



**CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"  
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

**Leonardo Andrade Nunes**

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE MACIÇO DE TERRA NA  
RODOVIA TO 455, Km 26, COM VISTA PARA ESTRUTURAS DE  
CONTENÇÃO**

**Palmas  
2016**



**CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"  
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

**Leonardo Andrade Nunes**

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE MACIÇO DE TERRA NA  
RODOVIA TO 455, Km 26, COM VISTA PARA ESTRUTURAS DE  
CONTENÇÃO**

Projeto apresentado como Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor M.Sc. Eivaldo Alves dos Santos.

**Palmas  
2016**



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"  
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

**Leonardo Andrade Nunes**

## **AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE MACIÇO DE TERRA NA RODOVIA TO 455, Km 26, COM VISTA PARA ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO**

Projeto apresentado como TCC II do  
Curso de Engenharia Civil, orientado pelo  
Professor M. Sc. Edivaldo Alves dos  
Santos.

Aprovada em \_\_\_ de 2016.

### **BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos  
Centro Universitário Luterano de Palmas

---

Prof<sup>a</sup>. M.Sc. Elizabeth Hernandez Zubeldia  
Centro Universitário Luterano de Palmas

---

Prof<sup>a</sup>. Esp. Kenia Parente Mendonça  
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas  
2016

## DEDICATÓRIA

Agradeço primeiramente a Deus por esta etapa vencida, por sempre ter me dado forças e sabedoria para percorrer este longo caminho durante estes cinco anos.

Agradeço também aos meus pais, Alberti e Elaine, por darem todo o respaldo para seguir esta caminhada em frente e nunca desistir. À minha família, por sempre acreditarem que eu iria superar esta batalha.

À minha namorada, por estar sempre presente comigo durante estes cinco anos, me ajudando a alcançar meus objetivos, sempre me dando o auxílio necessário.

Aos meus colegas, mestres, amigos e técnicos de laboratório, pois levarei para a minha vida inteira todos os momentos que passamos durante estes anos de faculdade, pois todos vocês contribuíram de alguma forma para esta formação.

Agradeço ao meu orientador, professor e mestre Edivaldo Alves dos Santos, por todo o auxílio, sempre me orientando para os melhores resultados.

## RESUMO

No Brasil os processos de deslizamentos em maciços de terra estão cada vez mais constantes, acarretando consequências nada agradáveis para a população, através de danos ambientais e econômicos. A avaliação da encosta situada na rodovia TO 455, Km 26, objeto de estudo deste trabalho, se fez necessária, pois a mesma apresenta processos erosivos em um talude de corte executado para a implantação da rodovia há cerca de três anos. O levantamento planialtimétrico foi executado através da utilização de GPS geodésico Ripper. Para a realização da avaliação da estabilidade do corte inicial, foi necessária a extração de corpos de prova deformados e indeformados para a realização dos ensaios de caracterização do solo e obtenção dos parâmetros geotécnicos dos perfis da seção, sendo os seguintes ensaios, massa específica, teor de umidade e cisalhamento direto. O talude da seção em estudo mostrou-se instável no estado saturado, necessitando assim de um projeto de recuperação, para evitar novos deslizamentos e consequentes danos às pessoas e a natureza. Por fim optou-se pela realização do projeto de retaludamento para a estabilização da encosta, pois o mesmo apresenta custo baixo, quando comparada à estrutura de gabião, devido à mão de obra e também a execução da mesma, pois a obra em retaludamento utiliza o mesmo solo da encosta, já a estrutura em gabião necessita de materiais específicos para a realização da obra.

**Palavras chave:** Retaludamento; Estabilidade de Taludes; Processos erosivos; Estado saturado; Gabião.

## **ABSTRACT**

In Brazil landslides processes in land mass are increasingly constant, causing nothing pleasant consequences for the population, through environmental and economic damage. The evaluation of the slope located on the highway TO 455, Km 26, this work object of study, It was necessary, because it shows erosion in a cut slope runs to the highway deployment for nearly three years. The planialtimetric survey was performed by using GPS geodetic Ripper. To perform the evaluation of the initial cut stability, was necessary the extraction of deformed and indeformados specimens to carry out the soil characterization tests and obtaining the geotechnical parameters of the section profiles,using the following tests, density, moisture content and direct shear. The slope of the section in the study proved to be unstable in the saturated state, thus requiring a recovery project to prevent further landslides and consequent damage to people and nature. Finally we opted for the realization of reconstruction of the slope project to stabilize the slope, because it is inexpensive compared to the gabion structure due to labor and also its implementation, for the work in reconstruction of the slope use same soil slope, since the structure gabion requires specific materials to carry out the work.

**Key Words:** Reconstruction of the slope; Slope Stability; erosion; saturated state; Gabion.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Levantamento planimétrico de poligonal fechada .....	10
Figura 2 - Esquema básico de altimetria .....	11
Figura 3 – Obtenção de amostras indeformadas .....	13
Figura 4 – Execução e equipamentos de uma sondagem a percussão .....	14
Figura 5 – Execução de sondagem rotativa .....	15
Figura 6 - Escala granulométrica ABNT e AASHO.....	17
Figura 7 – Aparelho de Casagrande .....	18
Figura 8 – Amostra cilíndrica e gabarito para obtenção do limite de liquidez.....	18
Figura 9 – Solo antes e após a contração total .....	19
Figura 10 - Taludes de corte e aterro .....	21
Figura 11 – Escorregamento rotacional .....	22
Figura 12 – Escorregamento planar .....	23
Figura 13 – Escorregamento em cunha .....	23
Figura 14 - Corridas .....	25
Figura 15 - Efeito da vegetação na estabilidade de taludes.....	26
Figura 16 - Agentes e causas dos movimentos de massa .....	27
Figura 17 - Fator de Segurança Admissível .....	28
Figura 18 – Métodos de equilíbrio-limite .....	29
Figura 19 – Massa do solo dividida em fatias.....	29
Figura 20 - Fatia de solo e suas componentes.....	30
Figura 21 – Balanço de forças atuantes e resistentes.....	31
Figura 22 – Conversão de sinais do ângulo $\theta$ .....	32
Figura 23 - Lamela de Fellenius .....	33
Figura 24 - Lamela de Bishop .....	34
Figura 25 – Lamela de Morgenstern e Price .....	36
Figura 26 – Análise dos fatores de segurança e escala para determinação do FS...	39
Figura 27 – Influência de drenos horizontais profundos no fluxo de água no maciço .....	40
Figura 28 – Sistemas de drenagem superficial .....	41
Figura 29 - Etapas de execução da estrutura de solo grampeado .....	43
Figura 30 - Retaludamento através de corte .....	44

Figura 31 - Esquema de gabião tipo caixa .....	45
Figura 32 – Gabião tipo colchão.....	46
Figura 33 - Gabião Tipo Saco .....	46
Figura 34 - Esquema típico de um tirante .....	47
Figura 35 – Estrutura de cortina atirantada .....	48
Figura 36 - Estrutura de solo reforçado.....	48
Figura 37 – Área de estudo.....	50
Figura 38– Locação dos trechos .....	50
Figura 39 – Ripper base.....	51
Figura 40 – Ripper móvel .....	51
Figura 41 – Coleta de amostra deformada.....	52
Figura 42 – Impermeabilização da amostra indeformada .....	53
Figura 43 – Amostra indeformada .....	53
Figura 44 – Retirada da amostra para estabelecer o peso específico .....	54
Figura 45 – Pesagem das amostras.....	55
Figura 46 – Talhagem corpo de prova para cisalhamento .....	56
Figura 47 – Conjunto para ensaio de cisalhamento .....	57
Figura 48 - Carregamento axial.....	57
Figura 49 – Execução do ensaio de cisalhamento direto manual .....	58
Figura 50 – Corpo de prova após ruptura por cisalhamento .....	59
Figura 51 – Parâmetros do solo .....	60
Figura 52 - Seções de estudo .....	60
Figura 53 – Curva coesão versus sucção .....	61
Figura 54 – Parâmetros do solo saturado .....	62
Figura 55 – Dados muro em gabião .....	63
Figura 56 – Maciço em estudo .....	64
Figura 57 – Maciço original .....	64
Figura 58 - Perfil danificado pelos deslizamentos .....	65
Figura 59 – Perfil sem erosão .....	66
Figura 60 – Peso específico de solos argilosos .....	68
Figura 61 – Coesão de argilas .....	76
Figura 62 – Análise do Fator de Segurança para o talude mais íngreme .....	77
Figura 63 – Análise do Fator de Segurança para o talude menos íngreme .....	78



Figura 64 – Análise para o talude mais íngreme em estado de saturação.....	79
Figura 65 - Análise para o talude menos íngreme em estado de saturação .....	80
Figura 66 – Projeto de Retaludamento.....	81
Figura 67 – Análise de estabilidade para o projeto de retaludamento.....	81
Figura 68 - Seção com retaludamento instável .....	82
Figura 69 - Seção com retaludamento instável .....	82
Figura 70 – Projeto em gabião .....	83
Figura 71 – Análise da estabilidade da estrutura em gabião.....	84

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 16,67 KPa .....	70
Tabela 2 – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 27,78 KPa .....	71
Tabela 3 – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50,00 KPa .....	72
Tabela 4 – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 94,44 KPa .....	73
Tabela 5 – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 183,33 KPa .....	74
Tabela 6 – Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais .....	75
Tabela 7 – Parâmetros do solo em estudo.....	76

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 16,67 KPa .....	70
Gráfico 2 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 27,78 KPa .....	71
Gráfico 3 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 50,00 KPa .....	72
Gráfico 4 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 94,44 KPa .....	73
Gráfico 5 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 183,33 KPa .....	74
Gráfico 6 – Envoltória de resistência .....	75

# SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	7
1.1. Objetivos .....	8
1.1.1. Objetivo Geral.....	8
1.1.2 Objetivos Específicos .....	8
1.2. Justificativa .....	8
1.3 Problema .....	9
2. REFERENCIAL TEÓRICO .....	10
2.1 Topografia .....	10
2.2 Solos .....	11
2.3. Caracterização geotécnica .....	11
2.3.1. Reconhecimento Preliminar da Superfície .....	12
2.3.2. Prospecção Geofísica .....	12
2.3.3. Prospecção Mecânica .....	12
2.3.4. Índices físicos do solo .....	16
2.4. Estabilidade de taludes .....	20
2.4.1. Talude .....	20
2.4.2. Movimentos de massa.....	21
2.4.3. Proteção dos taludes.....	25
2.4.3. Fatores condicionantes dos escorregamentos .....	26
2.4.3. Métodos de estabilidade de taludes .....	27
2.4.3.4 Métodos computacionais.....	39
2.4.4. Drenagens de taludes .....	39
2.4.4.1 Drenagem profunda.....	40
2.4.4.2 Drenagem superficial.....	40
2.4.5. Estruturas de contenção.....	42
3. METODOLOGIA.....	49
3.1 A seção de estudo.....	49
3.2 Caracterização geométrica do talude .....	50
3.3 Caracterização geológica-geotécnica do talude .....	52
3.3.1 Amostragem .....	52

3.3.2	Determinação da massa específica.....	54
3.3.3	Determinação do teor de umidade .....	55
3.4	Determinação da estabilidade da seção inicial.....	59
3.5	Análise dos fatores externos .....	61
3.6	Determinação da estabilidade das seções saturadas .....	62
3.7	Escolha da estrutura de contenção a ser utilizada .....	62
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	64
4.1	Visita ao local .....	64
4.3	Caracterização geométrica.....	65
4.3	Caracterização geotécnica .....	67
4.3.1	Peso específico .....	67
4.3.2	Teor de umidade .....	69
4.3.3	Cisalhamento direto.....	69
4.4	Determinação da estabilidade das seções iniciais .....	76
4.5	Determinação da estabilidade das seções saturadas .....	78
4.6	Projetos de recuperação da encosta degradada.....	80
4.6.1	Retaludamento .....	80
4.6.1	Gabião .....	83
4.7	Escolha do projeto de estabilização da encosta.....	84
5.	Conclusões.....	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	87
	ANEXOS .....	92

## 1. INTRODUÇÃO

No Brasil os processos de deslizamentos em maciços de terra estão cada vez mais constantes, acarretando consequências nada agradáveis para a população, através de danos ambientais e econômicos. Estes processos podem ser causados pela ação da natureza, através de processos naturais do solo, ou pela ação do homem.

Na região do Tocantins estes desastres não ocorrem com tanta frequência, devido à topografia presente no estado, pois a mesma apresenta uma região com um relevo praticamente plano, salvo algumas áreas mais acidentadas.

A implantação de obras de infraestrutura muitas vezes necessita de cortes no terreno natural, o que, se executados de maneira correta não colocam em risco a segurança da seção. Por outro lado quando executados sem um estudo adequado, a respeito das características do solo e dos fatores climáticos podem causar rupturas nos maciços.

A avaliação da encosta situada na rodovia TO 455, Km 26, objeto de estudo deste trabalho, se fez necessária, pois a mesma apresenta processos erosivos em um talude de corte executado para a implantação da rodovia há cerca de três anos. Estes processos de degradação da encosta podem levar risco aos usuários da via no futuro, pela geração de novos movimentos de massa.

O estudo de caso consistiu na verificação da estabilidade inicial do talude em questão, através de modelo computacional, sendo que para esta avaliação foi necessário o conhecimento da geometria e da geologia da área em estudo. Quanto à geometria executou-se um levantamento planialtimétrico da seção, já a respeito da geologia foram realizados ensaios *in loco* e em laboratório para a caracterização geológica do talude.

Por fim foi desenvolvido um projeto para estabilizar a encosta, optando pela solução mais adequada, ou seja, que além de ser economicamente viável, atenda aos critérios mínimos de segurança estabelecidos pela NBR 11682/2007 e tenha materiais adequados e mão de obra qualificada disponíveis na região.

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1. Objetivo Geral

Verificar a estabilidade do corte executado na rodovia TO 455, Km 26, caso o resultado não seja satisfatório para o fator de segurança de 1,5, elaborar projeto de estrutura de contenção para dar estabilidade à encosta.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Executar levantamento planialtimétrico da seção de estudo;
- Caracterizar o solo na seção, a fim de obter as características do mesmo;
- Verificar a estabilidade inicial da encosta;
- Projetar estrutura para estabilizar a encosta, caso seja necessário.

## 1.2. JUSTIFICATIVA

Os problemas de instabilidade de taludes foram motivos de grandes tragédias da Engenharia em nosso país nos últimos anos. A instabilidade dos mesmos pode causar diversos danos à natureza e ao ser humano, podemos citar entre estes desastres o rompimento da barragem de Mariana – MG, Serra Fluminense e Vale do Itajaí.

O presente estudo tem a intenção de estabilizar a seção, evitando novos movimentos de massa, pois caso ocorrer um novo deslizamento poderá assim levar risco aos usuários da rodovia que margeia a mesma e também as famílias que vivem no outro lado da via.

As obras de terra no Estado do Tocantins não são muitas, devido às características da topografia da região, sendo a mesma plana. As estabilizações de encostas devem ser executadas após um estudo adequado, escolhendo assim a melhor solução de contenção. Estudos geotécnicos podem contribuir para os profissionais da área, a respeito das técnicas de investigação e estruturas de contenção .

### 1.3 PROBLEMA

A seção em estudo é um talude de superfície plana localizado na rodovia TO 455, Km 26, a mesma sofreu processos de deslizamento e com isso vem o questionamento sobre a estabilidade da encosta. Segundo Gerscovich (2012, p.17) a literatura considera os movimentos de massa associados a problemas de instabilidade de encosta, na maior parte dos casos. Sendo assim diante do exposto surge o questionamento se a encosta em questão está estável ou não?



## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

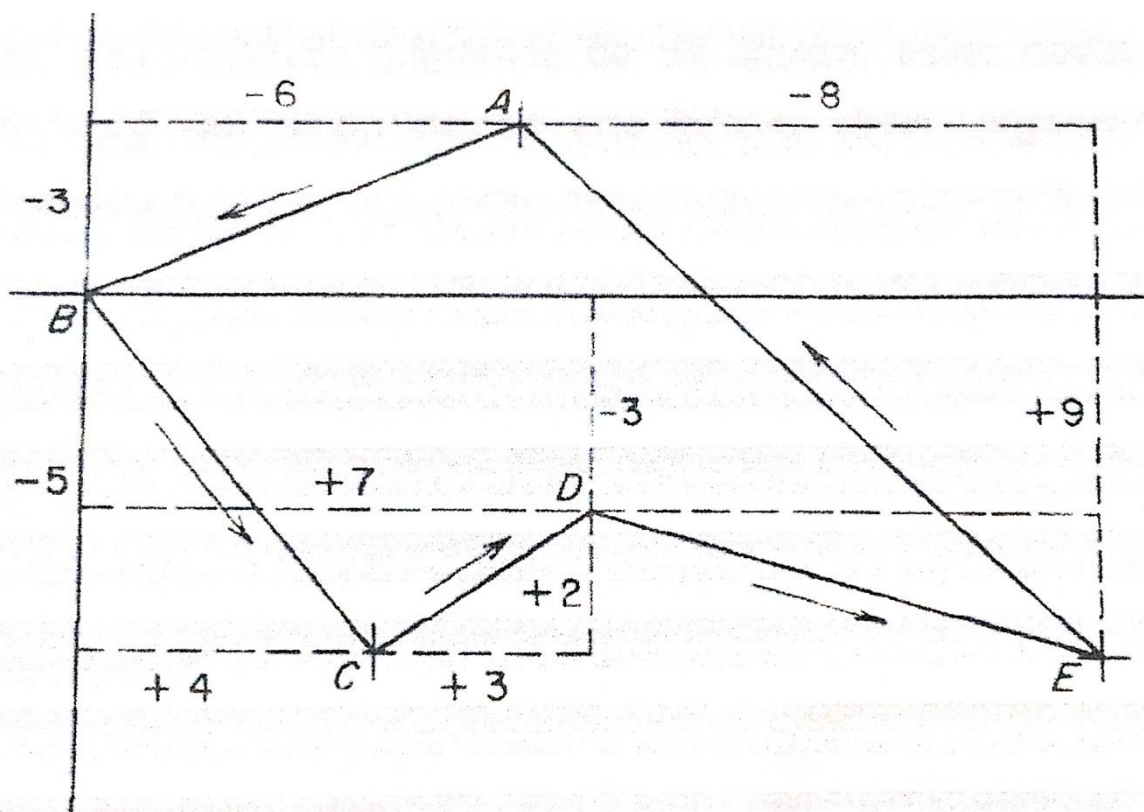
### 2.1 TOPOGRAFIA

A topografia é a ciência que estuda uma porção do terreno, representando em planta, as curvas de níveis, o relevo do solo, as elevações e as depressões do mesmo. Esta ciência também permite conhecer a diferença de nível e a distância entre dois pontos, possibilitando conhecer volumes de cortes e aterro para assim edificar uma obra de engenharia. A topografia é considerada básica para a execução das mais diversas obras de engenharia. (BORGES, 2013)

Esta área é dividida em dois ramos principais, estes são:

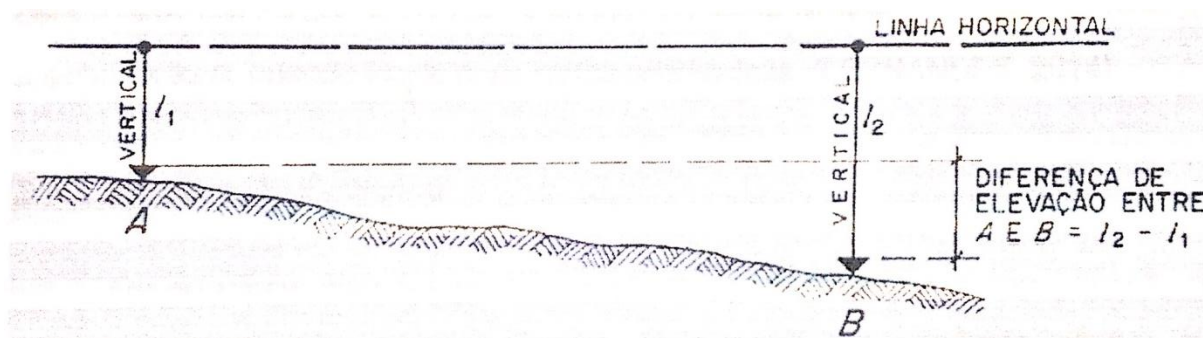
- Planimetria: medida das distâncias e ângulos horizontais, sendo representada em planta; (Figura 1)
- Altimetria: medida das distâncias e ângulos verticais, representada através de vista lateral, perfil, corte ou elevação. (Figura 2)

