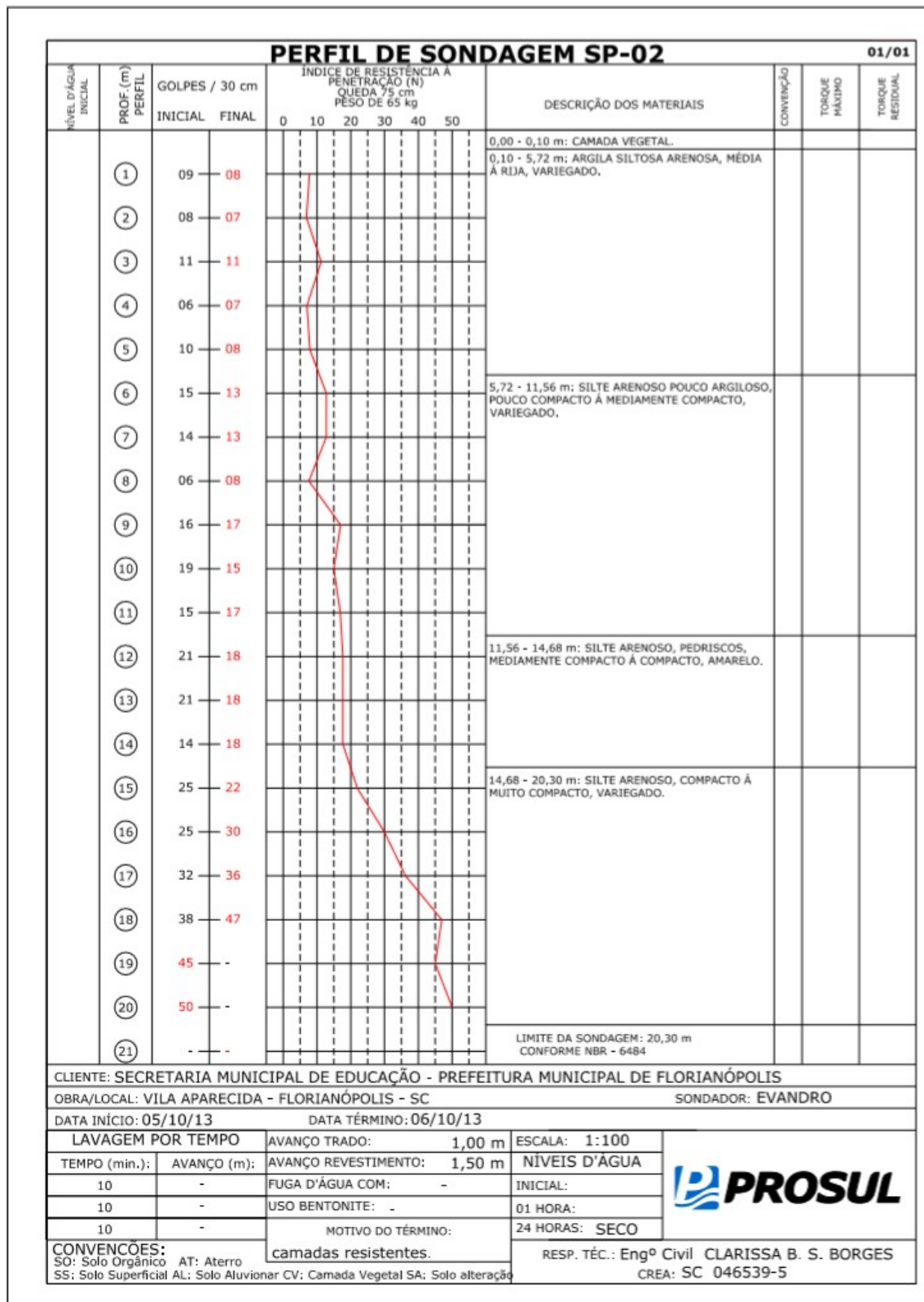
Os ensaios SPT 01, 02 e 03 podem ser observados nas Figuras 33, 34, 35 e o perfil pode ser visto na Figura 36.

Figura 33 – Sondagem SPT 01



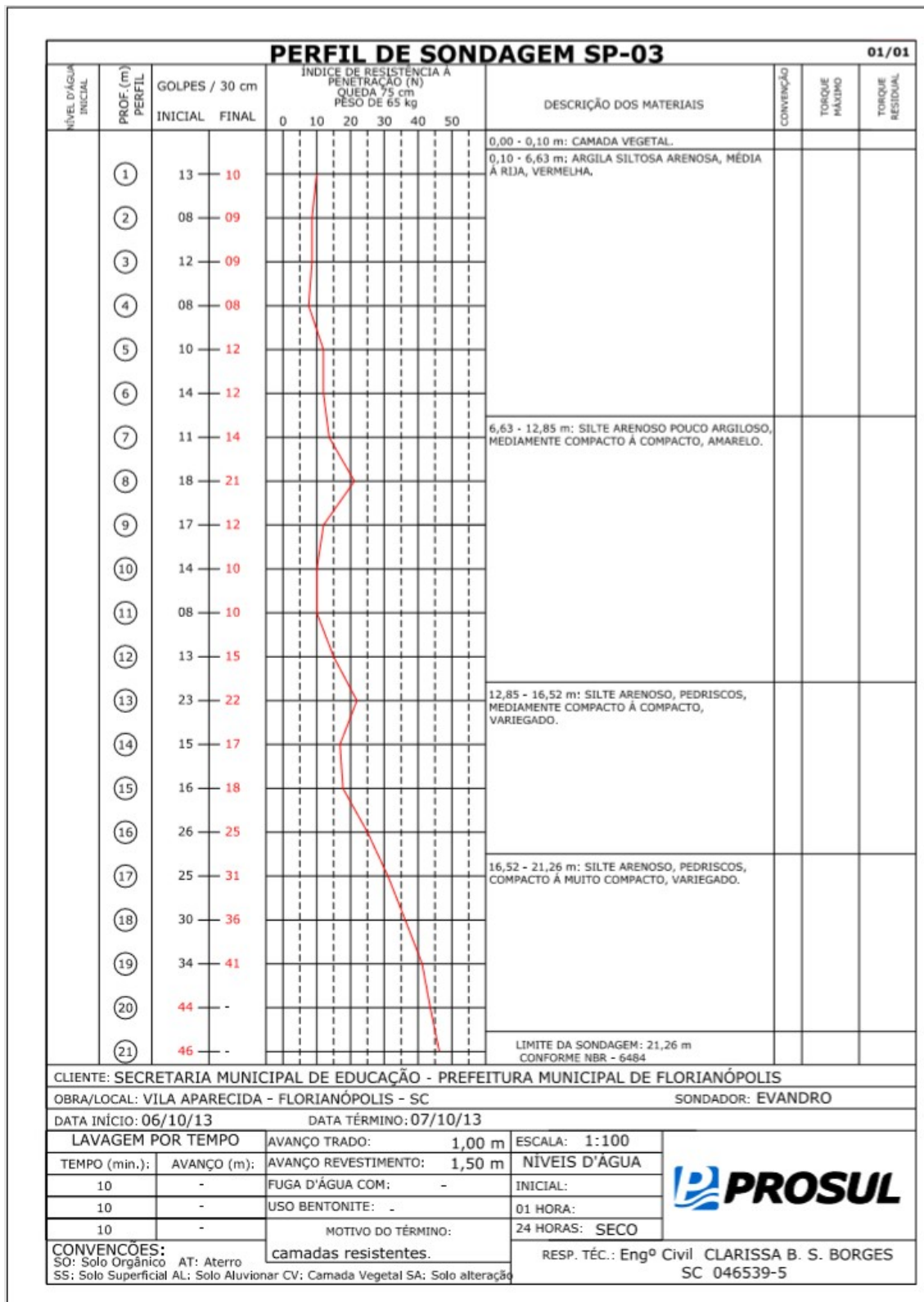
Fonte: Empresa projetista.

Figura 34 – Sondagem SPT 02



Fonte: Empresa Projetista.

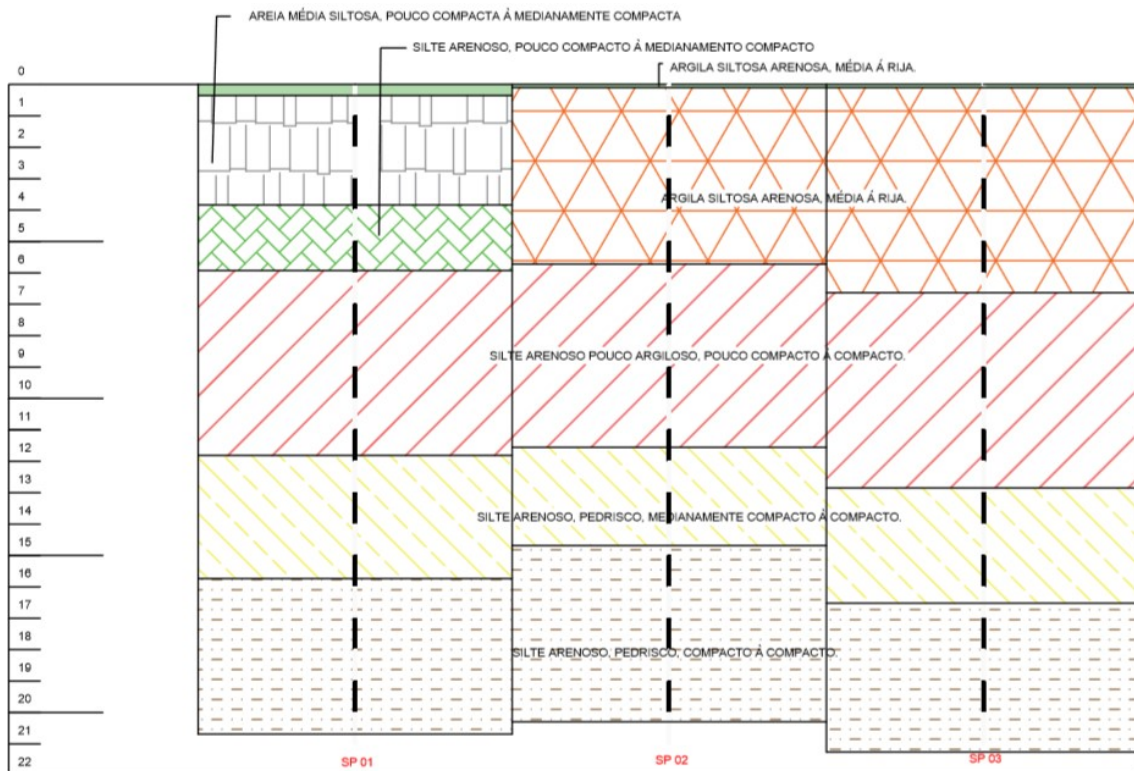
Figura 35 – Sondagem SPT 03



Fonte: Empresa projetista.

O perfil geológico está representado na figura 36 a seguir.

Figura 36 – Perfil Geológico



Fonte: Autoria própria, 2019.

As sondagens SPT 01, 02 e 03 apresentam um perfil típico de solo residual de granito com predominância do horizonte C. Em relação aos parâmetros geotécnicos do solo de resistência ao cisalhamento e peso específico os mesmos foram definidos como:

Características geotécnicas do solo A (talude):

- $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ (Peso específico do solo);
- $\phi = 32^\circ$ (Ângulo de atrito interno do solo);
- $c = 6,5 \text{ kPa}$ (Intercepto coesivo entre partículas solo);

Características geotécnicas do solo B (terreno plano/solo de fundação):

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ (Peso específico do solo);
- $\phi = 37^\circ$ (Ângulo de atrito interno do solo);
- $c = 11 \text{ kPa}$ (Intercepto coesivo entre partículas solo).

Intercepto coesivo será tratado neste trabalho como o termo “coesão”.

Segundo relatório apresentado pela empresa projetista, por não se dispor de ensaios de cisalhamento direto (CD), foram adotados parâmetros geotécnicos

conservadores para o solo do talude em questão, de maneira a garantir a segurança da cortina atirantada (são menores dos que os apresentados na Tabela 13 para o solo em questão). De acordo com esta, em vistorias de campo verificou-se que o horizonte C do granito (material a ser contido) dificilmente apresentará grau de saturação elevado, como ocorre na condição inundada de laboratório no cisalhamento direto. Porém, mesmo assim adotou-se uma coesão baixa em relação aos dados apresentados na Tabela 13 (página 60). Por outro lado, o ângulo de atrito pouco é afetado pela saturação.

O terreno não apresentou nível de água no momento da escavação e tampouco ao decorrer 24 horas. Em função disso, foi adotado coeficiente u_r (umidade relativa do solo) de 0,1, simulando uma situação desfavorável.

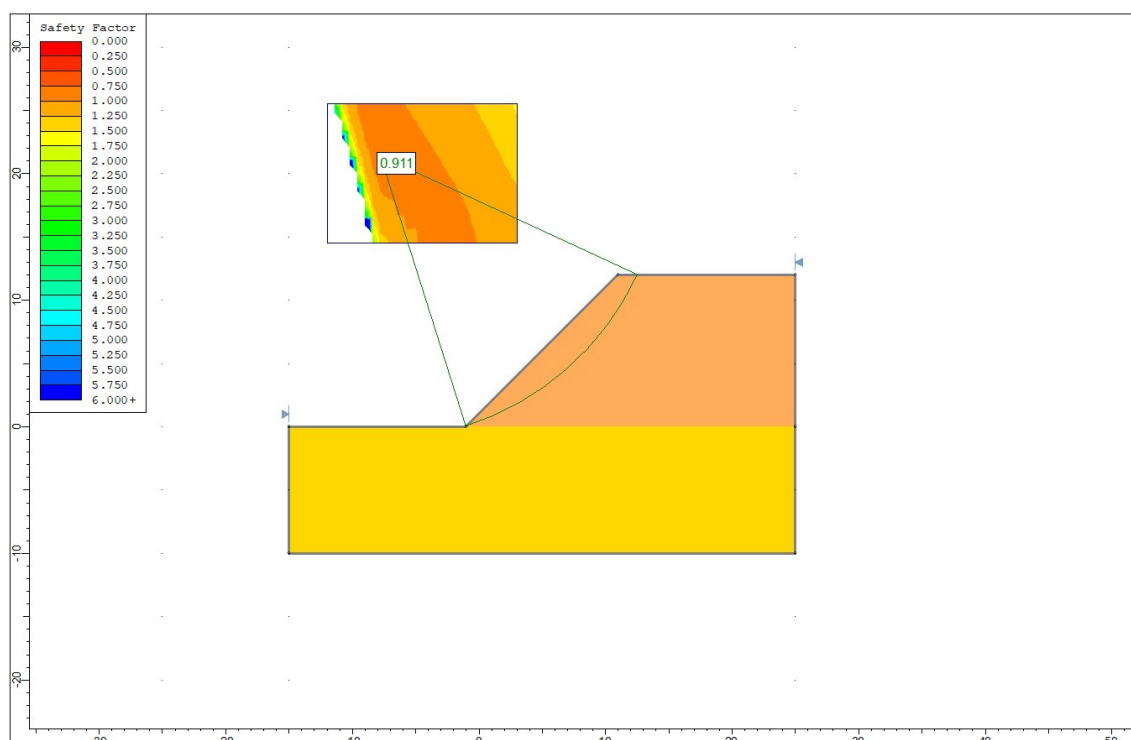
Devido à localização na esquina entre as ruas Rua Nossa Senhora Aparecida e Rua da Fonte e área comunitária, foi adotada uma sobrecarga de 25kN/m^2 distribuídos em seu plano superior horizontal acima da Cortina atirantada Eixo 02.

Os projetos apresentados no presente trabalho são de autoria própria e em parte realizados pela empresa projetista, e basearam-se em formulações matemáticas conceituadas na literatura.

Foi avaliada a condição do talude sem nenhuma interferência, somente considerando a presença de água, pelos métodos de Fellenius e Bishop simplificado.

Para a verificação e justificativa da necessidade de criar uma contenção, a empresa inicialmente modelou o talude natural e verificou que a condição do maciço natural estava no limite da estabilidade, apresentando Fator de Segurança 0,911, com u_r 0,1, sendo inferior a 1 e caracterizado como instável e com chance de ruptura, como pode ser visto na Figura 37. É importante salientar que, o maciço natural sempre tende a peneplanização (Guidicini e Nieble, 1983), e assim, o valor encontrado na análise considera-se próximo do esperado.

Figura 37 – Condição de estabilidade do talude natural



Fonte: Criado pela empresa projetista. *Software* de estabilidade, 2015.

A escolha por projetar solo grampeado juntamente com um muro em uma solução, e solo grampeado com retaludamento na outra solução, decorreu-se pela restrição de espaço e altura do talude, visto que um retaludamento até 45°, com uma plataforma intermediária, não iria ser suficiente para vencer a altura necessária para conter o maciço (12m), “invadindo” a área vizinha, além de não atingir fator de segurança necessário. Em paralelo a isso, tampouco o muro de pedra argamassada produzia um fator de segurança necessário para manter o maciço seguro.

A distância na horizontal disponível para início e fim das contenções e talude, contava com 8,2 m, além dos 11,6 m na vertical a serem contidos, visto que, além disso havia a necessidade de respeitar o afastamento de 1,5m da creche e os limites do terreno.

As soluções adotadas serão apresentadas a seguir numeradas da seguinte maneira:

I – Cortina Atirantada Eixo 02 – Projeto, quantitativo e orçamento pela empresa projetista (2015);

II – Retaludamento com uma plataforma e com solo grampeado;

III – Muro de Pedra Argamassada com solo grampeado.

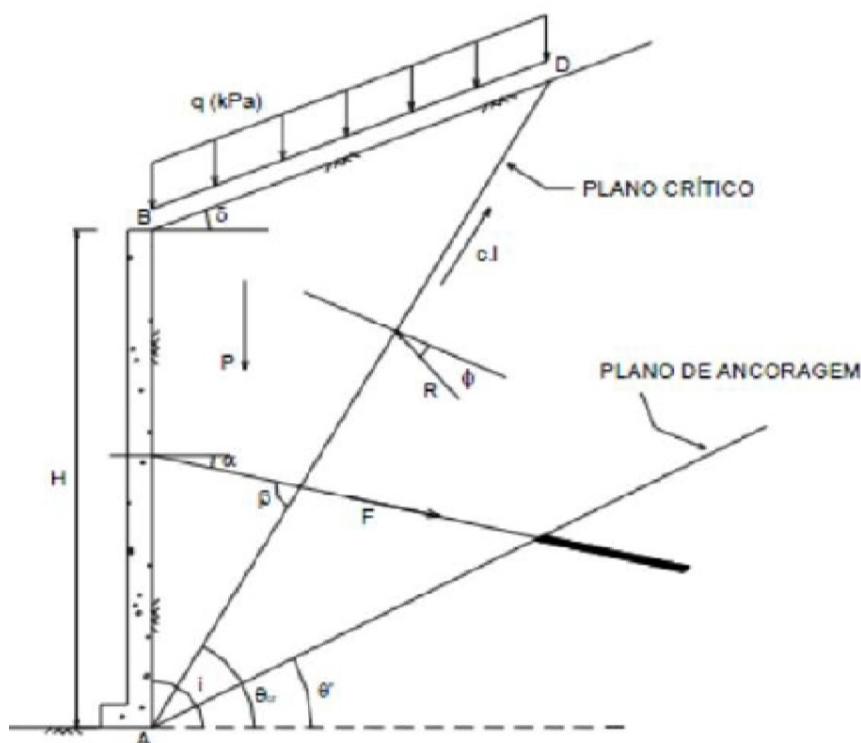
5.2. Cortina Atirantada Eixo 02 – Projeto e arquivos cedidos pela empresa projetista (2015)

De acordo com o material disponibilizado pela empresa projetista, a cortina inicialmente foi dimensionada pelo método de Culmann, que se baseia pelo método de ruptura planar. É um método que apresenta resultados aceitáveis em taludes com inclinações altas (75° a 90°).

Como esta situação se enquadra em um caso complexo, de inclinação maior de 30° , o método de Culmann foi também testado com a hipótese de equilíbrio limite de fatias, verificando se as cargas nas ancoragens para obter um Fator de Segurança de 1,5 também proporcionam o mesmo fator de segurança na estabilidade Global.

A hipótese considerada para este método foi a seguinte (Figura 38):

Figura 38 – Forças atuantes na cunha de solo



Fonte: Empresa Projetista.

Onde:

θ_{cr} – ângulo de atrito ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

θ - ângulo formado pela horizontal com um plano qualquer de possível deslizamento; i – inclinação do talude com a horizontal;

θ' - ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem;

δ - ângulo formado pela horizontal com a inclinação do terreno acima da cortina;

α - ângulo formado pelos tirantes com a horizontal;

β - ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento;

$$\beta = \alpha + \theta_{cr};$$

P = peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão unitária. Em taludes sujeitos à sobrecarga, esta deverá ser incluída no cálculo de P ;

R = reação do maciço terroso sobre a cunha ABD;

l = comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento;

$c.l$ = força de coesão necessária para manter a cunha ABD em equilíbrio;

F.S. = coeficiente de segurança ao deslizamento;

F.S.min = coeficiente de segurança mínimo (relativo ao plano crítico de deslizamento);

F.S.p = coeficiente de segurança obtido com as forças de protensão;

F = força de protensão necessária para obtenção do fator de segurança F.S.p = 1,5 à cunha ABD (com dimensão transversal unitária);

H = altura da estrutura de arrimo;

q = Sobrecarga

A seguir, são apresentados os parâmetros adotados para considerações do cálculo (Tabela 14).

Tabela 14 – Parâmetros do solo

Parâmetros do Solo do Maciço		
Peso específico γ (tf/m ³)	Ângulo de Atrito ϕ °	Intercepto coesivo c' – (tf/m ²)
1,75	32,00	0,65

Ângulo entre ancoragens e cunha de ruptura		
Ângulo entre ancoragens e a horizontal – α	Inclinação da Superfície de Ruptura Crítica θ_{cr}	Ângulo entre ancoragens e cunha de ruptura – β
15,0	61	76

Fsmínimo s/ ancoragens					
Intercepto coesivo c'– (tf/m ²)	Compr. da superfície de ruptura l (m)	Cos Ø	Peso da Cunha de Ruptura – (Tf)	Sen (Øcr – Ø)	Fsmín
0,65	12,83	0,85	32,64	0,48	0,447

FS - Baseado na Inclinação do Plano de Ancoragem c/ Horizontal – Metodo de Culmann							
Intercepto coesivo c'– (tf/m ²)	Peso específico γ (tf/m ³)	Altura Total- (m)	θ'	Sen i x cos Ø	Sen (i – θ')	Sen (θ' – Ø)	Fsp
0,65	1,75	6,00	37,045	0,85	0,80	0,09	1,50

Força de Ancoragem p/ Elevar o Fsmín da Cunha p/ 1,5				
λ	Peso da Cunha de Ruptura – (Tf)	Sen. (Øcr - Ø)	Cos (β - Ø)	Força de Ancoragem Necessária – F
3,35	32,644	0,48	0,72	15,43

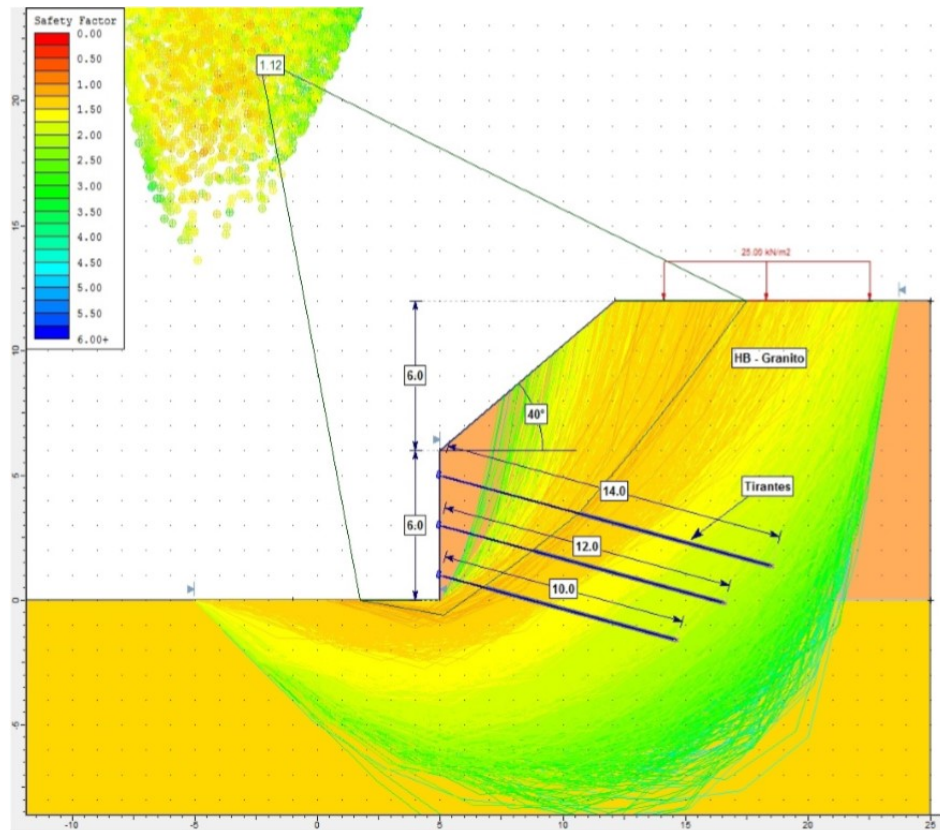
Determinação do Número de tirantes na vertical – Nt				
Força de Ancoragem Necessária – F	Espaçam. Horizontal Sh (m)	Carga de Trabalho do Tirante – Tf	Nº Tirantes – Nt	Nº Tirantes adotado – Ntad
15,43	2,50	35,00	1,102	3,00

Tração max p/ tirante Tf			
Força de Ancoragem Necessária – F	Nº Tirantes adotado Ntad	Tração max – Tf	Tração máxima adotado – Tf
15,43	3,00	12,86	15,00

Fonte: Autoria própria. Empresa Projetista.

Sendo assim, foi verificada a estabilidade pelo método do equilíbrio limite (Bishop simplificado), para conferir se a tração máxima adotada seria suficiente para estabilizar a situação (Figura 39).

Figura 39 – Análise de estabilidade cortina atirantada. FS = 1,12 com tirantes de 15tf.



Fonte: Empresa projetista, 2015.

Desta maneira, verificou-se que o valor adotado de 15 tf (tonelada força) para cada tirante não era suficiente para atingir o Fator de Segurança mínimo de 1,5. Assim sendo, foram testados outros valores de tração com tirantes mais resistentes. A tabela a seguir mostra os fatores de segurança atingidos (Tabela 15).

Tabela 15 - FS atingido dadas maiores cargas aplicadas.

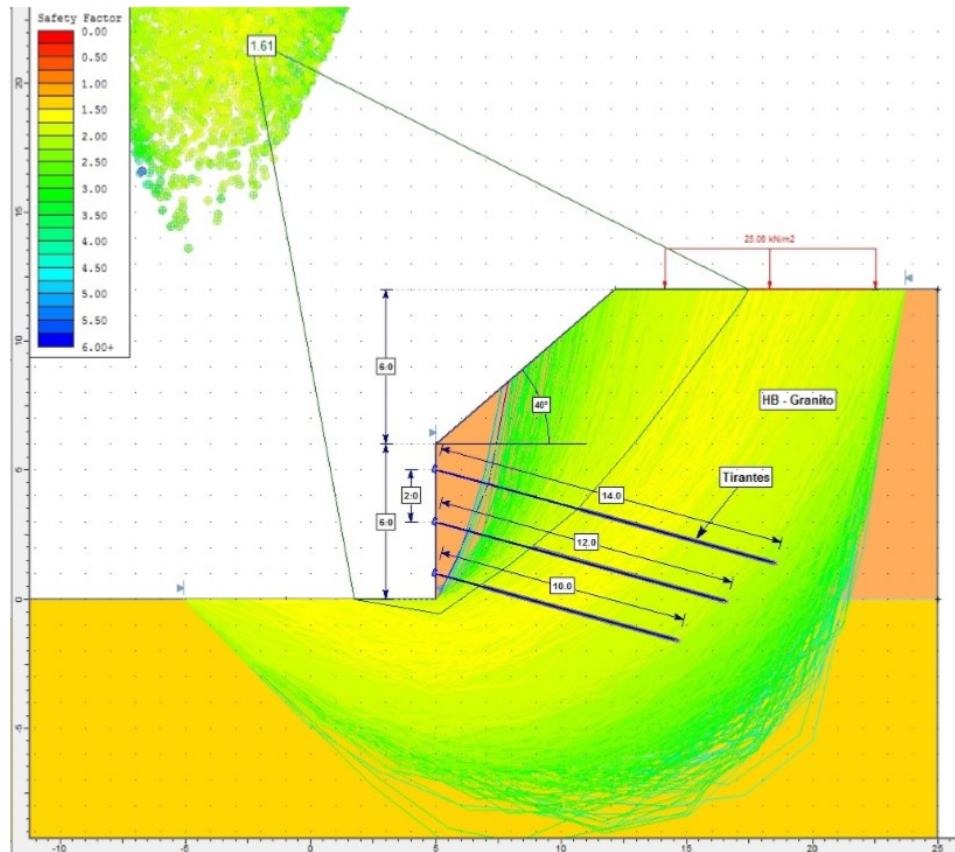
VERIFICAÇÃO DA CARGA DOS TIRANTES		
Análise	Carga Tirante (tf)	Fs
01	20	1,23
02	25	1,34
03	30	1,47
04	35	1,61

Fonte: Empresa Projetista, 2015.

Na situação em questão, a verificação julgou suficiente a adoção do tirante da análise 03, devido ao fato da adoção de parâmetros de entrada terem sido

conservadores, porém ainda sim foi indicado a adoção do tirante comercial Dywidag de diâmetro 32mm - carga de trabalho de 35tf. A situação de estabilidade pode ser verificada na Figura 40 e as cargas de trabalho dos tirantes na Tabela 16.

Figura 40 - Análise de estabilidade cortina atirantada. FS = 1,61 com tirantes de 35 tf.



Fonte: Empresa Projetista, 2015.

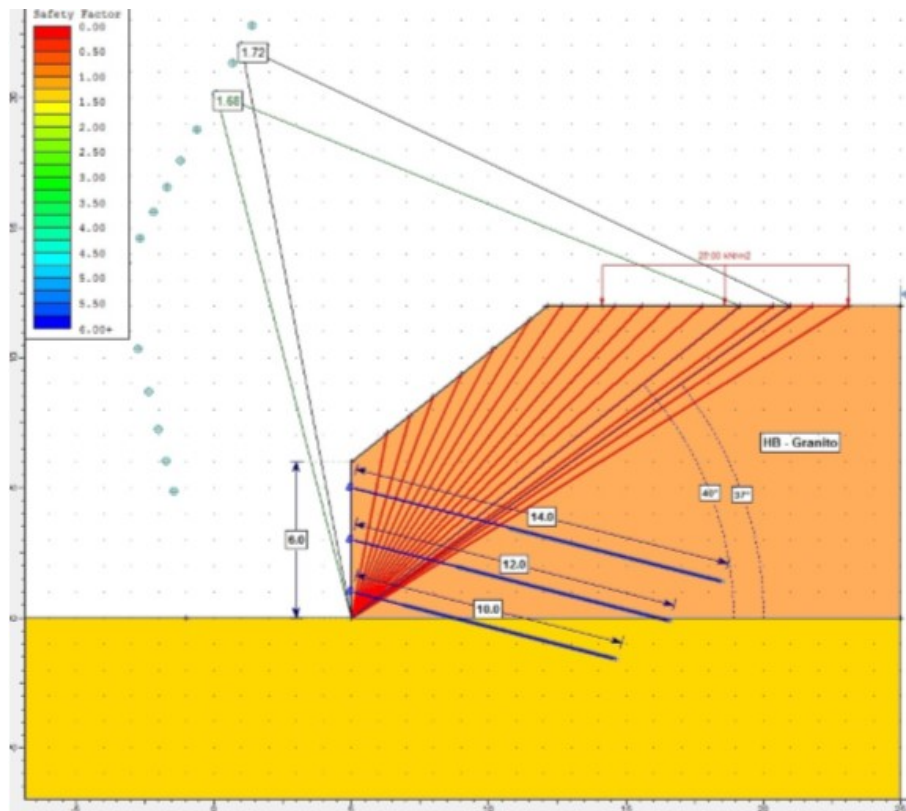
Tabela 16 - Cargas de trabalho

SISTEMAS	DYWIDAG 36mm	DYWIDAG 32mm	DYWIDAG 15mm
Tirantes provisórios	51 tf	41 tf	9 tf
Tirantes permanente	45 tf	35 tf	8 tf

Fonte: Empresa projetista, www.dwydag.com.br, 2015.

A empresa também verificou a estabilidade pelo método planar de Culmann. O resultado pode ser observado na Figura 41.

Figura 41 – Análise de estabilidade pelo método de Culmann, com superfície planar passando pelo pé da cortina. Fator de segurança mínimo de 1,68.



Fonte: Empresa Projetista, 2015.

De acordo com o cálculo realizado pela empresa, pelo método de Culmann, o plano de ancoragem para se elevar o fator de segurança para 1,5 ocorreu em um ângulo $\theta' = 37,045^\circ$ com a horizontal. Pela análise de estabilidade realizada software, o plano de ruptura com menor Fs ocorre em uma inclinação $\theta' = 40^\circ$ com a horizontal e com de $F_s = 1,68$. No plano $\theta' = 37,045^\circ$ o fator de segurança obtido foi $F_s = 1,72$ o que denotou que o método de Culmann apresentou-se conservador.

Para o dimensionamento do bulbo de ancoragem, foi considerada a Equação 39 (JOPPERT JUNIOR, 2007) (Tabela 17):

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K \quad (39)$$

Onde:

N_{spt} : Valor de resistência à penetração;

L: Comprimento da Ancoragem;

K: Coeficiente de Ancoragem;

ϕ : Diâmetro do tricône.

Tabela 17 - Cálculo do Bulbo de Ancoragem

Cálculo do Bulbo de Ancoragem – Joppert Junior (2007)					
Carga de ruptura do tirante Trup – tf	Nspt médio	Diâmetro do tricône	Coefficiente de Ancoragem Kf – tabela NBR 5629	Comprim. da Ancoragem (bulbo) Lb – m	Comprim. da Ancoragem adotado Lb (m)
84,00	15,00	0,15	0,50	8,12	8,00

Sendo assim, o bulbo de ancoragem mínimo deveria ser 8,0m. Para espaçamento entre tirantes foi considerada distância vertical de 2,00m e horizontal de 2,50m.

Os orçamentos podem ser observados nas Tabelas 18 e 19.