**Figura 1** – Levantamento planimétrico de poligonal fechada



Fonte: CAMPOS BORGES (2013)

**Figura 2 - Esquema básico de altimetria**



Fonte: CAMPOS BORGES (2013)

## 2.2 SOLOS

O solo é constituído por partes sólidas, líquidas e gasosas, formado por materiais minerais e orgânicos. O mesmo ocupa a maior parte da superfície das extensões continentais de nosso planeta, podendo ser vegetado ou modificado pela ação antrópica. Quando analisado a partir da superfície observamos camadas quase que paralelas, com materiais diferentes do de origem, estas novas seções são formadas ao longo do tempo devido aos fatores clima, organismo e relevo. (EMBRAPA, 2006)

Para a engenharia há três tipos de solo que merecem atenção e uma análise detalhada, sendo eles os solos arenosos, argilosos e siltosos. O primeiro tem como característica principal a coesão nula, ou seja, seus grãos são facilmente separados uns dos outros. O segundo possui uma coesão alta e impermeabilidade elevada. O último não tem uma boa coesão nem boa trabalhabilidade, sendo vítima fácil de erosão.

## 2.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A caracterização geotécnica consiste no conhecimento das características físicas, mecânicas e hidráulicas do solo, das camadas pertencentes à seção. Estas propriedades são obtidas através da retirada de amostras de solo para ensaios em laboratórios, ou também ensaios in situ. (FERNANDES, 2014)

### **2.3.1. Reconhecimento Preliminar da Superfície**

Esta técnica consta no reconhecimento local da superfície, algumas vezes com a abertura de poços poucos profundos ou ainda através de cartas topográficas e geológicas e, quando existem, as cartas geotécnicas. (FERNANDES, 2014)

### **2.3.2. Prospecção Geofísica**

Os principais métodos geofísicos utilizados na engenharia são: método de eletrorrestividade e o método sísmico. O primeiro tem ganhado espaço na engenharia para a determinação da posição do lençol freático, onde são utilizados eletrodos que emitem corrente elétrica de acordo com a resistividade do solo determina-se o tipo litológico e a espessura das camadas. O segundo baseia-se na propagação de ondas sísmicas e de acordo com a velocidade de propagação das ondas por cada camada é definida as características das mesmas. (QUEIROZ, 2009)

### **2.3.3. Prospecção Mecânica**

A grande maioria das obras concentradas como edifícios, pontes ou outras estruturas se limitam as técnicas de prospecção mecânica, que nas seções compreendem as sondagens de furação, sondagens de penetração e os poços e valas ou trincheiras. (FERNANDES, 2014)

#### *2.3.3.1 Amostras deformadas e indeformadas*

As amostras deformadas são bastante simples, obtendo as características dos solo, determinando se o mesmo pode ser utilizado na infraestrutura de uma estrada, barragem ou outra obra de engenharia. Estas características do solo são obtidas através de ensaios de granulometria, plasticidade, ensaios de compactação e cisalhamento. (QUEIROZ, 2009)

As amostras indeformadas (Fig. 3) têm como intenção simular a real situação de esforços em que o solo esta sendo submetido. Os parâmetros para o

dimensionamento de um talude são obtidos através destas amostras, com o índice de coesão e ângulo atrito interno. Estas amostras são obtidas em poços, trincheiras ou na superfície das seções de estudo. As amostras possuem dimensão de 20 x 20 x 20 cm; 30 x 30 x 30 cm; ou 40 x 40 x 40 cm. (QUEIROZ, 2009)

Os procedimentos para a retirada destas amostras são regidos pela NBR 9604/1986.

**Figura 3 – Obtenção de amostras indeformadas**



Fonte: Matos Fernandes (2014)

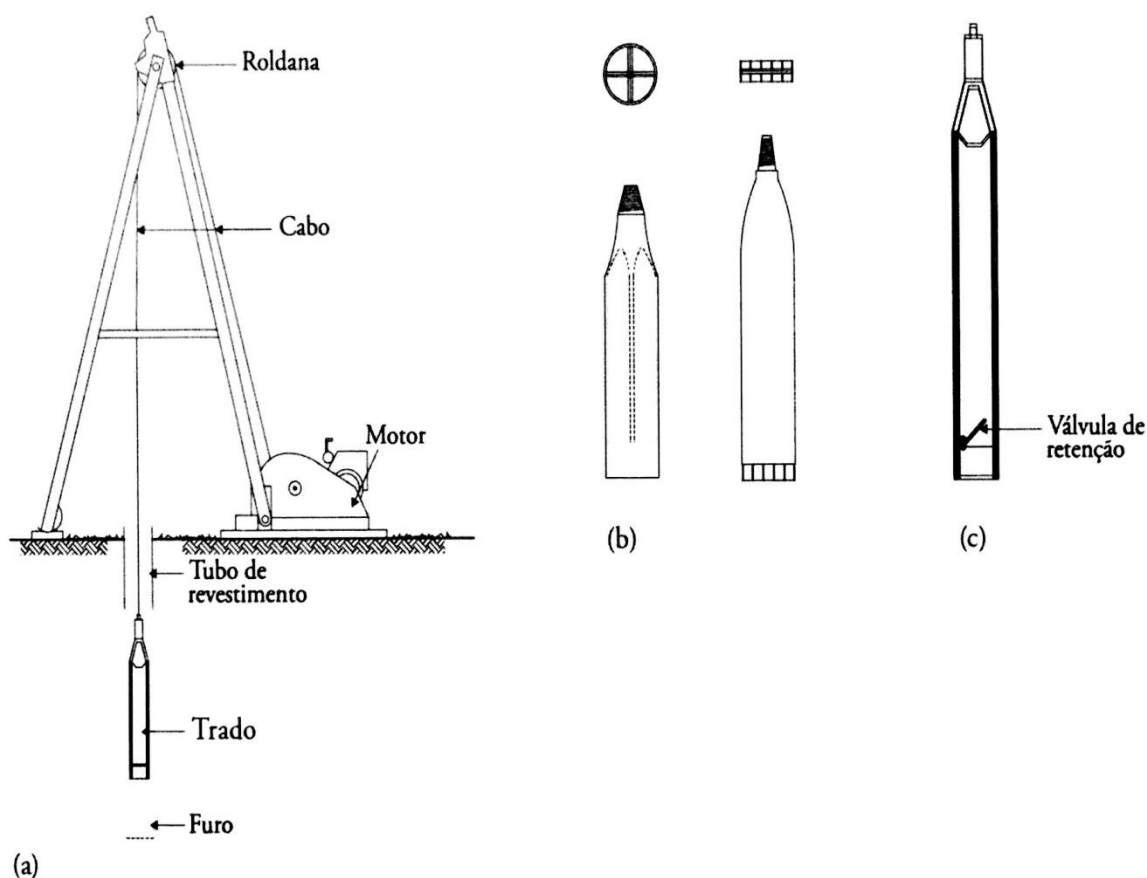
### 2.3.3.2 Sondagens de penetração

As sondagens de penetração constituem na penetração do solo com uma haste de aço de ponta geralmente cônica, que penetra no solo através do impacto de um martelo de modo contínuo, sem a possibilidade da retirada de amostras de solos amolgadas ou indeformadas. Esta técnica obtém a característica do solo através da maior ou menor resistência do terreno à penetração. (FERNANDES, 2014)

### 2.3.3.3 Sondagens de furação à percussão

Este tipo de sondagem é um processo de amostragem que visa conhecer as características do subsolo, aferindo a resistência do solo a cada metro perfurado através de uma amostra indeformada. Outra característica que pode ser obtido com esta sondagem é a posição do nível d'água. A norma pertinente a este ensaio é a NBR 6486. A execução é feita com a perfuração do solo com um amostrador padrão, em consequência da queda livre de um martelo de 65 Kg, da altura de 75 cm, conforme Figura 4. Quanto mais rijo o solo, maior será o número de golpes para vencer as camadas do solo. (QUARESMA et al., 1998)