Tabela 18 – Quantitativo e orçamento Cortina Atirantada 01/2015

PLANILHA QUANTITATIVOS – OBRAS DE CONTENÇÃO									
Trecho:		Eixo 02							
Subtrecho:		02+000 a 02+015							
Solução:		Cortina Atirantada							
CÓDIGO	FONTE	Eixo 02			UNID.	QUANT.	Valor	Valor total	%
		SERVIÇO							
OBRAS DE CONTENÇÃO									
CORTINA ATIRANTADA									
2 S 04 002 01	Sicro	Perfuração para dreno sub-horizontal mat. 1a cat.			m	200,00	R\$ 173,78	R\$ 34.756,00	36,22%
2 S 04 012 01	Sicro	Perfuração para dreno sub-horizontal mat 2a cat.			m	40,00	R\$ 324,61	R\$ 12.984,40	13,53%
2 S 05 900 01	Sicro	Tirante protendido pl/ cort. aço ST 85/105 D= 32mm			m	220,00	R\$ 209,89	R\$ 46.175,80	48,12%
83679	Sinapi / Janeiro_15	Tubo PVC D=2" com material drenante para dreno/barbacã – fornecimento e instalação			m	10,00	R\$ 13,25	R\$ 132,50	0,14%
72843	Sinapi / Janeiro_15	Transporte comercial com caminhão basculante 6 m3, rodovia pavimentada (brita comercial – 1,5)			txkm	0,30	R\$ 0,69	R\$ 0,21	0,00%
2 S 04 520 01	Sicro	Dreno sub-horizontal – DSH 01			m	20,00	R\$ 63,91	R\$ 1.278,20	1,33%
73816/001	Sinapi / Janeiro_15	Execução de dreno com tubos de PVC corrugado flexível perfurado - dn 100			m	20,00	R\$ 29,86	R\$ 597,20	0,62%
72843	Sinapi / Janeiro_15	Transporte comercial com caminhão basculante 6 m3, rodovia pavimentada (brita comercial – 1,5)			txkm	43,30	R\$ 0,69	R\$ 29,88	0,03%
Total do item:							R\$95.954,18	100,00%	
EXEC.CORTINA ATIRANTADA CONCR.ARM.FCK=25 MPA AC/BC									
74138/004	Sinapi / Janeiro_15	Concreto usinado bombeado fck=30mpa, inclusive lançamento e adensamento			m3	21,00	R\$ 452,04	R\$ 9.492,84	12,86%
74254/002	Sinapi / Janeiro_15	Armação aço ca-50, diam. 6.3 (1/4) à 12,5mm(1/2) – fornecimento/ corte (perda de 10%) / dobra / colocação.			kg	3.570,00	R\$ 9,41	R\$ 33.593,70	45,51%
84214	Sinapi / Janeiro_15	Forma para estruturas de concreto (pilar, viga e laje) em chapa de madeira compensada resinada, de 1,10 x 2,20, espessura = 12 mm, 02 utilizações. (fabricação, montagem e desmontagem)			m2	80,00	R\$ 53,19	R\$ 4.255,20	5,76%
73898/001	Sinapi / Janeiro_15	Junta de dilatação elástica (pvc) O-220/6 pressão até 30 mca			m	10,00	R\$ 152,39	R\$ 1.523,90	2,06%
1 A 01 405 01	Sicro	Andaime de madeira			m3	292,00	R\$ 28,13	R\$ 8.213,96	11,13%
2 S 03 119 01	Sicro	Escoramento com madeira de OAE			m3	292,00	R\$ 57,33	R\$ 16.740,36	22,68%
Total do item:							R\$73.819,96	100,00%	
SAPATA CORTINA									
74164/004	Sinapi / Janeiro_15	Lastro de brita			m3	3,00	R\$ 141,16	R\$ 423,48	11,48%
72843	Sinapi /	Transporte comercial com caminhão basculante 6 m3, rodovia pavimentada (brita comercial – 1,5)			txkm	83,20	R\$ 0,69	R\$ 57,41	1,56%
84214	Sinapi / Janeiro_15	Forma para estruturas de concreto (pilar, viga e laje) em chapa de madeira compensada resinada, de 1,10 x 2,20, espessura = 12 mm, 02 utilizações. (fabricação, montagem e desmontagem)			m2	6,00	R\$ 53,19	R\$ 319,14	8,65%
74138/005	Sinapi / Janeiro_15	Concreto usinado bombeado fck=35mpa, inclusive lançamento e adensamento			m3	3,00	R\$ 466,10	R\$ 1.398,30	37,90%
2 S 04 901 52	Sicro	Sarjeta trapezoidal de concreto – SZC 02 AC/BC			m	40,00	R\$ 37,27	R\$ 1.490,80	40,41%
Total do item:							R\$3.689,13	100,00%	
Total:							R\$ 173.463,27	100,00%	

Fonte: adaptada de tabela da Empresa Projetista. Software Excel.

Tabela 19 - Quantitativo e orçamento Cortina Atirantada 10/2018

PLANILHA QUANTITATIVOS – OBRAS DE CONTENÇÃO									
Trecho:		Eixo 02							
Subtrecho:		02+000 a 02+015							
Solução:		Cortina Atirantada							
CÓDIGO	FONTE	Eixo 02			UNID.	QUANT.	Valor	Valor total	%
		SERVIÇO							
OBRAS DE CONTENÇÃO									
CORTINA ATIRANTADA									
5605938	SICRO OUT 2018	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm			m	200,00	R\$ 20,42	R\$ 4.084,14	6,03%
5605939	SICRO OUT 2018	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm			m	40,00	R\$ 24,55	R\$ 981,95	1,45%
5605882	SICRO OUT 2018	Tirante permanente protendido de aço D = 32 mm, tipo Dywidag ST 85/100, com capacidade de 350 kN - exceto perfuração			m	220,00	R\$ 252,36	R\$ 55.519,79	81,92%
5605945	SICRO OUT 2018	Ancoragem de tirante de barra de aço de D = 32 mm com grouteamento da cabeça			UNID.	15,00	R\$ 315,74	R\$ 4.736,11	6,99%
2003821	SICRO OUT 2018	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluído o tubo de drenagem			m	10,00	R\$ 16,27	R\$ 162,67	0,24%
5914344	SICRO OUT 2018	Transporte com caminhão basculante de 6 m³ - rodovia pavimentada			txkm	0,30	R\$ 0,80	R\$ 0,24	0,00%
2003614	SICRO OUT 2018	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria			m	20,00	R\$ 110,19	R\$ 2.203,84	3,25%
2003616	SICRO OUT 2018	Boca de saída para dreno sub-horizontal em material de 1ª categoria - BSD 04 - areia e brita comerciais			UNID.	2,00	R\$ 24,48	R\$ 48,97	0,00
5914344	SICRO OUT 2018	Transporte com caminhão basculante de 6 m³ - rodovia pavimentada			txkm	43,30	R\$ 0,83	R\$ 35,75	0,05%
Total do item:							R\$67.773,45	100,00%	
EXEC. CORTINA ATIRANTADA CONCR. ARM. FCK=25 MPA AC/BC									
1116264	SICRO OUT 2018	Concreto para bombeamento fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 40 m³/h - areia e brita comerciais			m3	21,00	R\$ 324,04	R\$ 6.804,74	12,86%
407819	SICRO OUT 2018	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação			kg	3.570,00	R\$ 11,17	R\$ 39.881,90	45,51%
3108000	SICRO OUT 2018	Fomas de compensado resinado 12 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada			m2	80,00	R\$ 87,54	R\$ 7.003,15	5,76%
	SICRO OUT 2018	Junta de dilatação - fugenband, fom. e colocação			m	10,00	R\$ 159,21	R\$ 1.592,12	2,06%
-	SICRO 2018	Andaime de madeira			m3	292,00	R\$ 46,80	R\$ 13.665,95	11,13%
-	SICRO 2018	Escoramento com madeira de OAE			m3	292,00	R\$ 89,41	R\$ 26.107,69	22,68%
Total do item:							R\$95.055,55	100,00%	
SAPATA CORTINA									
903845	SICRO OUT 2018	Lastro de brita comercial - espalhamento mecânico			m3	3,00	R\$ 72,35	R\$ 217,06	11,48%
5914344	SICRO OUT 2018	Transporte com caminhão basculante de 6 m³ - rodovia pavimentada			txkm	83,20	R\$ 0,80	R\$ 66,54	1,56%
3108000	SICRO OUT 2018	Fomas de compensado resinado 12 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada			m2	6,00	R\$ 84,93	R\$ 509,60	8,65%
1107904	SICRO OUT 2018	Concreto fck = 35 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais			m3	3,00	R\$ 451,96	R\$ 1.355,89	37,90%
2003345	SICRO OUT 2018	Sarjeta trapezoidal de concreto - SZC 02 AC/BC			m	40,00	R\$ 42,51	R\$ 1.700,22	40,41%
Total do item:							R\$3.849,32	100,00%	
Total:							166.678,31	100,00%	

Fonte: Autoria própria. Software Excel.

O item “5605945 – Ancoragem de tirante de barra de aço de D= 32 mm com grouteamento da cabeça”, foi adicionado no orçamento de 2018 devido à mudança entre as planilhas DNIT Sicro 2 e Sicro 3. Além disso, o “Andaime de madeira” e “Escoramento com madeira de OAE”, tiveram o preço resultante da soma do preços unitário de cada subitem da composição “Sicro 2” atualizado conforme Sicro 3, pois neste não continha composição própria, composição essa que tinha na época de vigência da planilha Sicro 2.

5.3. Retaludamento com uma plataforma e com solo grampeado

Inicialmente, almejava-se projetar somente um retaludamento, variando com uma inclinação de 30° a 45° graus. Verificou-se que para a realização deste, atingindo o fator de segurança mínimo, necessitaria de uma distância horizontal da qual não se tinha disponível, dadas as limitações do terreno. Sendo assim, uniu-se a solução retaludamento com solo grampeado, desta maneira a angulação passou a ser 70°, visto que com a técnica de solo grampeado com concreto jateado isso se tornaria possível.

A seguir têm-se os parâmetros adotados para as considerações de cálculo e a geometria do talude (Tabela 20).

Tabela 20 - Parâmetros do solo

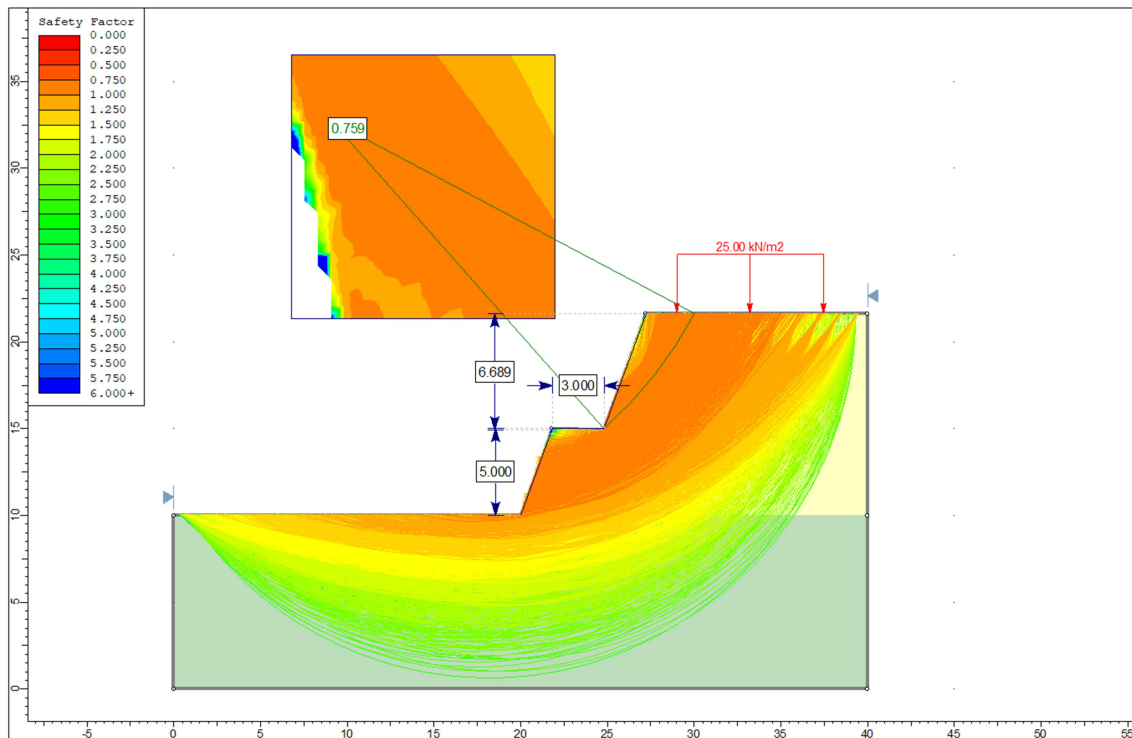
Parâmetros do Solo do Maciço		
Peso específico γ (tf/m ²)	Ângulo de Atrito ϕ °	Intercepto coesivo c' (tf/m ²)
1,75	32,00	0,65

Geometria do Talude				
Altura Talude (m)	Comprimento do talude	Altura talude (m)	Altura Total (m)	Inclinação do talude
5,00	7,50	6,70	11,70	70,00

Fonte: Dados projeto e autoria própria.

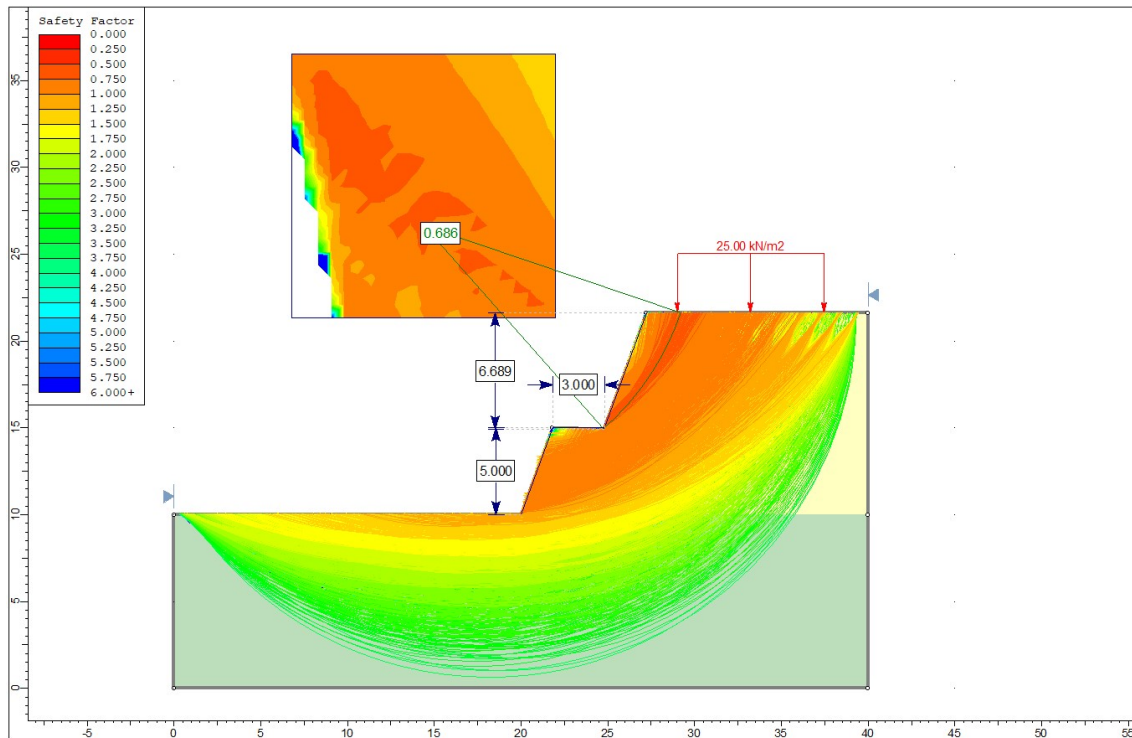
As figuras 42 e 43 apresentam o maciço com angulação de 70°, com uma plataforma intermediária de 3m na horizontal e sem solo grampeado, para quesito de verificação de Estabilidade Global para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 42 – Retaludamento sem a técnica de solo grampeado. Fator de segurança 0,759 por análise de Fellenius.



Fonte: Autoria própria. Software de estabilidade de taludes.

Figura 43 – Retaludamento sem técnica de solo grampeado. Fator de segurança abaixo de 0,686 por análise de Bishop Simplificado.

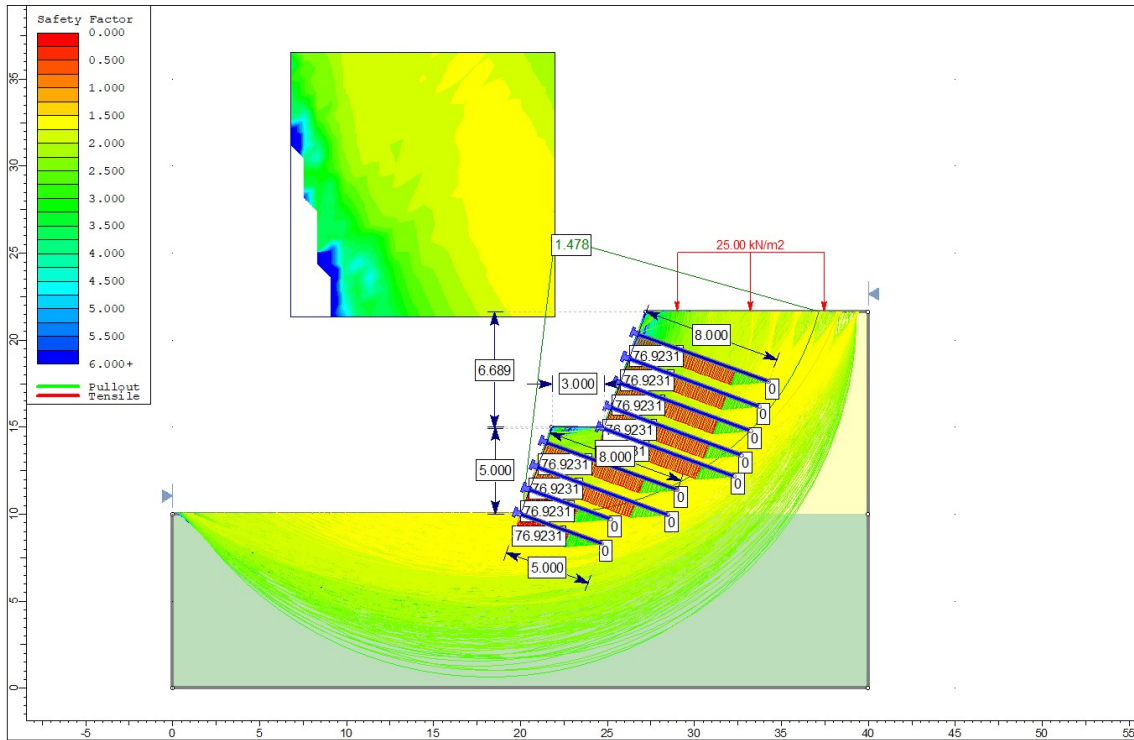


Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

Sendo assim, concluiu-se que seria necessária a implantação de uma estrutura de contenção que pudesse proporcionar um Fator de Segurança mínimo de 1.5 por ambos os métodos de análise.

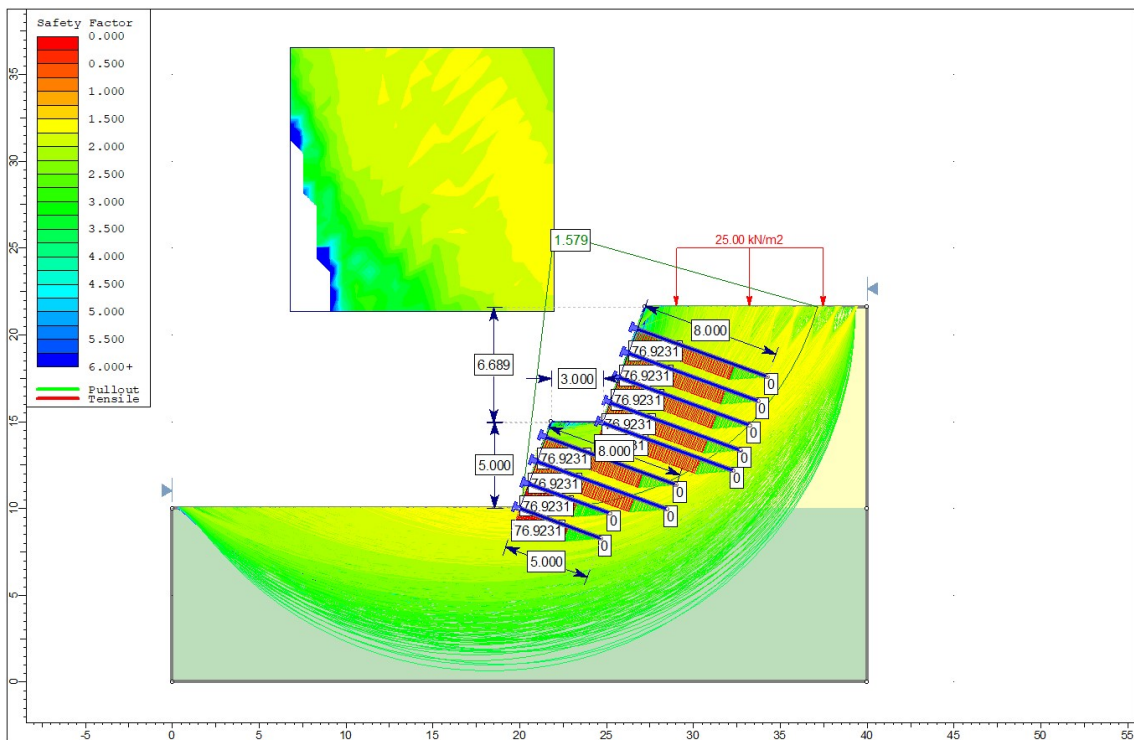
Utilizando as ferramentas do *software* de estabilidade, adicionou-se “*Soil Nails*”, ou em português, a técnica de solo grampeado. Adotou-se espaçamento vertical de 1,5 m, e espaçamento horizontal de 1,3m, assim como considerou-se que a carga máxima dos cabos seria de 100 kN cada, no estado de pré ruptura. Os resultados podem ser observados a seguir nas figuras 44 e 45 para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 44 – Retaludamento com solo grampeado e verificação por Fellenius com fator de segurança 1.478.



Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

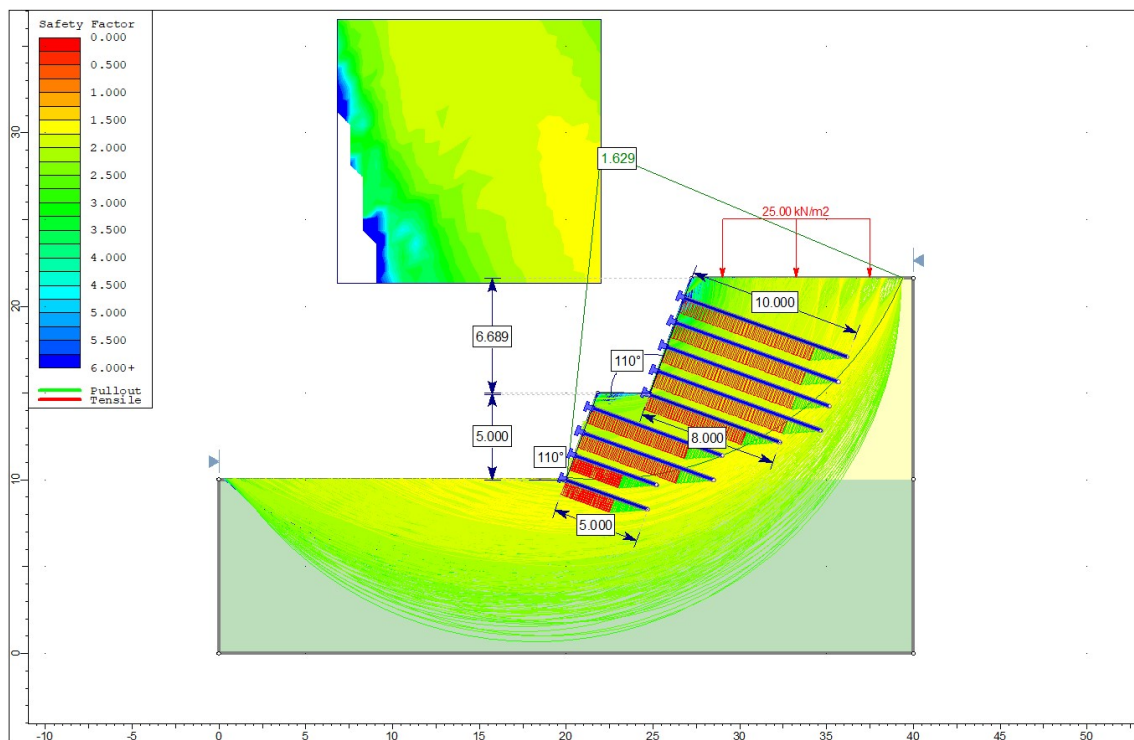
Figura 45 – Retaludamento com solo grampeado e verificação por Bishop Simplificado com fator de segurança 1.579.



Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

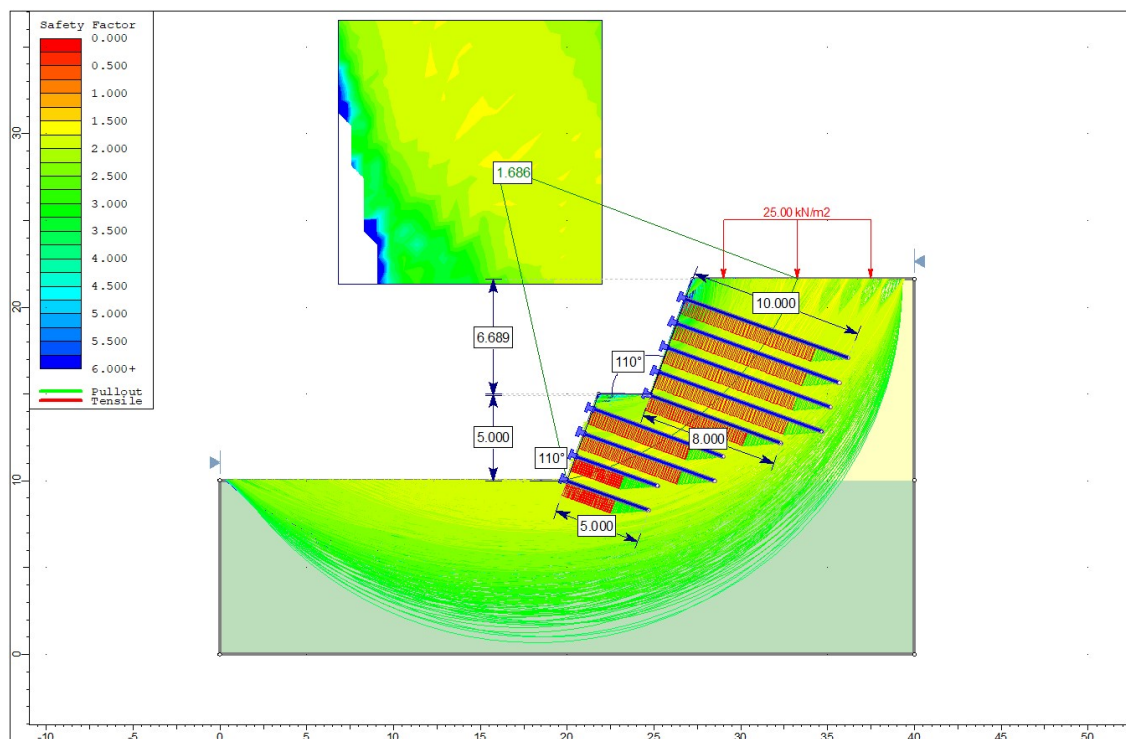
Com a verificação inicial, com grampos de 5m e 8m, percebeu-se que o Fator de Segurança pelo método de Fellenius não atingia o mínimo necessário por norma para garantir a estabilidade do maciço. Algumas modificações nas dimensões dos grampos foram realizadas, de modo que a superfície crítica de ruptura se localizasse dentro da área de atuação dos grampos. O resultado pode ser observado a seguir nas figuras 46 e 47 para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 46 – Retaludamento com solo grampeado e verificação por Fellenius com fator de segurança 1.629.



Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

Figura 47 - Retaludamento com solo grampeado e verificação por Bishop Simplificado com fator de segurança 1.686.

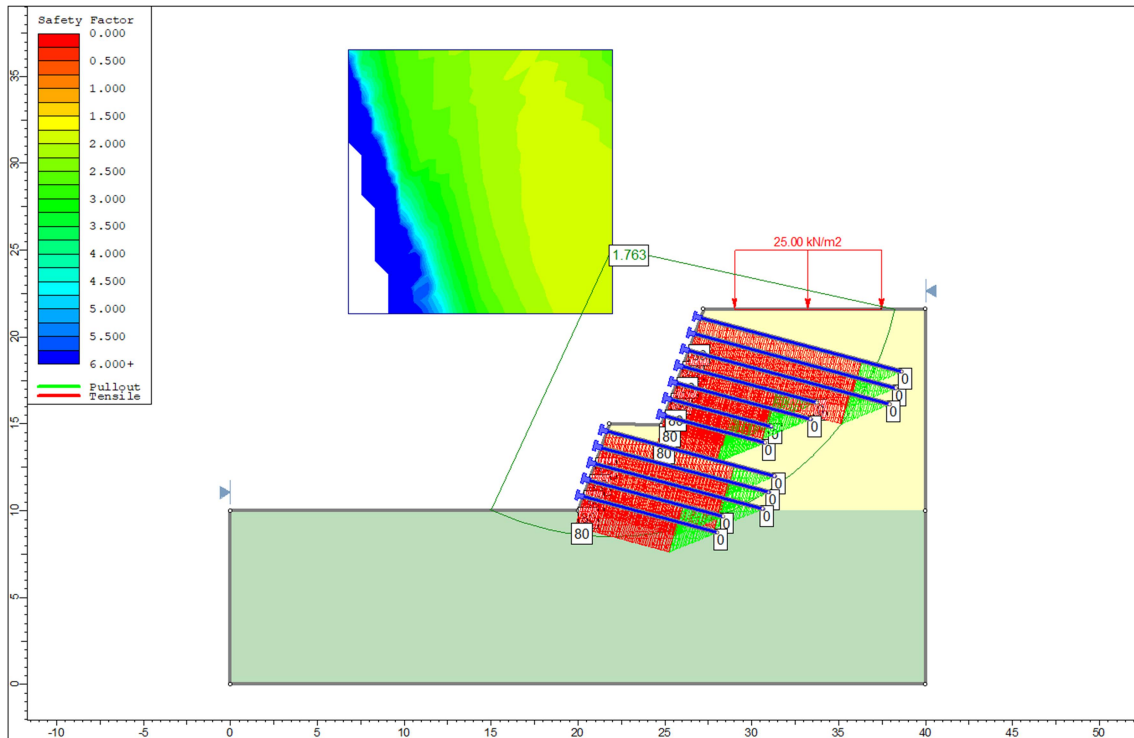


Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

De acordo com as especificações comerciais, que constam na SICRO (10/2018), os grampos para uso em solo grampeado disponíveis têm resistência máxima de 80 kN. Em vista disso, foi realizada uma nova análise diminuindo a capacidade de suporte dos grampos.

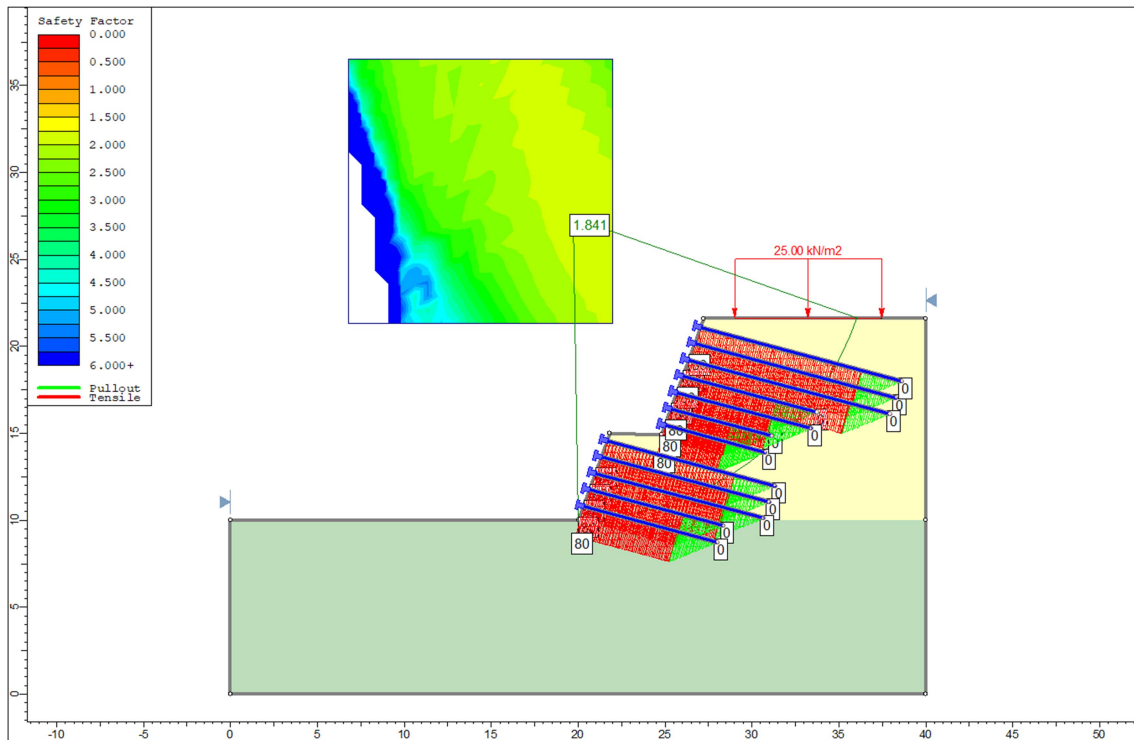
Em paralelo com essa modificação e após ter contato com engenheiros da área, decidiu-se adotar um coeficiente de segurança mais próximo do que um engenheiro geotécnico adotaria em prática, tendo em vista que julga-se mais prudente adotar um fator de segurança maior pois a estrutura tem certas particulares na execução que agregam um grau de incerteza ao projeto. O fato dos grampos agirem passivamente e não serem testados após a colocação é uma delas, assim como o possível não preenchimento da nata de cimento devido a má colocação do espaçador, entre outras. Adotou-se, portanto, uma solução com espaçamento (horizontal e vertical) e comprimento tais que atingissem FS próximo de 1.8. O resultado pode ser visto nas figuras 48 e 49 a seguir.

Figura 48 – Retaludamento com solo grampeado e verificação por Fellenius com Fator de Segurança de 1.763.



Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

Figura 49 – Retaludamento com solo grampeado e verificação por Bishop Simplificado com fator de segurança 1.841.



Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

A nova modelagem com grampos de capacidade de suporte de até 80kN, comprimentos diferentes e espaçamento de 1 metro por 1 metro, resultou em fatores de segurança com uma média entre os métodos, de 1,802, sendo mais do que suficiente por norma e teoricamente aceita pelo entre engenheiros. Portanto, o modelo das figuras 48 e 49 foram os adotados. A análise do modelo representa a ruptura global do maciço e conta com esforço máximo dos grampos de 80kN.

O resultado final no quesito Fator de Segurança pode ser observado a seguir na Tabela 21.