**Figura 4 – Execução e equipamentos de uma sondagem a percussão**

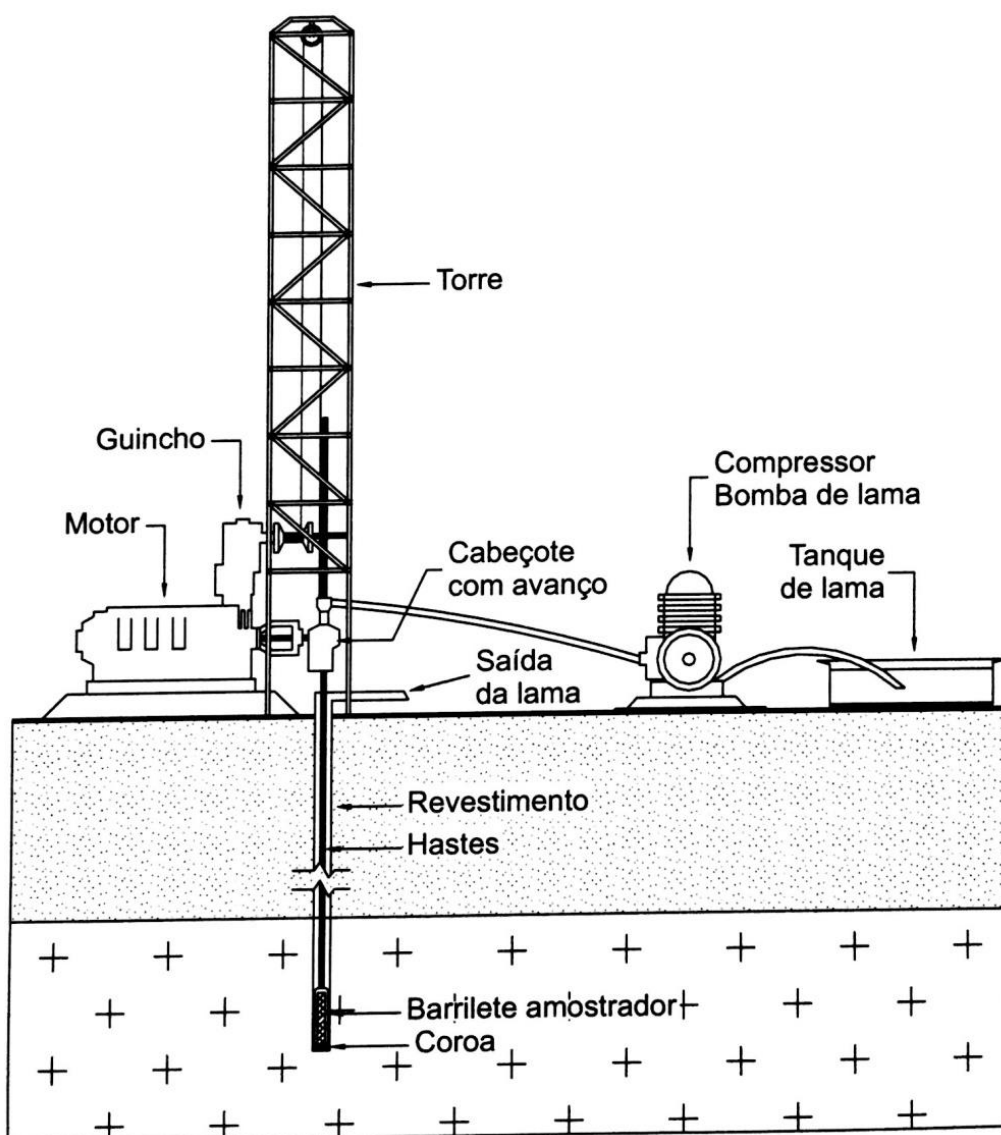


Fonte: Matos Fernandes (2014)

### 2.3.3.4 Sondagens rotativas

A perfuração rotativa é executada através de brocas em rotação rápida acoplada nas hastes que irão alojar o testemunho para ser amostrado em laboratório (Fig. 5). Esta sondagem pode ser utilizada tanto em areia, argila e rocha. O material triturado é expulso para fora do amostrador devido a lama de perfuração que é forçada para baixo pelas hastes de perfuração. (DAS, 2007)

**Figura 5** – Execução de sondagem rotativa



Fonte: Queiroz (2009)

## 2.3.4. Índices físicos do solo

### 2.3.4.1 *Peso específico do solo*

O peso específico do solo é a razão entre a massa do solo natural e o seu volume. Este peso específico pode ser obtido através de uma gama de ensaios. Os mesmos podem ser realizados *in situ* com o auxílio de equipamentos como frasco de areia, regido pela NBR 7185/1986, ou com o uso do cilindro de cravação, em conformidade com a NBR 9813/1987. Em laboratório podem ser feita a divisão desse peso específico do solo passante ou retido na peneira 4,8 mm, sendo o primeiro de acordo com a NBR 6508/1984 e o segundo pela NBR 6458/1984.

### 2.3.4.2 *Teor de umidade*

O procedimento para a obtenção do teor de umidade é estabelecido pela NBR 6457/1986. O teor de umidade basicamente é a razão entre o peso da água e o peso total da amostra. Esta quantidade de água nas amostras de solo é variável, geralmente ela varia de acordo com a profundidade da amostra na seção, quanto mais profunda maior é o teor de umidade da amostra. Quando abaixo do lençol freático as amostras não apresentam variação de umidade, pois já estão no estado saturado. (FIORI; CARMIGNANI, 2009)

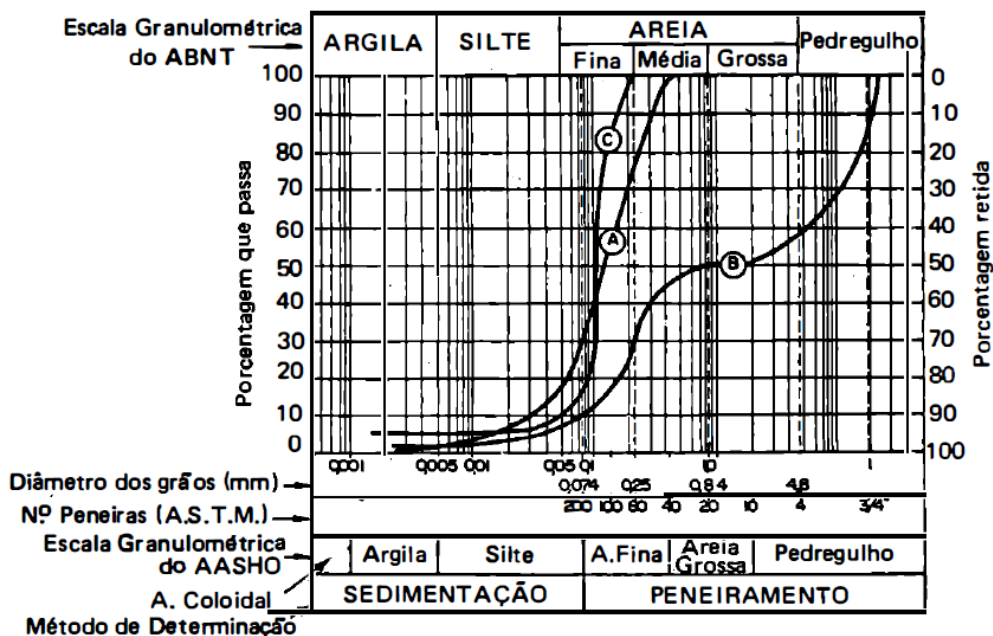
### 2.3.4.3 *Textura e granulometria*

A textura e a granulometria estão diretamente ligados, já que a textura é o tamanho relativo dos grãos do solo e a granulometria a medida dos mesmos. Existem dois métodos de peneiramento para a obtenção destes parâmetros, sendo eles: por simples peneiramento que analisa os grãos maiores que 0,075 mm, já os grãos inferiores a este tamanho utilizam o método da análise por sedimentação. (VARGAS, 1977).

O procedimento para a obtenção da faixa granulométrica é normatizado pela NBR 7181/1984.

Na figura 6 será listada a classificação granulométrica segundo o tamanho das partículas:

**Figura 6 - Escala granulométrica ABNT e AASHO**



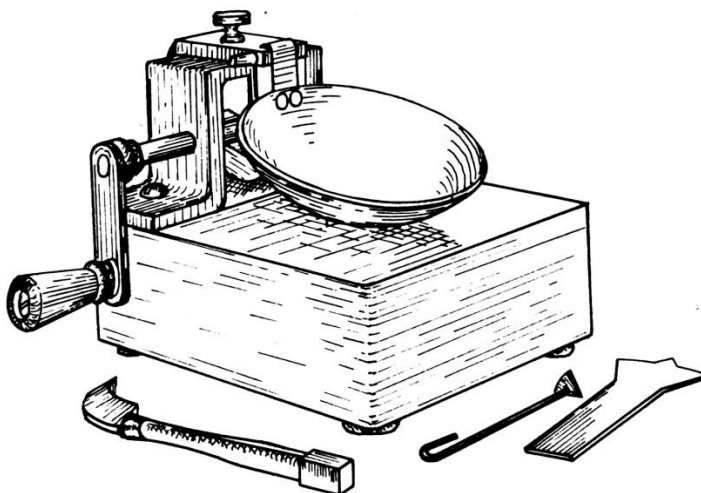
Fonte: Pinto (1988)

#### 2.3.4.4 Limites de consistência

Um método para estabelecer a consistência de solos com grãos finos e teor de umidade variável foi desenvolvido pelo cientista sueco chamado Atterberg. O solo possui quatro estados básicos, sendo eles, sólido, semi-sólido, plástico e líquido. Os parâmetros de transição entre cada um desses estados são divididos em três limites, sendo os mesmos, limite de contração, limite de plasticidade e limite de liquidez. (DAS, 2007)

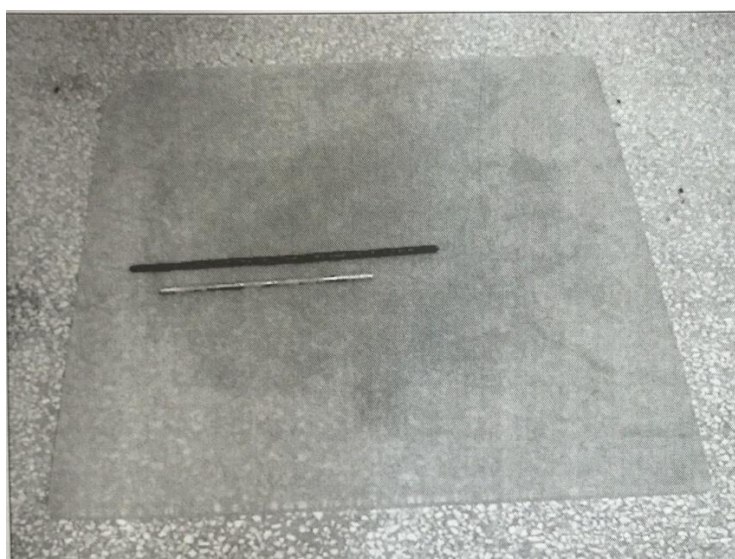
De acordo com Pinto (1998), o limite de liquidez estabelece o teor de umidade limite entre o estado líquido e plástico do solo. O ensaio é feito da seguinte forma, coloca-se solo numa concha e se faz uma ranhura no mesmo, quando com 25 golpes o mesmo se fecha é estabelecido o teor de umidade limite. O ensaio relatado anteriormente é chamado de ensaio de Casagrande (Fig. 7).