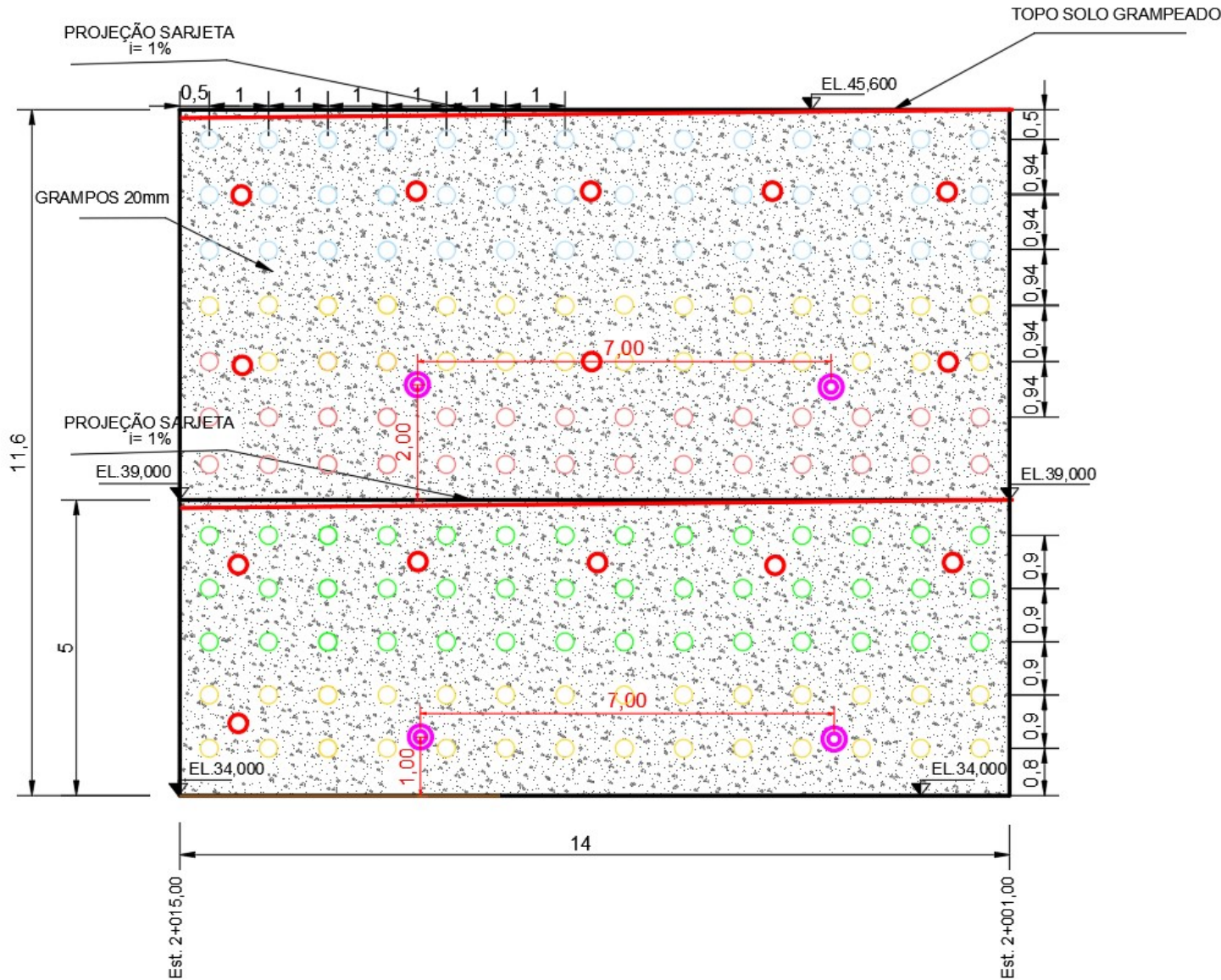
Tabela 21 – Fator de segurança final

Método de análise	Fator de segurança após as ancoragens		
	FS. Retaludamento	FS. Ret.+Grampo	FS. Mín
Fellenius	0,76	1,76	1,500
Bishop Simp.	0,69	1,841	

Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

A partir destes modelos, os materiais foram quantificados manualmente e com auxílio dos *softwares* AutoCAD (Figura 50), Excel e *software* de estabilidade. A figura detalha a vista frontal da solução “Retaludamento com Solo Grampeado”, e apresenta também quadro de quantidades e legenda para fácil compreensão.

Figura 50 - Vista Frontal Retaludamento com Solo Grampeado



QUADRO DE QUANTIDADES		
GRAMPO	QUANT. (UNID.)	COMP. TOTAL (M)
	12	504
	10	420
	8	420
	6	168
TOTAL (M)	36	1512
DRENO (DSH)		
	4	40

CONVENÇÕES DO PROJETO GEOTÉCNICO	
	- GRAMPO 12m
	- GRAMPO 10m
	- GRAMPO 8m
	- GRAMPO 6m
	- DRENO SUB-HORIZONTAL L = 10M
	- BARBACÃ
	- PROJEÇÃO SARJETA (SZC02) F = 1%
Ft - MÁXIMA DOS GRAMPOS = 0.8 tf	

Fonte: Autoria própria. Software AutoCAD.

Os orçamentos podem ser observados nas Tabelas 22 e 23.

Tabela 22 - Quantitativo e Orçamento Retaludamento + Solo grampeado 01/20152015

PLANILHA QUANTITATIVOS – OBRAS DE CONTENÇÃO							
Trecho:		Eixo 02					
Subtrecho:		02+000 a 02+015					
Solução:		Retaludamento com Solo grampeado					
CÓDIGO	FONTE	Eixo 02	UNID.	QUANT.	Valor	Valor total	%
		SERVIÇO					
OBRAS DE CONTENÇÃO							
SOLO GRAMPEADO							
-	PROSUL 2013	Grampo para solo grampeado aço CA-50 d=20mm, inclusive pintura anti-corrosiva e injeção de calda de cimento	m	1.512,00	R\$ 72,64	R\$ 109.831,68	89,00%
2 S 04 520 01	SICRO JAN 2015	Dreno sub-horizontal - DSH 01	m	40,00	R\$ 63,85	R\$ 2.554,00	2,07%
2 S 04 521 51	SICRO JAN 2015	Boca de saída para dreno sub-horizontal em material de 1ª categoria - BSD 04 - areia e brita comerciais	Unid.	4,00	R\$ 16,84	R\$ 67,36	0,05%
4413018	SICRO OUT 2018	Fixação em talude de tela eletrosoldada para lançamento de argamassa ou concreto projetado	kg	200,00	R\$ 7,72	R\$ 1.544,00	1,25%
91101	SINAPI 2018	Execução de Revestimento de concreto projetado com espessura de 15 cm, m ² as armado com fibras de aço, inclinação de 90°, aplicação descontínua, utilizando equipamento de projeção com 3 m ³ /h de capacidade	m ³	26,00	R\$ 305,60	R\$ 7.945,65	6,44%
83679	SINAPI	Tubo de PVC d=2 com material drenante para dreno/barbacã - fornecimento e instalação	un	14	R\$ 13,26	R\$ 185,57	0,15%
2 S 04 901 02	SICRO JAN 2015	Sarjeta trapezoidal de concreto - SZC 02 moldada no local com extrusora e concreto usinado - areia e brita comerciais	m	42	R\$ 30,52	R\$ 1.281,84	1,04%
Total do item:						R\$123.410,10	100,00%
RETALUDAMENTO							
3 S 04 000 00	SICRO JAN 2015	Escavação mat 1a cat.	m ³	130,00	R\$ 45,39	R\$ 5.900,70	25,42%
3 S 04 000 01	SICRO JAN 2015	Escavação mat 2a cat.	m ³	286,00	R\$ 60,53	R\$ 17.311,58	74,58%
Total do item:						R\$23.212,28	100,00%
Total:						R\$ 146.622,38	100,00%

Fonte: Autoria própria. *Software* Excel.

O item “PROSUL 2013 – Grampo para solo grampeado aço CA-50 d=20mm, inclusive pintura anti-corrosiva e injeção de calda de cimento”, não foi encontrado na planilha vigente na época, “Sicro 2”, tampouco na planilha SINAPI do mesmo período, portanto com auxílio da empresa projetista, o orçamento de uma obra envolvendo solo grampeado, em 2013, foi repassado e aplicado aqui com valor tal R\$ 72,64 o metro linear, sem correção para o ano de 2015. Julga-se que não teria muita diferença, sendo que o valor deste em 2013 era de R\$ 72,64 e em 2018 será de R\$ 69,87.

Os itens “4413018 Fixação em talude de tela eletrosoldada para lançamento de argamassa ou concreto projetado” e “91101 Execução de revestimento de concreto projetado com espessura de 15cm, armado com fibras de aço, inclinação de 90°, aplicação descontínua, utilizando equipamento de projeção com 3m³/h de capacidade”

Não foram encontrados respectivos na planilha 2015, sendo assim optou-se por manter o valor do período 10/2018.

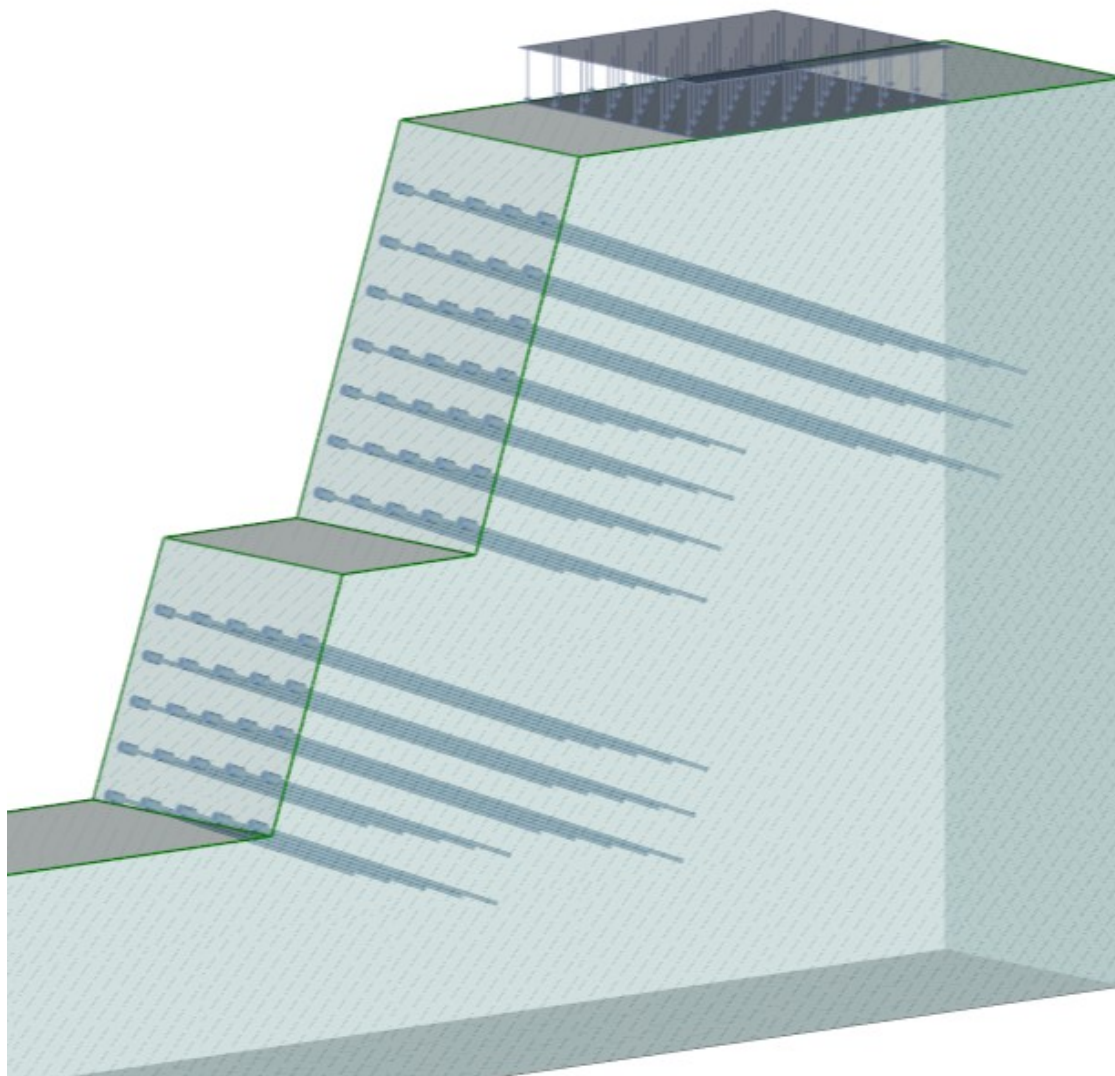
Tabela 23 - Quantitativo e Orçamento Retaludamento + Solo grampeado 10/2018

PLANILHA QUANTITATIVOS – OBRAS DE CONTENÇÃO							
Trecho:		Eixo 02					
Subtrecho:		02+000 a 02+015					
Solução:		Retaludamento com Solo grampeado					
CÓDIGO	FONTE	Eixo 02					
		SERVIÇO					
		OBRAS DE CONTENÇÃO					
UNID.	QUANT.	Valor	Valor total	%			
SOLO GRAMPEADO							
5605896	SICRO OUT 2018	Grampo de aço CA-50 D = 20 mm para solo grampeado com capacidade de 80 kN - fornecimento, perfuração e instalação	m	1.512,00	R\$ 69,87	R\$ 105.638,00	78,09%
2003614	SICRO OUT 2018	Dreno sub-horizontal - DSH 01	m	40,00	R\$ 113,56	R\$ 4.542,35	3,36%
2003616	SICRO OUT 2018	Boca de saída para dreno sub-horizontal em material de 1ª categoria - BSD 04 - areia e brita comerciais	Unid.	4,00	R\$ 25,23	R\$ 100,93	0,07%
4413018	SICRO OUT 2018	Fixação em talude de tela eletrosoldada para lançamento de argamassa ou concreto projetado	Kg	200,00	R\$ 10,27	R\$ 2.053,68	1,52%
1207715	SICRO OUT 2018	Concreto projetado fck = 25 MPa via seca aplicado em superfícies inclinadas de 60° a 90°	m³	26,00	R\$ 803,33	R\$ 20.886,70	15,44%
2003821	SICRO OUT 2018	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem	un	14	R\$ 16,27	R\$ 227,74	0,17%
2003973	SICRO OUT 2018	Sarjeta trapezoidal de concreto - SZC 02 moldada no local com extrusora e concreto usinado - areia e brita comerciais	m	42	R\$ 43,46	R\$ 1.825,32	1,35%
Total do item:						R\$135.274,71	100,00%
RETALUDAMENTO							
4805758	SICRO OUT 2018	Escavação mat 1a cat.	m³	130,00	R\$ 11,24	R\$ 1.460,67	26,17%
4805763	SICRO OUT 2018	Escavação mat 2a cat.	m³	286,00	R\$ 14,41	R\$ 4.121,06	73,83%
Total do item:						R\$5.581,73	100,00%
Total:						140.856,44	100,00%

Fonte: Autoria própria. *Software* Excel.

Com o auxílio do software GEO5, o resultado final foi modelado em 3D para melhor visualização, como pode ser observado na Figura 51.

Figura 51 - Retaludamento com grampos 3D



Fonte: Autoria própria. *Software* GEO5.

5.4. Muro de Pedra Argamassada com solo grampeado

Assim como na solução anterior de retaludamento, inicialmente almejava-se construir somente (sem grampos) um muro de pedra argamassada para dar estabilidade ao talude. Verificou-se que para a realização deste, atingindo o fator de segurança mínimo, não seria possível por questões da técnica ser limitada em função das dimensões do muro e deste não ser armado, logo a altura é limitada em cerca de no máximo 5 metros, conseqüentemente limitando o peso da estrutura em geral e a grandeza do empuxo a ser contido.

A seguir têm-se os parâmetros adotados para considerações de cálculo (Tabela 24).

Tabela 24 - Parâmetros do solo

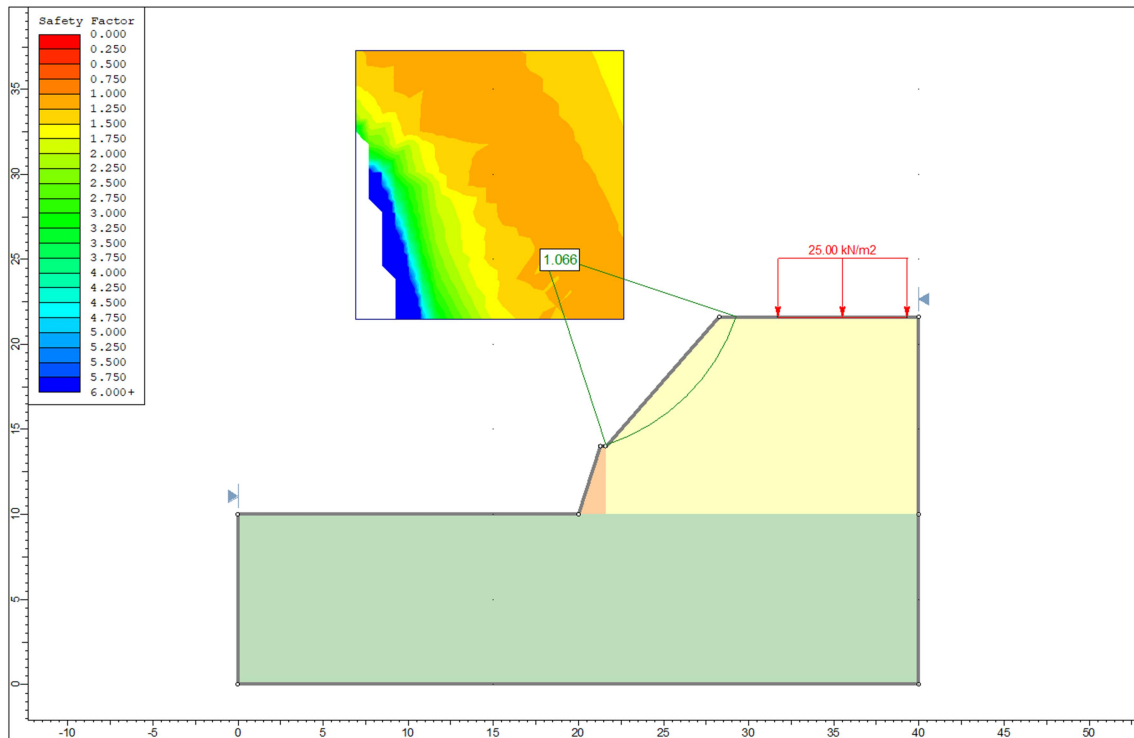
Parâmetros do Solo do Maciço		
Peso específico γ (tf/m ²)	Ângulo de Atrito ϕ °	Intercepto coesivo c' (tf/m ²)
1,75	32,00	0,65

Geometria do Talude				
Altura do Muro (m)	Comprimento do talude	Altura talude (m)	Altura Total H (m)	Inclinação do talude
4,00	7,50	7,70	11,70	49,00

Fonte: Dados projetos e autoria própria.