**Figura 7 – Aparelho de Casagrande**

Fonte: Vargas (1977)

Conforme DAS (2007) O limite de plasticidade é o ponto de transição entre o estado semi-sólido e plástico. Segundo VARGAS (1977) o ensaio é determinado da seguinte forma, rola-se uma amostra cilíndrica de 3 mm de espessura progressivamente, esta amostra vai reduzindo o seu teor de umidade até o momento em que o cilindro começa a se romper. Quando o solo chega a este ponto, o ensaio é paralisado e determinado à umidade do mesmo, sendo a mesma o limite de plasticidade do solo.

**Figura 8 – Amostra cilíndrica e gabarito para obtenção do limite de liquidez**

Fonte: Queiroz (2009)

Segundo Das (2007) o solo vai se contraindo gradualmente com a perda de umidade. O limite de contração estabelece o ponto em que o solo para de se contrair com a perda de umidade (Fig. 9). De acordo com a ABNT 6457/1986 são estabelecidos a quantidade de material para a execução dos ensaios, sendo 200 g para os limites de plasticidade e liquidez e 50 g para o limite de contração.

Os procedimentos para os ensaios de limites de plasticidade, liquidez e contração, são prescritos pelas seguintes normas, NBR 7180/1984, NBR 6459/1984 e NBR 7183/1986 respectivamente.

**Figura 9 – Solo antes e após a contração total**



Fonte: ABNT (1986)

#### 2.3.4.5 Cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto consiste em estabelecer qual a tensão de cisalhamento aplicada no solo que provocará a ruptura do mesmo. O mecanismo do ensaio ocorre da seguinte forma, o solo é colocado dentro de uma caixa composta por duas partes deslocáveis entre si, para a drenagem da amostra há duas pedras porosas, uma colocada na parte superior e outra inferior da amostra. O mesmo pode ser controlado de duas maneiras, uma através da tensão aplicada no solo e outra através da deformação que o mesmo sofre. (CAPUTO, 1988)

Este ensaio tem como objetivo principal a obtenção dos valores de coesão do solo e de ângulo de atrito, sendo a coesão a resistência ao cisalhamento do solo quando o mesmo não está sofrendo ação do meio externo, já o ângulo de atrito é a resistência por atrito do solo, através do contato grão a grão. Ambos os fatores dependem muito da água, do número de vazios e do arranjo estrutural do solo.

## 2.4. ESTABILIDADE DE TALUDES

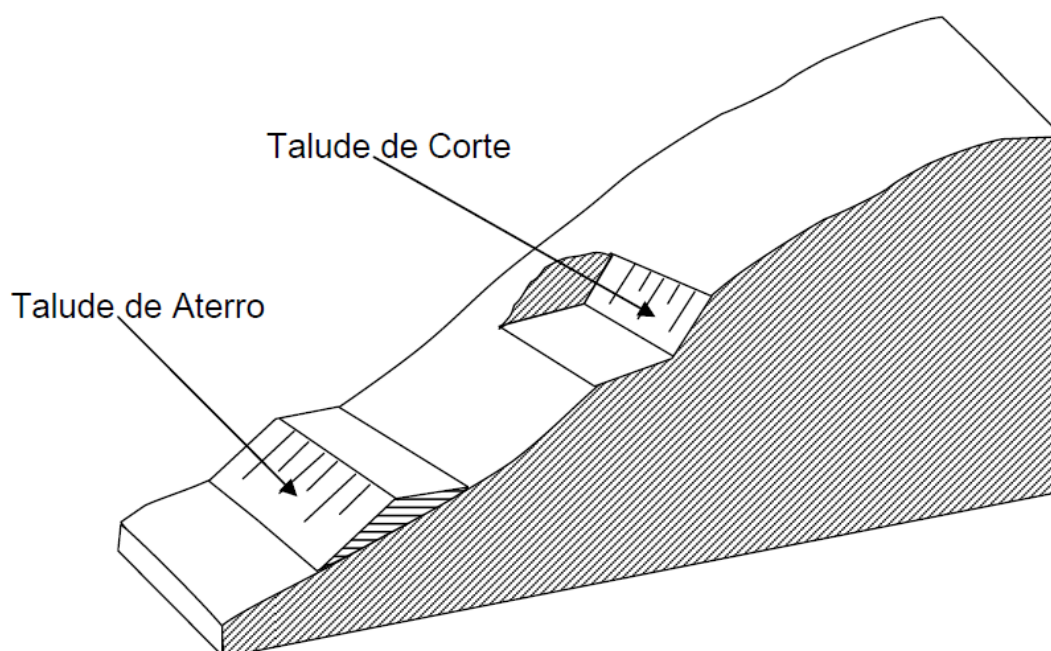
O estudo da estabilidade de taludes é bem complexo no campo da engenharia civil e depende de vários fatores, que serão abordados nos tópicos listados abaixo:

- Tipos de talude;
- Tipos de movimento de massa;
- Tipos de proteção de taludes;
- Fatores condicionantes dos escorregamentos;
- Métodos de estabilidade de taludes;
- Tipos de drenagem em taludes; e
- Métodos e Técnicas para estabilização de Taludes.

### 2.4.1. Talude

As superfícies inclinadas de um maciço de terra ou rocha são denominadas talude, as mesmas podem ser naturais, no caso das encostas, ou executadas pelo homem, no caso de aterros e cortes. (Gerscovich, 2012)

A figura 10 apresenta a estrutura de taludes executados pelo homem.

**Figura 10 - Taludes de corte e aterro**

Fonte: ABNT (2007)

### **2.4.2. Movimentos de massa**

Os movimentos de massa são caracterizados pela ruptura e deslocamento de solo e/ou rochas sob a ação da gravidade. Estes movimentos de terra ocorrem devido às características estruturais e das propriedades do solo da seção. Anualmente várias vidas se perdem devido a movimentos de massa no Brasil e em diversos países pobres ou em desenvolvimento. (QUEIROZ, 2009)

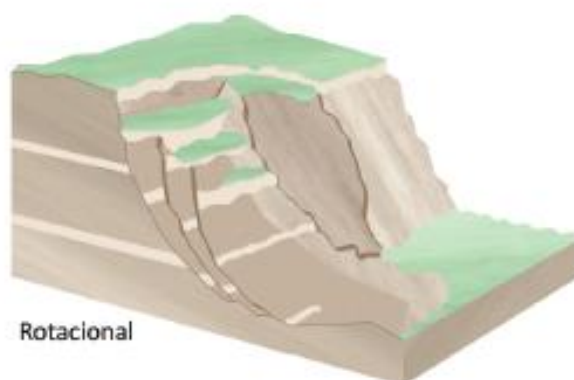
#### *2.4.2.1 Escorregamento*

Escorregamentos são movimentos de terra, que se deslocam pela ação da gravidade, para baixo e para fora do talude de vertente. De maneira geral, um escorregamento acontece quando a força gravitacional vence a força de atrito interno das partículas que são responsáveis pela estabilidade do maciço.

#### 2.4.2.1.1 Escorregamentos rotacionais ou circulares

Os escorregamentos rotacionais (Fig. 11) são caracterizados basicamente por ter uma superfície de ruptura curva, estes tipos de escorregamentos são mais frequentes em solos espessos e homogêneos. Estes movimentos são originados através de cortes feitos no pé do talude, em decorrência de obras, como rodovias ou construção de edifícios. (TOMINAGA et al. apud Fernandes & Amaral, 1996)

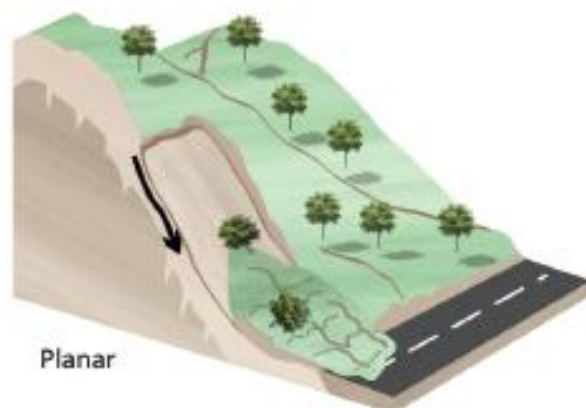
**Figura 11 – Escorregamento rotacional**



Fonte: DER-SP (2012)

#### 2.4.2.1.2 Escorregamentos translacionais ou planares

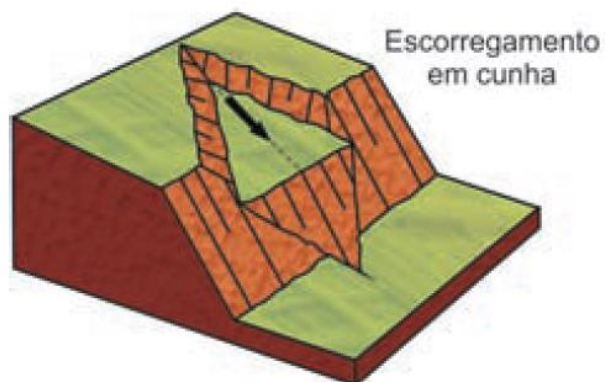
Os deslocamentos de massas rochosas ao longo de superfícies subparalelas são chamados de escorregamentos translacionais ou planares (Fig. 12). Estes escorregamentos ocorrem, pois na estrutura rochosa devido a fendas, planos de foliações, de juntas e de acamamento inclinados na direção do pé do talude com um ângulo superior ao ângulo de atrito interno. (PIO FIORI e CARMIGNANI, 2009)

**Figura 12 – Escorregamento planar**

Fonte: DER-SP (2012)

#### 2.4.2.1.3 Escorregamento em cunha

Os escorregamentos em cunha (Fig. 13) ocorrem quando as camadas de menor resistência não são paralelas à estrutura do talude, ou quando planos de fraqueza se cruzam. Este escorregamento pode ser dividido em cunha simples ou cunha em dois planos. (GERSCOVICH, 2012)

**Figura 13 – Escorregamento em cunha**

Fonte: Tominaga (2009)

#### 2.4.2.2 *Quedas de blocos*

O desprendimento de blocos pode ocorrer em taludes naturais ou escavados, o mesmo ocorre em consequência da compartimentação das seções ou também através da ação de intemperismo. (QUEIROZ, 2009)

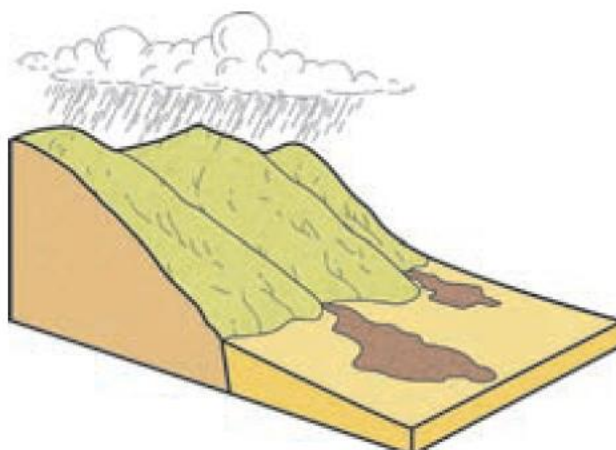
Esta categoria engloba desde o desprendimento de matacões na superfície da estrutura até o colapso de grandes quantidades de rocha. A queda de blocos pode ser subdividida em tombamento de blocos, desmoronamento, movimentos de blocos na superfície e tombamento de blocos.