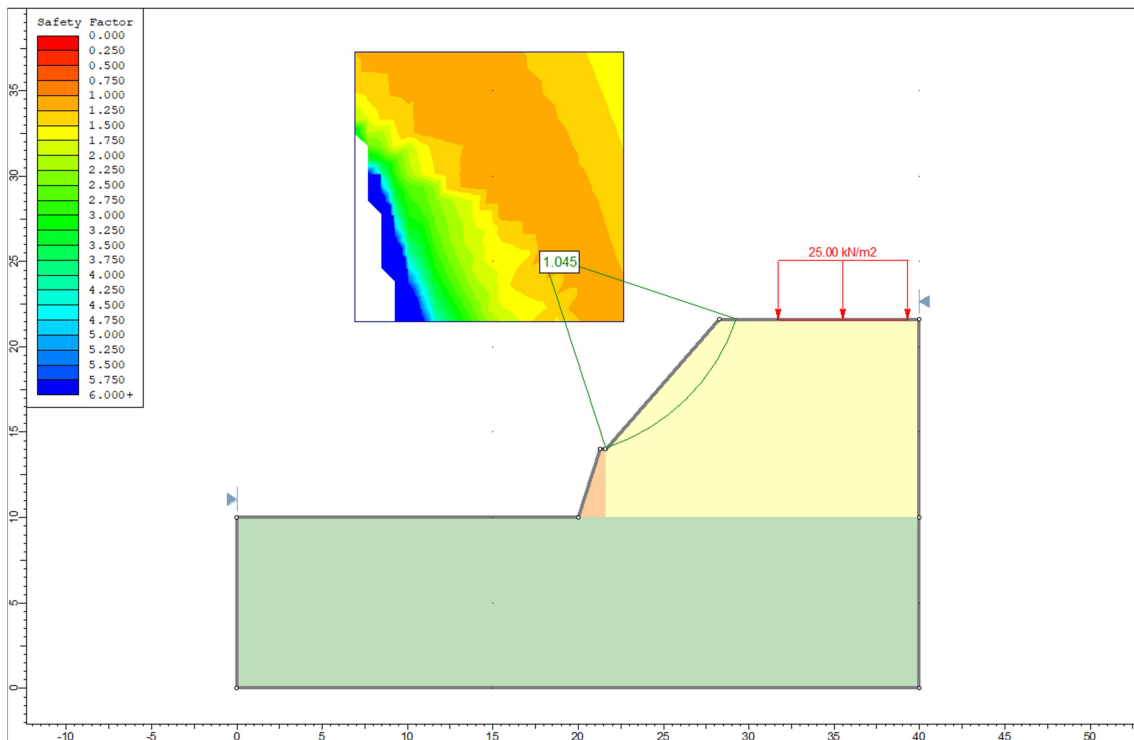
Nas figuras 52 e 53 pode ser observar o muro, com um talude de 49° sem solo grampeado, para quesito de verificação para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 52 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,066 pelo método de Fellenius.



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

Figura 53 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,045 pelo método de Bishop Simplificado.

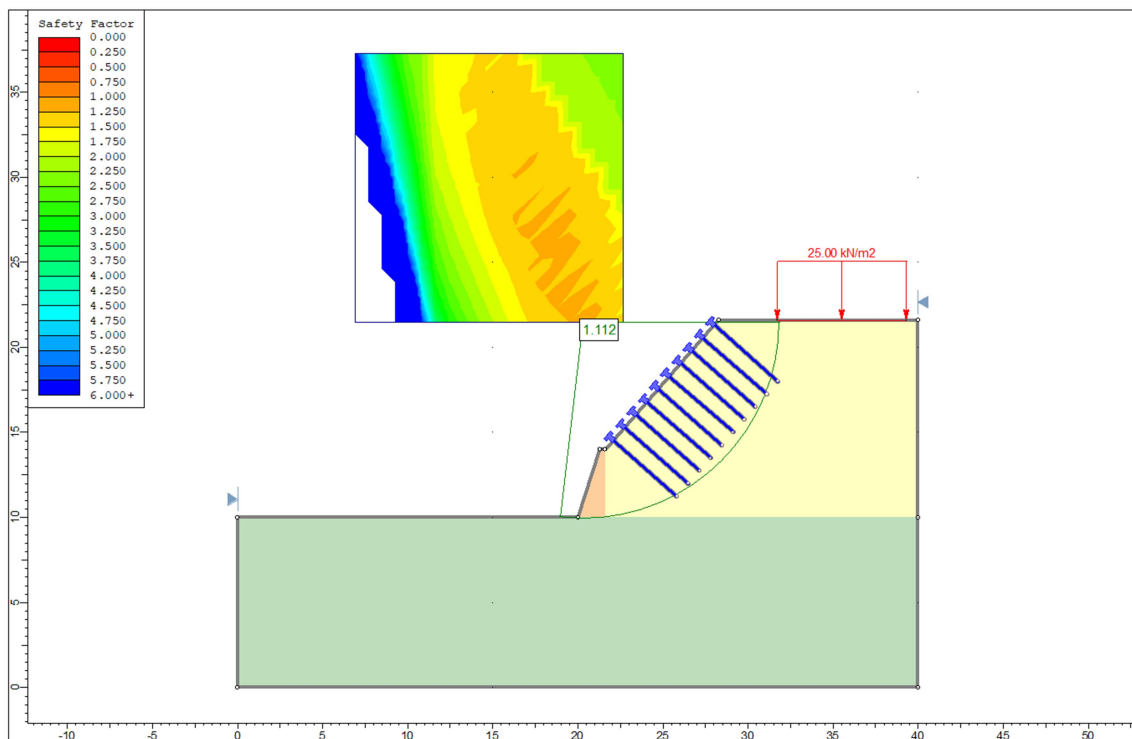


Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

Como pode ser observado, somente o muro não foi suficiente para conter o maciço, uma cunha acima do muro se tornaria instável e poderia vir a ruptura, e demais cunhas com FS abaixo de 1,5, também foram identificados. Desta maneira, adotou-se a solução “*Soil Nails*” (solo grampeado) para o talude de 49° acima do muro de pedra argamassada.

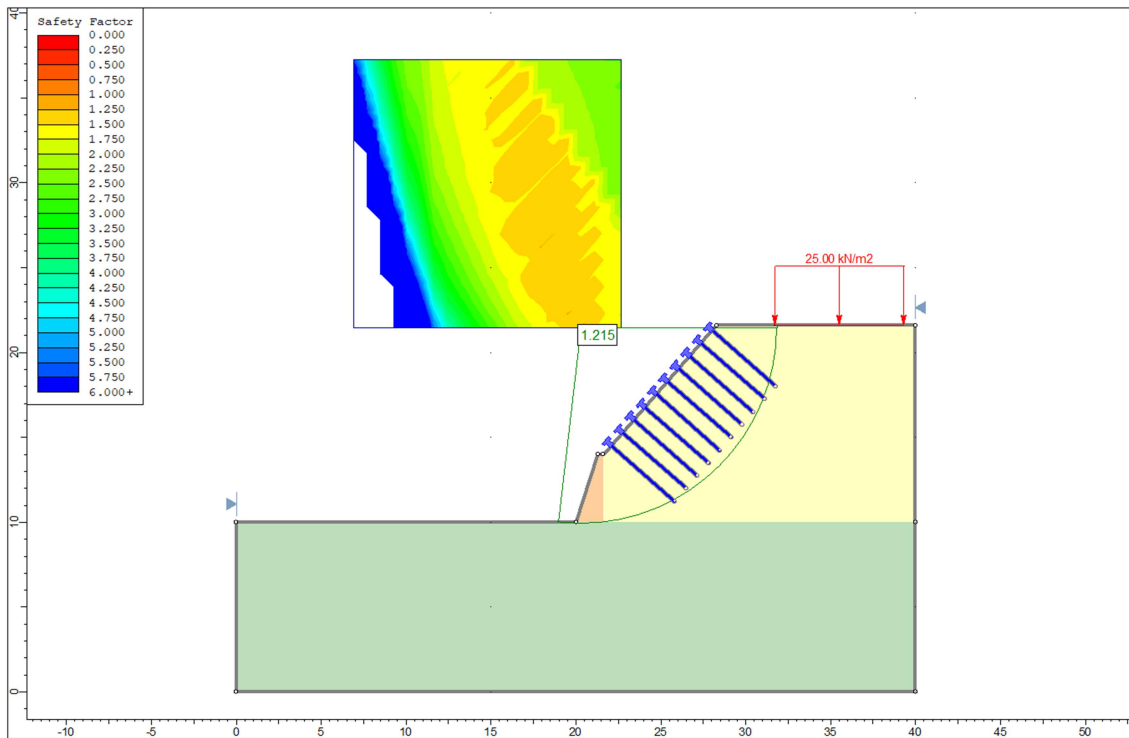
Inicialmente testaram-se grampos de 5m. Os fatores de segurança com esta adoção podem ser verificados nas figuras 54 e 55 para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 54 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,112 pelo método de Fellenius.



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

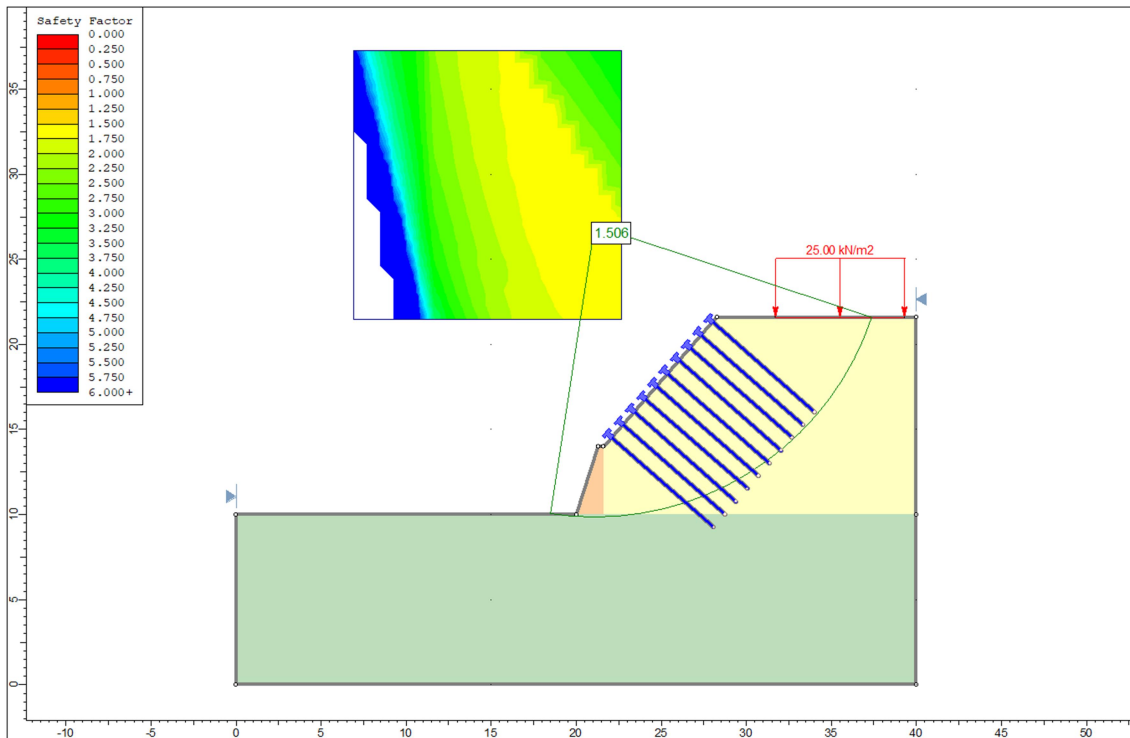
Figura 55 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,215 pelo método de Bishop Simplificado.



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

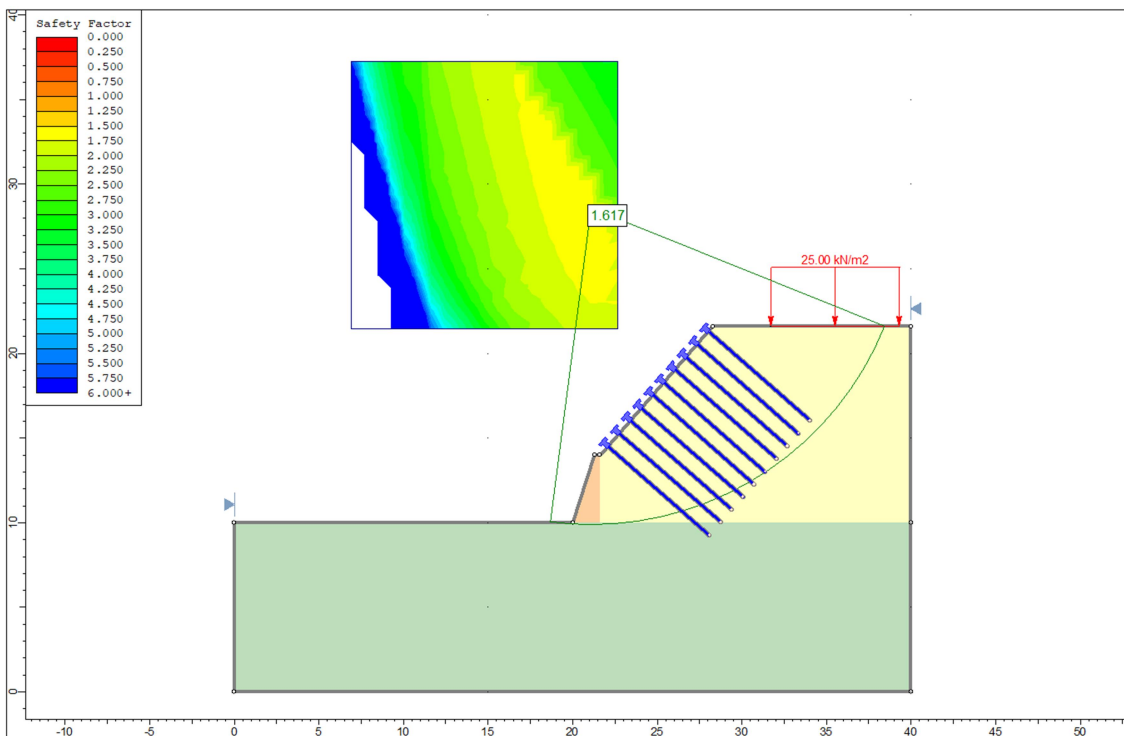
Analisando os fatores de segurança obtidos percebeu-se que a solução com grampos de 5m não é suficiente para conter a superfície crítica de ruptura de acordo com o mínimo por norma NBR 11682 /91. Observa-se que os grampos estão todos dentro da cunha de ruptura, não contribuindo efetivamente para a estabilidade do conjunto. Sendo assim, buscou-se alterar as dimensões dos grampos para atingir valores maiores de Fatores de Segurança. Os resultados com grampos de 8 m podem ser verificados nas Figuras 56 e 57 para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 56 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,506 pelo método de Fellenius.



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

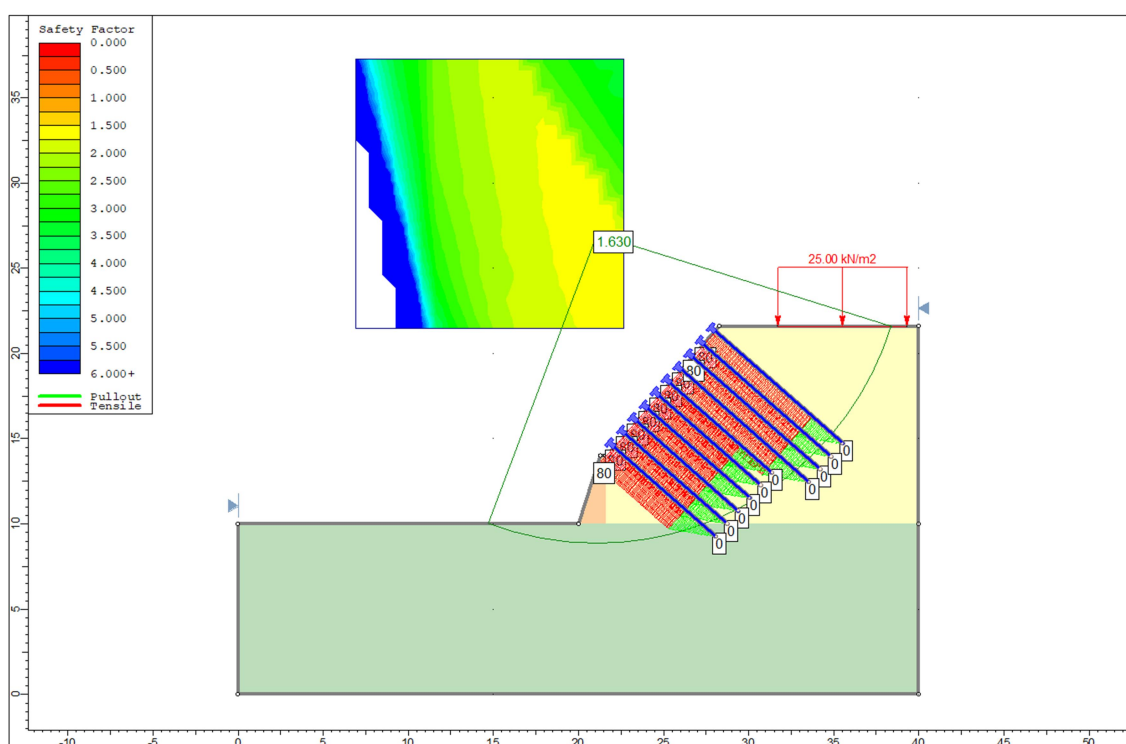
Figura 57 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,617 pelo método de Bishop Simplificado.



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

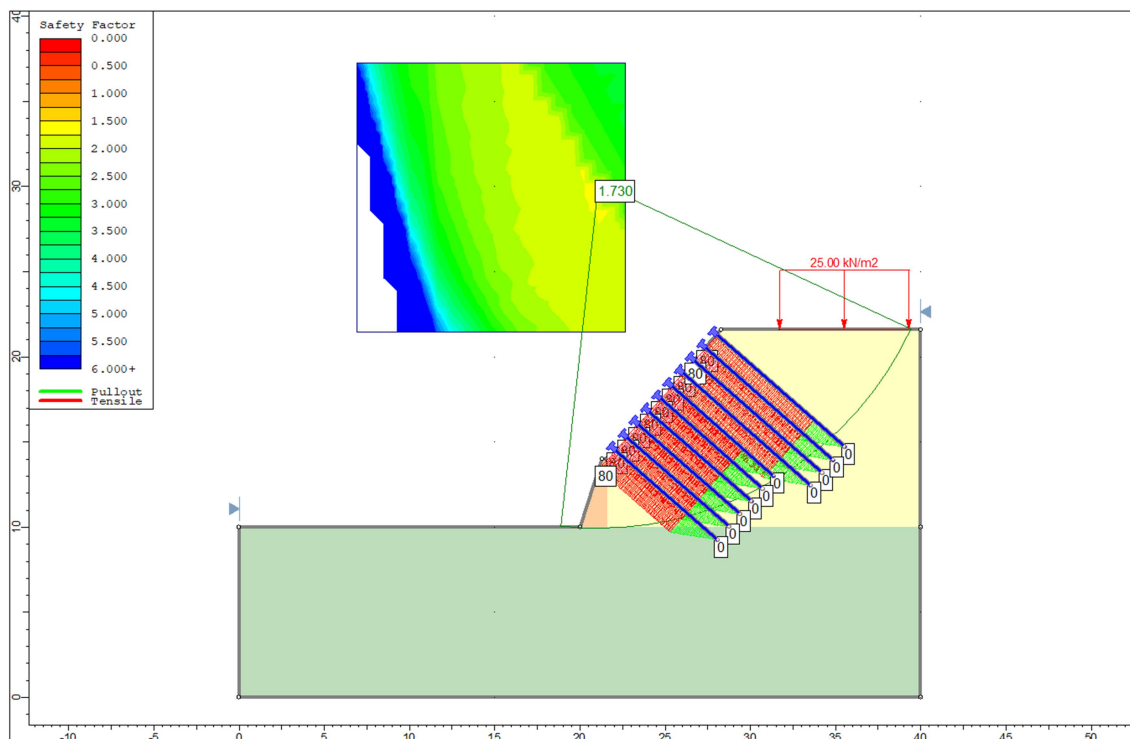
Ainda assim, buscou-se melhorar o FS alterando as dimensões dos grampos, de maneira que todos eles efetivamente entrassem sob solicitação caso a superfície de ruptura viesse a requisitá-los. Tanto quanto a solução **5.3 “Retaludamento com uma plataforma e com solo grampeado”**, aqui também adotou-se espaçamento de 1 metro por 1 metro e buscou-se atingir um Fator de Segurança mais alto almejando se aproximar de uma solução prática. Sendo assim, a solução final pode ser verificada nas figuras 58 e 59 para os diferentes métodos de análise de estabilidade.

Figura 58 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,630 pelo método de Fellenius.



Fonte: Autoria própria. *Software* de estabilidade de taludes.

Figura 59 – Muro de pedra argamassada e talude de 49°. Fator de segurança 1,730 pelo método de Bishop Simplificado.



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* de estabilidade de taludes.

A solução final para o método foi a execução de grampos de 8m e 10m, espaçamento vertical de 1 metro e horizontal de 1 metro.

O resultado final no quesito Fator de Segurança pode ser observado a seguir na Tabela 25, onde “FS. Muro” é respectivo aos fatores de segurança somente com o Muro de Pedra Argamassada e “FS. Muro+Grampo” faz referência à solução final adotada.

Tabela 25 – Fator de segurança final

Método de análise	Fator de segurança após as ancoragens		
	FS. Muro	FS. Muro+Grampo	FS. Mín
Fellenius	1,066	1,630	1,500
Bishop	1,045	1,730	

Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* Excel.

Como visto na revisão bibliográfica, um muro de gravidade, que é o caso do muro de pedra argamassada, deve passar por verificações quanto ao Tombamento, Deslizamento e Ruptura do Solo de Fundação. Tendo em vista que a solução adotada é composta não só pelo muro de pedra, mas também pelo solo grampeado, o cálculo dos critérios de verificações do muro tornaram-se incalculáveis, pois não foi encontrado

software que considere e modele o conjunto composto.

Com o objetivo de propor uma solução aceitável no escopo deste trabalho acadêmico, ainda que não seja a reprodução real do que acontece, buscou-se reproduzir o modelo considerando somente a geometria do maciço e o muro de pedra argamassada (sem os grampos), utilizando neste, parâmetros de solo melhorados de acordo com a porcentagem entre a diferença nos valores de Fator de Segurança para Ruptura Global do maciço com e sem muro de pedra argamassada, obtidos no Software Slide. Essa consideração será detalhada a seguir.

Em outras palavras, no software Slide, foram verificados os Fatores de Segurança (Fellenius e Bishop Simplificado) globais para um maciço de igual geometria sem solo grampeado, somente com o muro. Verificou-se que estes atingiam valores de 1,066 (Figura 52) e 1,045 (Figura 53), tendo como média 1,0555.

Também foi verificado o fator de segurança alcançado quando se adotava a solução composta. Muro de pedra argamassada com talude superior em solo grampeado, resulta em Fator de Segurança por Fellenius de 1,630 (Figura 58) e Bishop Simplificado de 1,730 (Figura 59), tendo como média 1,68. A diferença entre os valores médios de ambas verificações, é de 59,16%. Pela diferença ser muito elevada e como o objetivo inicial era aumentar os parâmetros do solo nestas proporções, elevar os parâmetros nestas proporções seria fora da realidade. Por exemplo, o ângulo de atrito ficaria próximo à 50°, que é semelhante a uma situação de solo extremamente compactado. Portanto foi verificado o fator de segurança somente com solo grampeado, porém com um talude reto e sem o muro de pedra argamassada. Verificou-se que este último atingia valores de 1,555 e 1,628, tendo como média 1,5915. Sendo assim, viu-se que a diferença entre os valores médios de ambas as verificações (composta e sem o muro), é de 5,56% $\{100 - [(1,68/1,5915) * 100]\%$, desta maneira, o aumento dos valores dos parâmetros foi desta proporção.

Neste mesmo capítulo, foram apresentados os parâmetros geotécnicos do solo A. Estes possuem valores de $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ (Peso específico do solo), $\varphi = 32^\circ$ (Ângulo de atrito interno do solo) e $c = 6,5 \text{ kPa}$ (coesão entre partículas solo). Para aplicação e verificação dos critérios do muro, estes, salvo o peso específico, foram aumentados em 5,56% (diferença entre o FS com e sem muro), buscando aproximar o “efeito” que o solo grampeado atribuía ao conjunto. Sendo assim, os novos valores de φ e c , são:

- $\varphi = 33,78^\circ$ (Ângulo de atrito interno do solo);
- $c = 6,86$ kPa (Coesão entre partículas solo).

Com estes valores, e após modelar o maciço com muro de gabião (aproximação pois o software não reproduz muro de arrimo) com dimensões proporcionais ao muro de pedra argamassada, verificou-se os critérios de Tombamento, Deslizamento e Ruptura do Solo de Fundação no software GAWACWIN, da empresa Macaferri. O resultado pode ser verificado a seguir:

- Deslizamento: $1,47 < 1,5$ – Não passa;
- Tombamento: $2,01 > 2,0$ – Passa;
- Capacidade do Solo de Fundação: $2,36 < 3,0$ – Não passa.

Comparando-se os resultados com os valores estabelecidos por norma, verifica-se que os critérios de Deslizamento, Capacidade do Solo de Fundação não atingem o mínimo necessário. Sendo assim, o modelo foi verificado novamente considerando o solo melhorado. Os resultados obtidos foram:

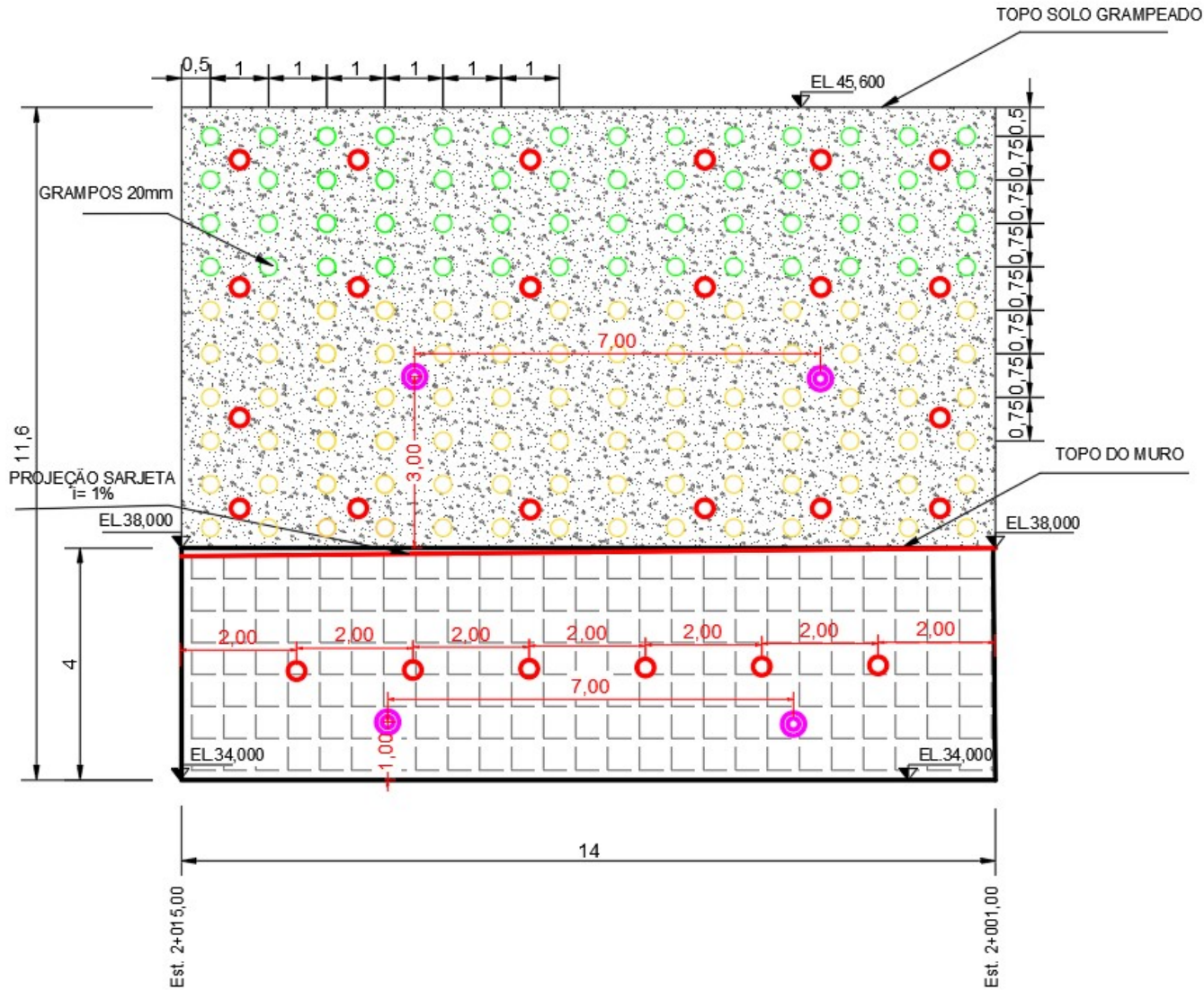
- Deslizamento: $1,72 > 1,5$ – Passa;
- Tombamento: $2,41 > 2,0$ – Passa ;
- Capacidade do Solo de Fundação: $3,26 > 3,0$ – Passa.

Por fim, os critérios de estabilidade externa, atingiram o mínimo pela norma NBR 11682/91, sendo assim, foi dado continuidade ao quantitativo e orçamento.

Vale destacar que o *software* Gawacwin impede que na modelagem o usuário adicione limites para o sobrepeso. Sendo assim, o sobrepeso de 25kN/m^2 ficou posicionado em toda a superfície horizontal acima do talude inclinado, contribuindo para aumentar o resultado a favor da segurança.

A partir destes modelos, os materiais foram quantificados manualmente e com auxílio dos *softwares* AutoCAD (Figura 60), Excel e *software* de estabilidade Slide. A figura detalha a vista frontal da solução “Muro de Pedra Argamassada com Solo Grampeado”, e apresenta também quadro de quantidades e legenda para fácil compreensão.

Figura 60 – Vista frontal muro de pedra argamassada



QUADRO DE QUANTIDADES		
GRAMPO	QUANT. (UNID.)	COMP. TOTAL (M)
○ (Green)	10	560
○ (Yellow)	8	672
TOTAL (M)	18	1232
DRENO (DSH)	QUANT. (UNID.)	COMP. TOTAL (M)
○ (Purple)	4	40

CONVENÇÕES DO PROJETO GEOTÉCNICO

- (Green) - GRAMPO 10m
- (Yellow) - GRAMPO 8m
- (Purple) - DRENO SUB-HORIZONTAL L = 5M
- (Red) - BARBACA
- (Red) - PROJEÇÃO SARJETA (SZC02) I = 1%

Rt - MÁXIMA DOS GRAMPOS = 0.8 tf

Os orçamentos podem ser observados nas Tabelas 26 e 27 a seguir.

Tabela 26 - Quantitativo e Orçamento Muro + Solo grampeado 01/2015

PLANILHA QUANTITATIVOS – OBRAS DE CONTENÇÃO								
Trecho:		Eixo 02						
Subtrecho:		02+000 a 02+015						
Solução:		Muro de Pedra Argamassada com Solo grampeado						
CÓDIGO	FONTE	Eixo 02		UNID.	QUANT.	Valor	Valor total	%
		SERVIÇO						
OBRAS DE CONTENÇÃO								
Muro de Pedra Argamassada com Solo grampeado								
3 S 04 000 00	SICRO JAN 2015	Escavação mat 1a cat.		m	156,24	R\$ 45,39	R\$ 7.091,73	14,93%
3 S 04 000 01	SICRO JAN 2015	Escavação mat 2a cat.		m	254,24	R\$ 60,53	R\$ 15.389,15	32,40%
2 S 05 301 50	SICRO JAN 2015	Alvenaria de pedra argamassada		m3	53,2	R\$ 308,52	R\$ 16.413,26	34,56%
Aprox.	SINAPI	Tubo de PVC D = 50 mm colocado em dispositivo de drenagem		m	30	R\$ 20,20	R\$ 605,95	1,28%
83665	SINAPI	Fornecimento e instalação de manta bidim RT - 14		m²	53,2	R\$ 7,11	R\$ 378,09	0,80%
2 S 04 500 06	SICRO JAN 2015	Dreno longitudinal profundo para corte em solo - DPS 06		m	14	R\$ 66,53	R\$ 931,42	1,96%
2 S 04 901 02	SICRO JAN 2015	Sarjeta trapezoidal de concreto - SZC 02		m	28	R\$ 30,52	R\$ 854,56	1,80%
83671	SINAPI	Tubo PVC dn 100mm para drenagem - Fornecimento e instalação		m	30	R\$ 47,99	R\$ 1.439,70	3,03%
2 S 04 930 01	SICRO JAN 2015	Caixa coletora de sarjeta - CCS 01		und.	2	R\$ 1.657,42	R\$ 3.314,84	6,98%
2 S 04 962 01	SICRO JAN 2015	Caixa de ligação e passagem - CLP 01 - areia e brita comerciais		und.	1	R\$ 1.074,20	R\$ 1.074,20	2,26%
							R\$47.492,91	100,00%
Exec. Muro de Pedra Argamassada								
1 A 01 405 01	SICRO JAN 2015	Andaime de madeira			28	R\$ 28,13	R\$ 787,64	100,00%
							R\$787,64	100,00%
Sapata do Muro de Pedra Argamassada								
74164/004	SINAPI 2015	Lastro de brita		m3	1,5	R\$ 141,16	R\$ 211,74	7,98%
84214	SINAPI 2015	Forma para estruturas de concreto (pilar, viga e laje) em chapa de madeira compensada resinada, de 1,10 x 2,20, espessura = 12 mm, 02 utilizacoes. (fabricacao, montagem e desmontagem)		m2	6,5	R\$ 53,19	R\$ 345,74	13,02%
74138/005	SINAPI 2015	Concreto usinado bombeado FCK = 35MPa, inclusive lançamento e adensamento		m3	4,5	R\$ 466,10	R\$ 2.097,45	79,00%
							R\$2.654,93	100,00%
SOLO GRAMPEADO								
-	PROSUL 2013	Grampo para solo grampeado aço CA-50 d=20mm, inclusive pintura anti-corrosiva e injeção de calda de cimento		m	1.232,00	R\$72,64	R\$89.492,48	88,05%
2 S 04 520 01	SICRO JAN 2015	Dreno sub-horizontal - DSH 01		m	40,00	R\$65,80	R\$2.632,00	2,59%
2 S 04 521 51	SICRO JAN 2015	Boca de saída para dreno sub-horizontal em material de 1ª categoria - BSD 04 - areia e brita comerciais		Unid.	4,00	R\$16,84	R\$67,36	0,07%
4413018	SICRO OUT 2018	Fixação em talude de tela eletrosoldada para lançamento de argamassa ou concreto projetado		Kg	200,00	R\$7,72	R\$1.544,00	1,52%
91101	SINAPI 2018	Execução de Revestimento de concreto projetado com espessura de 15 cm, m² as armado com fibras de aço, inclinação de 90°, aplicação descontínua, utilizando equipamento de projeção com 3 m³/h de capacidade		m³	25,00	R\$305,60	R\$7.640,05	7,52%
83679	SINAPI 2015	Tubo de PVC d=2 com material drenante para dreno/barbacá - fornecimento e instalação		un	20	R\$13,26	R\$265,10	0,26%
							R\$101.640,99	100,00%
						Total:	152.576,47	100,00%

Fonte: Autoria própria, 2019. Software Excel.