#### 2.4.2.3 *Rastejos*

Os rastejos são movimentos mais lentos, podendo muitas vezes nem ser notada a superfície onde está ocorrendo o movimento. O rastejo acontece de maneira lenta e contínua, sem ter uma superfície de ruptura bem definida. O mesmo acontece devido às movimentações no solo provenientes da variação de umidade e temperatura. (GERSCOVICH, 2012)

#### 2.4.2.4 *Corridas*

Conforme Queiroz (2009), as corridas ocorrem devido a ação da água, saturando o maciço, contribuindo para o aumento da poro pressão e consequentemente diminuindo o atrito das partículas internas. O solo começa a perder a sua consistência e a fluir como um líquido viscoso (Fig. 14).

**Figura 14 - Corridas**

Fonte: Tominaga (2012)

### 2.4.3. Proteção dos taludes

Segundo o DNIT em 2006, qualquer camada vegetal implantada na superfície de um talude, contribui para o controle erosivo, pois esta camada é responsável por reter os finos transportados durante as chuvas.

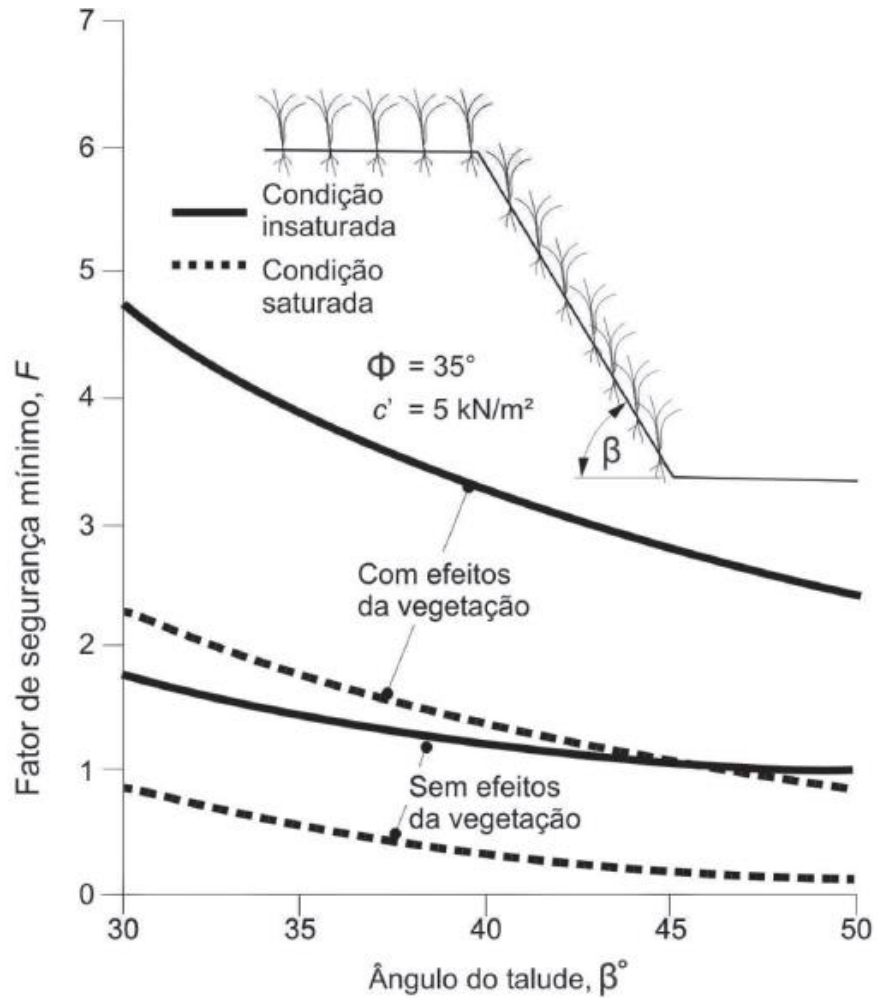
A estabilidade de taludes é uma estrutura no qual a vegetação pode exercer importante papel, sendo que a vegetação tem a função de estabilizar as partículas sólidas através das raízes, principalmente as pivotantes, que atuam de forma semelhante a tirantes. O ganho de resistência ao cisalhamento também é um ponto importante, pois boa parte da tensão de cisalhamento é transferida para a resistência das raízes a tensão. (DEFLOR, 2006)

O plantio da vegetação muitas vezes necessita de elementos para a sua fixação, pois nas primeiras idades as mesmas não estão bem fixas no solo, podendo assim ser carregadas pela chuva. Estes dispositivos podem ser diques de Bambú; septos de rip-rap, septos de pneus usados, bacias de siltagem e mantas ou telas verticais.

A vantagem da utilização de vegetação na superfície de taludes pode ser vista claramente na Figura 15.



**Figura 15** - Efeito da vegetação na estabilidade de taludes



Fonte: DEFLOR (2006)

### 2.4.3. Fatores condicionantes dos escorregamentos

A ação antrópica tem sido um dos maiores condicionantes de processos erosivos em taludes, pois os mesmos estão associados aos constantes desmatamentos e construção de vias de acesso.

De acordo com Nery (2011) apud Guidicine e Nieble (1976) os agentes e causas podem ser divididas de acordo com a figura 16.

**Figura 16 - Agentes e causas dos movimentos de massa**

<b>Agentes</b>	Predisponentes	Complexo geológico, morfológico e climático - hidrológico; gravidade, calor solar, vegetação.	
	Efetivos	Preparatórios	Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação do nível de lagos e marés e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento.
		Imediatos	Chuvas intensas, fusão do gelo e neves, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem.
<b>Causas</b>	Internas	Efeito das oscilações térmicas; diminuição dos parâmetros de resistência por intemperismo.	
	Externas	Mudanças na geometria do sistema; efeitos de vibrações; mudanças naturais na inclinação das camadas.	
	Intermediárias	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas; elevação da coluna d'água em discontinuidades; rebaixamento rápido do lençol freático; erosão subterrânea retrogressiva ( <i>pipinq</i> ); diminuição do efeito da coesão aparente.	

Fonte: Nery (2011) apud GUIDICINE E NIEBLE (1976)

O principal condicionante para a instabilidade dos taludes em climas tropicais é a água, pois a mesma pode agir de duas formas, com o aumento da poropressão através da elevação do nível da água, ou pelo grande grau de saturação, provocando redução da sucção. (ALVES FREU, 2012)

### 2.4.3. Métodos de estabilidade de taludes

O cálculo da estabilidade de taludes leva em conta duas variáveis principais, sendo elas, os esforços atuantes e o os esforços resistentes da estrutura. O primeiro é basicamente o peso do solo sujeito ao cisalhamento, o segundo a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura. (QUEIROZ, 2009)

A razão entre a resistência ao cisalhamento do solo ( $s$ ) e os esforços de cisalhamento atuantes no solo ( $\tau$ ) resulta no fator de segurança ( $FS$ ), conforme a equação 1:

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (1)$$

Sendo  $s$ , dado pela equação 2:

$$s = c' + \sigma \cdot \text{tg}\phi' \quad (2)$$

Nestas condições:

FS = 1,0 (talude em equilíbrio-limite)

FS > 1,0 (talude estável)

FS < 1,0 (talude instável)

Os fatores de segurança variam de acordo com o dano que a ruptura do talude pode provocar ao meio ambiente, materiais e aos seres humanos. Segundo a NBR 11682 sobre estabilidade de encostas, define os fatores de segurança entre 1,2 e 1,5 como mostra a Figura 17.

**Figura 17 - Fator de Segurança Admissível**

		RISCO DE PERDA DE VIDAS HUMANAS		
		Desprezível	Médio	Elevado
FS Adm				
RISCO DE PERDAS ECONÔMICAS	Desprezível	1,1	1,2	1,4
	Médio	1,2	1,3	1,4
	Elevado	1,4	1,4	1,5

Fonte: Dos Santos (2009) *apud* Georio (2000).

#### 2.4.3.1 Métodos de Equilíbrio limite

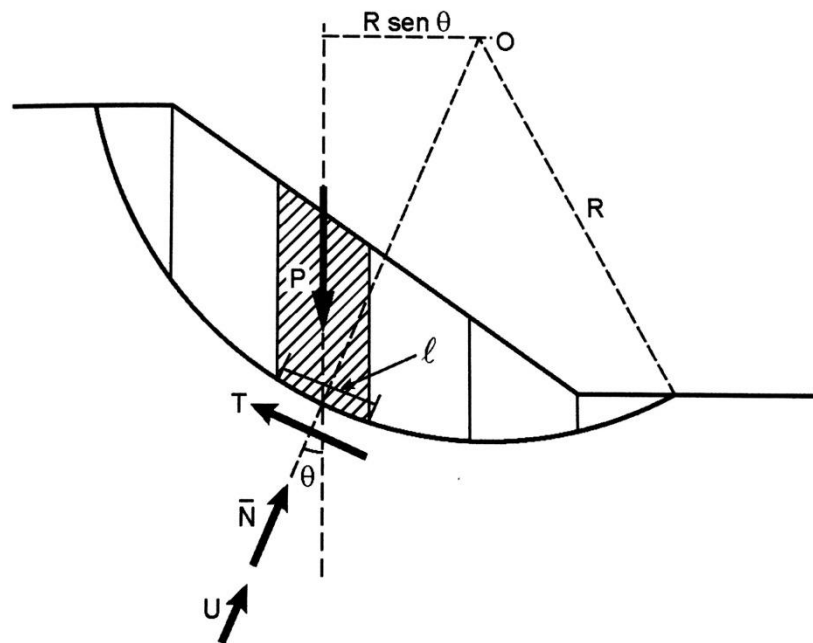
O solo possui um comportamento rígido-plástico, ou seja, não dá avisos sobre uma ruptura, sendo a mesma brusca. As equações estáticas tem a intenção de estabelecer um fator de segurança que é constante sobre toda a linha de ruptura, podendo as mesmas ser válidas até a iminência da ruptura. (MASSAD, 2010)

O método de equilíbrio limite se divide em vários modelos, que podem ser visualizados na figura 18, sendo que neste trabalho será dada mais importância aos métodos suecos.

**Figura 18 – Métodos de equilíbrio-limite**

	método do círculo de atrito	
métodos de equilíbrio-limite	método sueco	método de Fellenius
		método de Bishop Simplificado
	método de Morgenstern-Price	
	método das cunhas	

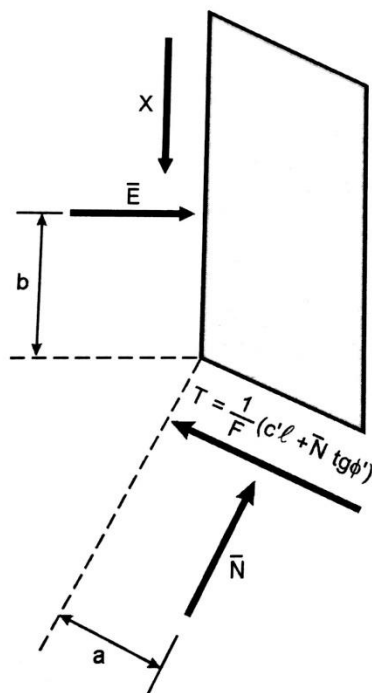
Fonte: Massad (2010)

**Figura 19 – Massa do solo dividida em fatias**

Fonte: Massad (2010)

Na Figura 19 estão indicadas as divisões do solo em fatias e na Figura 20 as várias forças atuantes sobre a lamela, sendo as principais a força (P) que representa o peso da lamela, a força resultante da pressão neutra na base (U), a força (N) representando a força normal efetiva atuante sobre a base e a força (T) que é uma fração da resistência total ao cisalhamento.

**Figura 20** - Fatia de solo e suas componentes



Fonte: Massad (2010)

A força normal efetiva ( $N$ ), atuante na base da lamela pode ser escrita pela equação 3, podendo esta variar de acordo com o método adotado.

$$N = \sigma \cdot l \quad (3)$$

A força ( $T$ ) mede a resistência mobilizada, que de acordo com a equação 1, é uma fração da resistência do solo ao cisalhamento, sendo assim,

$$T = \tau \cdot l = \frac{1}{F} \cdot s \cdot l \quad (4)$$

Onde  $l$  é o comprimento da base da lamela. Portanto, analisando a equação 2, temos a seguinte expressão:

$$T = \frac{1}{F} \cdot (c' \cdot l + N \cdot \text{tg}\phi) \quad (5)$$

A análise de estabilidade de qualquer estudo proporcionará um número variado de incógnitas e equações, de acordo com a quantidade de lamelas, um balanço das forças atuantes e resistentes pode ser visualizado na Figura 21.

**Figura 21 – Balanço de forças atuantes e resistentes**

Incógnitas			Equações Disponíveis	
Tipo	Número	Subtotal	Tipo	Número
$\bar{N}$	$n$	$3n-1$	equilíbrio de forças	$2n$
$F$	$1$			
$\bar{E}$	$n-1$			
$X$	$n-1$	$2n-1$	equilíbrio de momentos	$n$
$a$	$n$			
$b$	$n-1$			
$n^{\circ}$ total de incógnitas		$5n-2$	$n^{\circ}$ total de equações	$3n$

Fonte: Massad (2010)

Pode se observar que de acordo com o que foi exposto, o sistema é estatisticamente indeterminável, pois apresenta  $(5n-2)$  incógnitas e apenas  $3n$  equações. Esta indeterminação é resolvida através de hipóteses. O número de métodos para esta determinação é grande, neste trabalho observaremos a simplificação destes esquemas por três métodos, sendo eles o de Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstem e Price.

Observando novamente a Figura20 podemos estabelecer as equações de momentos atuantes e resistentes, que estão relacionados à equação 1 de equilíbrio dos mesmos.

O momento das forças atuantes é expresso pela equação 6.

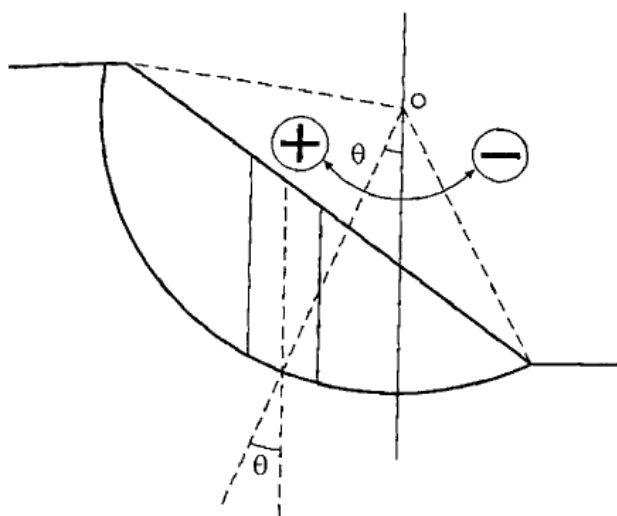
$$\Sigma(P. R. \text{sen}\theta) \quad (6)$$

O momento das forças resistentes pela equação 7.

$$\Sigma(T.R) \quad (7)$$

O ângulo  $\theta$  da equação 6, apresenta uma conversão de sinal de acordo com a lamela em análise no talude, podendo esta conversão ser visualizada na Figura 22.

**Figura 22 – Conversão de sinais do ângulo  $\theta$**



Fonte: Massad (2010)

Ao igualar as equações 6 e 7, dos momentos resistentes e atuantes, temos a equação 8:

$$\Sigma(P.R.\text{sen}\theta) = \Sigma(T.R) \quad (8)$$

Como R é constante, e levando em conta a equação 5 temos a equação 9:

$$F = \frac{\Sigma(c'.l + N.tg\phi)}{\Sigma(P.\text{sen}\theta)} \quad (9)$$

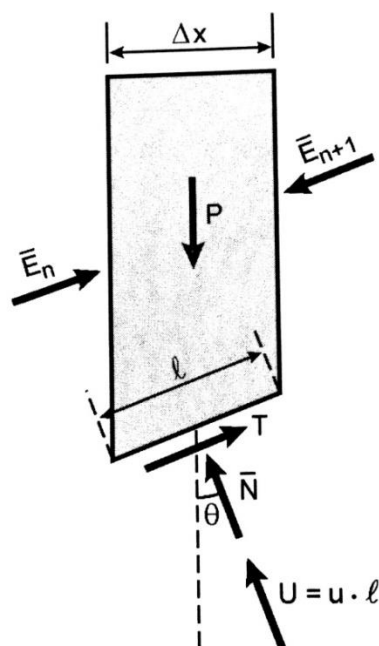
Esta relação do coeficiente de segurança é válida tanto para o método de Fellenius como para o de Bishop Simplificado.

#### 2.4.3.1.1 Método de Fellenius

O método de Fellenius também é conhecido como Método das Lamelas, o mesmo foi proposto por Wolmar Fellenius no início do século XX, após vários escorregamentos em cortes ferroviários e em portos na Suécia. (QUEIROZ, 2009)

A análise é feita através de uma linha de ruptura circular, que divide o corpo da seção em fatias de aproximadamente iguais e considera que as forças atuantes nos lados das fatias são paralelas a sua base, conforme figura 23.

**Figura 23** - Lamela de Fellenius



Fonte: Massad (2010)

A aplicação da equação 9 requer o conhecimento das forças normais à base da lamela ( $N$ ). Fazendo o equilíbrio das forças atuantes a direção normal a base temos a equação 10.

$$N + U = P \cdot \cos\theta \quad (10)$$



Ou

$$N = P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta \quad (11)$$

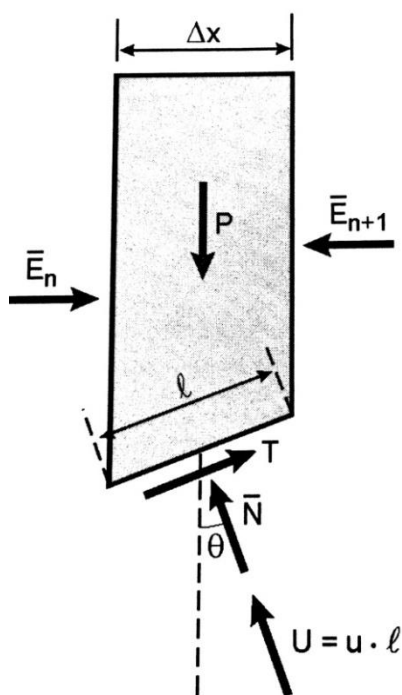
A substituição da equação 11 na equação 9 permite o cálculo do coeficiente de segurança  $F$ , através da equação 12:

$$F = \frac{\Sigma[c' \cdot l + (P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta) \cdot \operatorname{tg}\phi']}{\Sigma(P \cdot \operatorname{sen}\theta)} \quad (12)$$