Tabela 27 - Quantitativo e Orçamento Muro + Solo grampeado 10/2018

PLANILHA QUANTITATIVOS – OBRAS DE CONTENÇÃO								
Trecho:		Eixo 02						
Subtrecho:		02+000 a 02+015						
Solução:		Muro de Pedra Argamassada com Solo grampeado						
CÓDIGO	FONTE	Eixo 02		UNID.	QUANT.	Valor	Valor total	%
		SERVIÇO						
		OBRAS DE CONTENÇÃO						
Muro de Pedra Argamassada com Solo grampeado								
4805758	SICRO OUT 2018	Escavação mat 1a cat.		m	156,24	R\$ 11,24	R\$ 1.755,50	4,44%
4805763	SICRO OUT 2018	Escavação mat 2a cat.		m	254,24	R\$ 14,41	R\$ 3.663,42	9,27%
1505923	SICRO OUT 2018	Muro de arrimo em pedra argamassada - areia e pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento		m3	53,2	R\$ 344,42	R\$ 18.322,99	46,37%
2003935	SICRO OUT 2018	Tubo de PVC D = 50 mm colocado em dispositivo de drenagem		m	30	R\$ 9,46	R\$ 283,67	0,72%
2003866	SICRO OUT 2018	Aplicação de geotextil não-tecido agulhado RT		m²	53,2	R\$ 10,01	R\$ 532,55	1,35%
2003566	SICRO OUT 2018	Dreno longitudinal profundo para corte em solo - DPS 06		m3	14	R\$ 105,53	R\$ 1.477,49	3,74%
2003973	SICRO OUT 2018	Sarjeta trapezoidal de concreto - SZC 02 moldada no local com extrusora e concreto usinado - areia e brita comerciais		m	28	R\$ 44,79	R\$ 1.254,09	3,17%
2007971	SICRO OUT 2018	Dreno de PVC D = 100 mm - fornecimento e instalação		m	30	R\$ 87,60	R\$ 2.628,12	6,65%
2003517	SICRO OUT 2018	Caixa coletora de sarjeta - CCS 01 - com grelha de ferro - TCC 02 - areia e brita comerciais		und.	2	R\$ 4.030,23	R\$ 8.060,46	20,40%
2003642	SICRO OUT 2018	Caixa de ligação e passagem - CLP 01 - areia e brita comercial		und.	1	R\$ 1.538,62	R\$ 1.538,62	3,89%
							R\$39.516,91	100,00%
Exec. Muro de Pedra Argamassada								
-	SICRO 2018	Andaime de madeira			28	R\$ 46,80	R\$ 1.310,40	100,00%
							R\$1.310,40	100,00%
Sapata do Muro de Pedra Argamassada								
903845	SICRO OUT 2018	Lastro de brita comercial - espalhamento mecânico		m3	1,5	R\$ 74,56	R\$ 111,84	4,61%
3108000	SICRO OUT 2018	Forma para estruturas de concreto (pilar, viga e laje) em chapa de madeira compensada resinada, de 1,10 x 2,20, espessura = 12 mm, 02 utilizações. (fabricação, montagem e desmontagem)		m2	6,5	R\$ 87,54	R\$ 569,01	23,46%
1106281	SICRO OUT 2018	Concreto para bombeamento fck = 35 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais		m3	4,5	R\$ 387,62	R\$ 1.744,29	71,93%
							R\$2.425,14	100,00%
SOLO GRAMPEADO								
5605896	SICRO OUT 2018	Grampo de aço CA-50 D = 20 mm para solo grampeado com capacidade de 80 kN - fornecimento, perfuração e instalação		m	1.232,00	R\$ 69,87	R\$ 86.075,40	76,05%
2003614	SICRO OUT 2018	Dreno sub-horizontal - DSH 01		m	40,00	R\$ 113,56	R\$ 4.542,35	4,01%
2003616	SICRO OUT 2018	Boca de saída para dreno sub-horizontal em material de 1ª categoria - BSD 04 - areia e brita comerciais		Unid.	4,00	R\$ 25,23	R\$ 100,93	0,09%
4413018	SICRO OUT 2018	Fixação em talude de tela eletrosoldada para lançamento de argamassa ou concreto projetado		Kg	200,00	R\$ 10,27	R\$ 2.053,68	1,81%
1207715	SICRO OUT 2018	Concreto projetado fck = 25 MPa via seca aplicado em superfícies inclinadas de 60° a 90°		m³	25,00	R\$ 803,33	R\$ 20.083,37	17,74%
2003821	SICRO OUT 2018	Dreno tipo barbaca - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem		un	20	R\$ 16,27	R\$ 325,34	0,29%
							R\$113.181,07	100,00%
Total:							156.433,51	100,00%

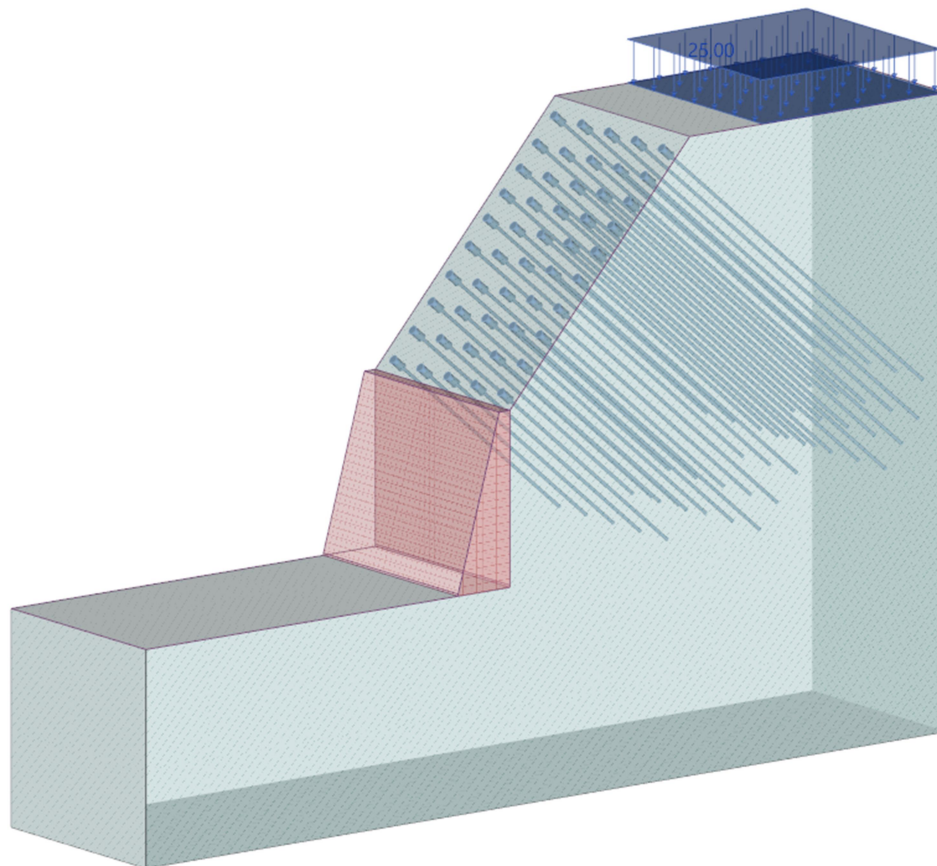
Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* Excel.

O item “Andaime de madeira” teve o preço unitário de cada subitem da composição “Sicro 2” atualizado conforme “Sicro 3”, pois neste não continha composição própria, composição essa que existia na época de vigência da planilha “Sicro 2”, sendo os valores de cada subitem posteriormente somados.

Os itens “4413018 Fixação em talude de tela eletrosoldada para lançamento de argamassa ou concreto projetado” e “91101 Execução de revestimento de concreto projetado com espessura de 15cm, armado com fibras de aço, inclinação de 90°, aplicação descontínua, utilizando equipamento de projeção com 3m³/h de capacidade” Não foram encontrados respectivos na planilha 2015, sendo assim optou-se por manter o valor do período 10/2018.

Com o auxílio do *software* GEO5, o resultado final foi modelado em 3D para melhor visualização e pode ser observado na figura 61.

Figura 61 – Ilustrativo Retaludamento com grampos 3D



Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* GEO5.

5.4.1. Indicações para processo executivo do Muro de Pedra Argamassada

A seguir são feitas algumas considerações acerca do processo executivo do muro de Pedra Argamassada. O projeto deverá ser executado de cima para baixo.

- Inicialmente os grampos deverão ser colocados com a técnica de avanço em plataformas. O terreno natural deverá ser escavado como previsto no quantitativo e a cada 2m será realizada a colocação dos grampos;
- Foi considerado que o muro será executado com frentes de serviço abrindo 2 metros (horizontal) por vez, de modo que a berma (talude) restante sirva

de sustentação para o maciço, sendo assim o muro será construído com os grampos já instalados e com avanços de 2mx4m de cada vez.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Os quadros comparativos das Tabelas 28 e 29 foram montados tendo como valores base os da cortina atirantada, tanto de Fator de Segurança, quanto de custo. Os resultados acusaram no que diz respeito ao Custo destas obras de contenção, que para as três soluções tomadas para esse maciço em específico (em outra condição de talude, a diferença pode ser maior), o custo não será um fator muito decisivo na fase de escolha, apesar da diferença entre cortina atirantada e retaludamento com solo grampeado ser em torno de 15%, e o muro 12% (diminuindo em 10/2018). Esta diferença de valores poderia ser significativa caso as proporções da obra fossem maiores e tivesse que conter uma frente mais longa de talude.

No que diz respeito ao FS, não deve-se limitar ao número em si, pois os processos que garantem a confiabilidade deste variam de solução para solução. Por esse motivo, apesar do FS da Cortina Atirantada ser 12% menor do que a solução com Retaludamento e Solo grampeado, esta passa por um processo rigoroso e teste final de arrancamento que garante a execução correta do projeto, diferente dos grampos do solo grampeado que não passam por verificação final. O Muro de Pedra argamassada tem FS acima do exigido por norma, mas como na solução de retaludamento, também trabalha com solo grampeado, que, caso não seja bem executado, agrega certa incerteza ao resultado final.

Tudo isso foi explicado, tendo consciência de que a obra seria realizada em uma creche da prefeitura municipal, tendo proximidade com meio urbano e qualquer eventual “prejuízo” que deixa de ter justificaria a escolha adotada.

Tabela 28 – FS e Custo Contenções 01/2015

Método de análise	Quadro comparativo Contenções			
	FS	%	Custo	%
Cortina Atirantada	1,61	100,00%	R\$173.463,28	100,00%
Retaludamento + Solo grampeado	1,80	111,93%	R\$146.622,38	84,53%
Muro P.A + Solo Grampeado	1,68	104,35%	R\$152.576,47	87,96%

Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* Excel.

Tabela 29 – FS e Custo Contenções 10/2018

Método de análise	Quadro comparativo - Custo das Contenções			
	FS	%	Custo	%
Cortina Atirantada	1,61	100,00%	R\$166.678,31	100,00%
Retaludamento + Solo grampeado	1,80	111,93%	R\$140.856,44	84,51%
Muro P.A + Solo Grampeado	1,68	104,35%	R\$156.433,51	93,85%

Fonte: Autoria própria, 2019. *Software* Excel.

No que diz respeito aos orçamentos, estes mantiveram sua relação de preço de 01/2015 para 10/2018 sem grande variação, com alteração de 2,5% (Muro) para mais e 4% para menos (Cortina e Retaludamento). Observou-se flutuação de preço na grande maioria dos itens, logo não houve item que caracterizasse a mudança significativa que fosse responsável pelo preço final da obra.

Vale apontar que a obra deve respeitar todas as etapas contrutivas e ser detalhada conforme pede a norma NR 11682/2009. Etapas não retratadas aqui por se tratar de um trabalho acadêmico sem o propósito para tal. Portanto, o projeto deve possuir etapas, além de projeto e construção, mas também acompanhamento de obra, manutenção e monitoramento do talude após conclusão da obra.

Analisando os valores obtidos após a reprodução da modelagem nos softwares, o autor optaria também pela construção da cortina atirantada. A escolha se justifica pela confiabilidade que a contenção em cortina atirantada garante frente as outras analisadas, tendo em vista principalmente que os seus tirantes são postos sob tensão e testados desta forma, além de ter uma estrutura de concreto armado calculado conforme normas da mesma. Outro fator que motiva a adoção da cortina atirantada é a sensação de segurança e o fato de se ter uma situação instalada, com vidas humanas envolvidas (creche e área comunitária), deve-se ter uma estrutura robusta que atribui plena segurança e estabilidade sem deformações. As soluções alternativas, ambas envolvem o uso da técnica de solo grampeado, e, apesar de atingir fator de segurança acima do mínimo requisitado por norma, o processo executivo deve ser muito detalhado e deve ser realizado um acompanhamento rigoroso, apesar disso, os grampos ao final da obra não são testados por atuarem passivamente, diferente dos tirantes da cortina atirantada, que por sua vez são ativados com protensão de 350kN. O muro por sua vez, nesta situação em específico, envolvendo um maciço de altura maior que o dobro da altura sua altura,

logo a solução foi completada com solo grampeado, pois sozinho não seria suficiente para conter o maciço, e sendo assim julgou-se que a cortina seria uma solução mais sensata e garantida para o local.

O ajuste feito na técnica envolvendo os métodos de muro de pedra argamassada e solo grampeado, pode ser discutido em trabalhos futuros. Calculou-se o percentual de diferença e aplicou-se sobre os aumentos dos parâmetros, mas não se tem certeza destes resultados, portanto ainda cabe verificações, por não se ter uma fonte nas bibliografias buscadas, que valide esta solução.

REFERÊNCIAS

McCarthy, J.J., Canziani O.F., Leary N.A., Dokken D.J. e White K.S. 2001. **Climate Change 2001: Impacts, Adaptation, and Vulnerability**. Contribution of Working Group II to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge, UK: Cambridge University Press.

Centro de Estudos e Pesquisas em Engenharia e Defesa Civil, **Atlas Brasileiro de Desastres Naturais de 1991 a 2012**, Volume Brasil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

FREITAS, M. M. S. de, **Relevo de Santa Catarina**. Infoescola. Disponível em: <<https://www.infoescola.com/geografia/relevo-de-santa-catarina/>>. Acesso em: 10/12/2018.

Rede Interagencial de Informações para a Saúde. **Indicadores básicos para a saúde no Brasil: conceitos e aplicações**. 2ª ed. – Brasília: Organização Pan-Americana de Saúde, 2008. 350 p.

SILVA, M. G. P. da. Word para trabalhos acadêmicos. Florianópolis, 2015. 27 slides, color. Acompanha texto. Disponível em: <<http://portal.bu.ufsc.br/files/2013/10/Tutorialeditoraçãotrabalho-acadêmico1.pdf>>. Acesso em: 25/04/2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 5629** : Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

Cemaden (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais). **Movimento de massa**. Disponível em <<https://www.cemaden.gov.br/deslizamentos/>> Acesso em: 20/01/2019.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. . **Ensaio de Campo e Sua Aplicação à Engenharia de Fundações**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. V. 1. 223p.

CESEC/UFPR. Centro de Estudos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná. **Noções de estabilidade de taludes e contenções**. Notas de Aula. Disponível em: < [http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.p df](http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.pdf)>. Acesso em: 03/12/2019.

Geoacademy. **Manual Técnico para Reforço de Muros e Taludes**. Disponível em: <<https://geoacademy.com.br/p/manual-tecnico-para-reforco-de-muros-e-taludes>> . Acesso em: 20/01/2019.

HORST, R. **Avaliação dos métodos para cálculo de Estabilidade de taludes em maciço terroso**. 2007. 131 f. Monografia (Conclusão de curso Engenharia Civil). Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2006, **Manual de drenagem de Rodovias**. 2a ed. Rio de Janeiro, 333p.

FEIJÓ, R. L. 2007, 157p. **Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado**. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

LIMA, A. P. 2007, **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss**, Tese de doutorado, departamento de engenharia civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

MENDES, F. B. 2010, 148p. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**, dissertação de mestrado, programa de pós graduação em geotecnia da UFOP, Ouro Preto.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. 1993, Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993. **Solos e Rochas**, v. 16 no. 4, pp. 291-304.

ZIRLIS, A. C, **Solo grampeado-Execução**, 1999, 20p. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, núcleo, São Paulo.

Ministério do Desenvolvimento Regional. **Entenda os Desastres**. Disponível em: <<http://www.integracao.gov.br/defesa-civil/centro-nacional-de-gerenciamento-de-riscos-e-desastres-cenad/entenda-os-desastres>>. Acessado em 20/03/2019.

CAPUTO, H. P. 1988, **Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos**. 6º edição, Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos. Volume 2.

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

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. 1984, **Estabilidade de taludes naturais e de escavação – 2**. ed. rev. Ampl. São Paulo, E. Blucher. 194p

DAS, Braja. M, 2011. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7a ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

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

Kobiyama, M. et. al.; **Prevenção de Desastres Naturais: Conceitos Básicos**, 1a ed. Curitiba, PR. Organic Trading, 2006.

HERRMANN, M. L. de P.; **Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina**, 2005. 146p. 1a ed. Florianópolis, SC. CEPED, Defesa Civil.

Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Defesa Civil. **Anuário brasileiro de desastres naturais: 2011. 2012. 2013**. Disponível em: <http://www.integracao.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=e3cab906-c3fb-49fa-945d-649626acf790&groupId=185960>. Acesso em: 30/04/2019.

TEIXEIRA, I. J. R. **Estudo Comparativo De Duas Alternativas Para Contenção De Taludes Verticais: Solo Grampeado E Cortina Atirantada**. 2011. 123 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Feira de Santana – UEFS. Feira de Santana, Bahia, 2011. Disponível em: <[http://civil.uefs.br/DOCUMENTOS/%C3%8DTALO%20JEFFERSON%20ROCHA%200 TEIXEIRA.pdf](http://civil.uefs.br/DOCUMENTOS/%C3%8DTALO%20JEFFERSON%20ROCHA%200%20TEIXEIRA.pdf)>. Acesso em: 10/03/2019.

SOLOTRAT. **Manual de Serviços Geotécnicos**. 6ª ed. São Paulo – SP, 2018.

Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Universitário de Pesquisa e Estudos sobre Desastres. Laboratório de tecnologias Sociais em Gestão de Riscos e Desastres. **Relatório de intervenções para mitigação dos setores de risco de desastre: Município de Navegantes**. / [Coordenação Janaína Rocha Furtado]. - Florianópolis: CEPED UFSC, 2014. 77 p.

TORRES FILHO,R.J. DE A.; DE ANDRADE,V.C. **Comparação entre Análises Determinísticas e Probabilísticas de Estabilidade de Taludes em Barragens: Estudo de Caso**. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Pará, Curitiba, 2015.