#### 2.4.3.2 Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop possui uma diferença básica em relação ao método de Fellenius, sendo ela a direção das resultantes laterais  $E$  e  $X$ , que atuam nas faces laterais das lamelas. As resultantes de Fellenius são paralelas (Fig. 23) a base e as de Bishop Simplificado horizontal a base (Fig. 24). (MASSAD, 2010)

**Figura 24 - Lamela de Bishop**



No caso do método de Bishop Simplificado, o equilíbrio das forças é feito na direção vertical, de acordo com a Figura 24, obtendo a equação 13.

$$(N + U). \cos\theta + T. \operatorname{sen}\theta = P \quad (13)$$

A mesma pode ser relacionada com a equação 5, resultando na equação 14.

$$N = \frac{P - u. \Delta x - \frac{c'. \Delta x. \operatorname{tg}\theta}{F}}{\cos\theta + \frac{\operatorname{tg}\phi'. \operatorname{sen}\theta}{F}} \quad (14)$$

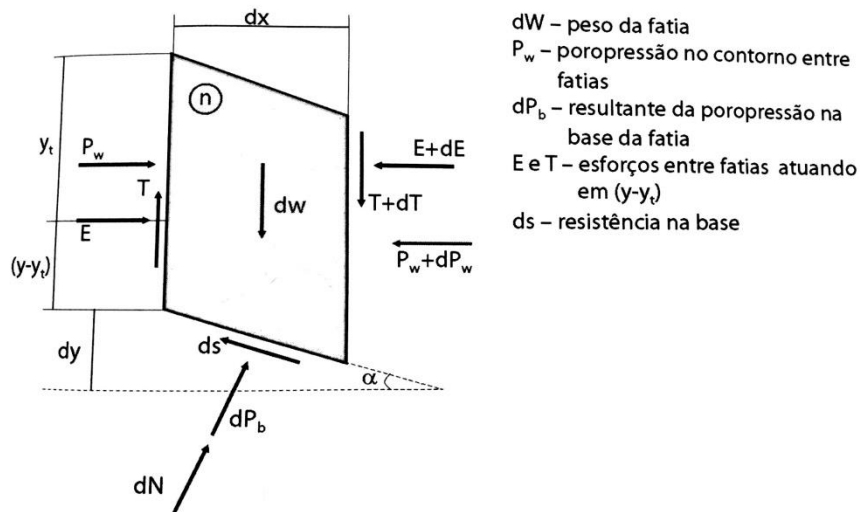
Quando a equação 14 é substituída na equação 9 permite o cálculo do FS através da equação 15.

$$F = \frac{\Sigma \left[ c'. l + \frac{P - u. \Delta x - c'. \Delta x. \operatorname{tg}\theta / F}{\cos\theta + \operatorname{tg}\phi'. \operatorname{sen}\theta / F} . \operatorname{tg} \phi' \right]}{\Sigma (P. \operatorname{sen}\theta)} \quad (15)$$

#### 2.4.3.3 Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price é o método mais geral para determinar o equilíbrio limite de uma estrutura, este método foi criado por estes pesquisadores no ano de (1965). Os esforços atuantes na fatia esta expressa pela Figura 25.

**Figura 25 – Lamela de Morgenstern e Price**



Fonte: Gerscovich (2012)

Para tornar o problema estaticamente determinado, é feita a relação entre E e T, que são os esforços atuantes na lamela, a relação é dada pelas equações 16 ou 17.

$$T = \lambda f(x)E \quad (16)$$

$$\text{tg}\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (17)$$

O valor de  $\lambda$  depende de uma função arbitrária que é calculada pela equação do fator de segurança e  $f(x)$ . Quando  $f(x) = 0$ , a solução é idêntica ao método de Bishop, quando  $f(x) = \text{constante}$  o método resulta no mesmo FS que o método de Spencer.

Quando  $f(x) > 0$ , o equilíbrio dos momentos pode ser dado pela equação 18.

$$-T = \frac{d\{E(y - yt)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{Pw(y - h)\}}{dx} - Pw \frac{dy}{dx} \quad (18)$$

Onde:

$y(x)$  = superfície de ruptura

$z(x)$  = superfície do talude

$h(x)$  = linha de ação da poropressão

$yt(x)$  = linha de ação da tensão efetiva normal

O valor da força  $E(x)$  que atua entre as fatias esta de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coloumb, sendo assim pode ser determinado pela equação 19.

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[ E_i + \frac{Nx^2}{2} \right] + Px \quad (19)$$

Em que as variáveis  $K$ ,  $L$ ,  $N$  e  $p$  são definidas pelas equações 20, 21, 22 e 23.

$$K = \lambda \cdot K \left\{ \frac{tg\phi}{FS} + A \right\} \quad (20)$$

$$L = 1 - \frac{Atg\phi}{FS} + \lambda m \left\{ \frac{tg\phi}{FS} + A \right\} \quad (21)$$

$$N = \frac{tg\phi}{FS} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + [-2W_w + pA] \quad (22)$$

$$P = \frac{1}{FS} \{ (C - stg\phi')(1 + A^2) + V_w Atg\phi' + qtg\phi' \} + \{ qA - V_w \} \quad (23)$$

A equação do equilíbrio dos momentos é estabelecida de acordo com a equação 17, onde resulta na equação 24.

$$M_{eW}(x) = \int_{x_0}^x \left( -P_W \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_W(y - h)] \quad (24)$$

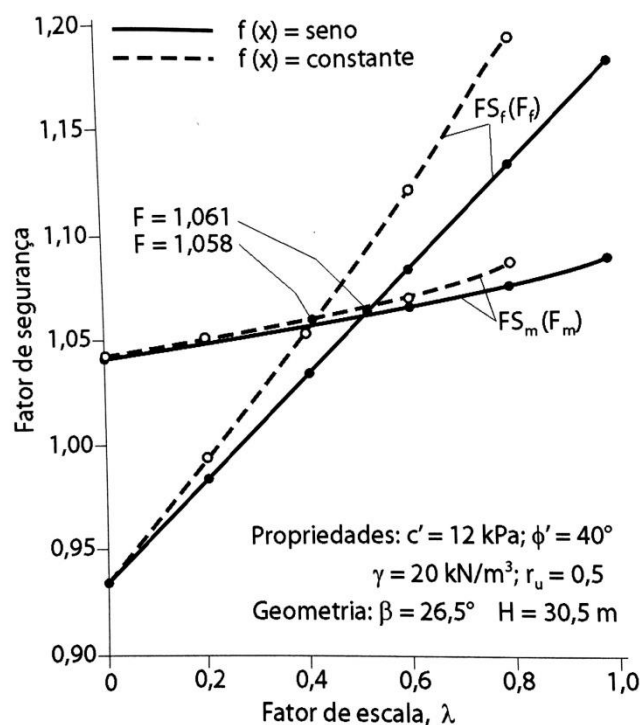
Para cada fatia deve-se calcular o valor de  $E(x)$  e  $M(x)$ , sendo que nos contornos de ( $x=0$  e  $x=n$ ), os valores de  $E$  e  $M$  deverão ser nulos, de acordo com as equações 25 e 26.

$$x = x_0 \rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \quad (25)$$

$$x = x_n \rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \quad (26)$$

O cálculo é bastante complexo e depende do uso d computadores para se estabelecer os valores de equilíbrios de forças (FSf) e de momentos (FSm), dependendo também da escolha do valor de  $\lambda$ . A figura 26 exemplifica a análise para a determinação do FS do talude, que é estabelecido quando FSf = FSm.

**Figura 26** – Análise dos fatores de segurança e escala para determinação do FS



Fonte: Gerscovich (2012)

#### 2.4.3.4 Métodos computacionais

Os métodos computacionais vêm evoluindo muito no campo da geotecnia, auxiliando os engenheiros a resolverem problemas a respeito de solos ou rochas. Vale citar os programas para estabilidade de taludes, que são ferramentas poderosas e vem se tornando indispensáveis, promovendo maior agilidade e segurança as análises.

O mercado apresenta uma gama muito grande de programas que oferecem grande confiabilidade, sendo os mais utilizados o GeoStudio, Geo5, Plaxis, Slope, dentre outros.

#### 2.4.4. Drenagens de taludes

As obras de drenagem na maioria das vezes são encaradas apenas como obras complementares, porém muitas vezes elas podem ser uma das principais

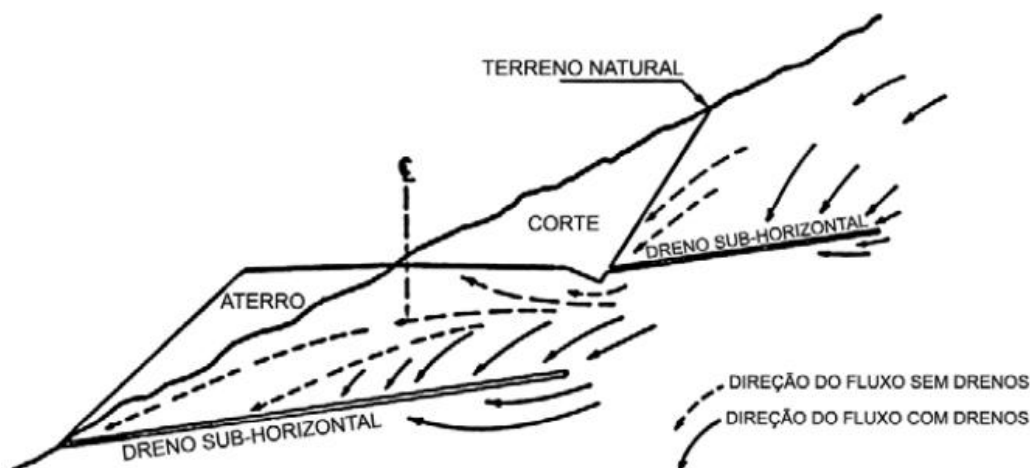
soluções para a estabilidade das seções, pois elas garantem uma redução significativa de esforços gerados pelo empuxo hidrostático e pressão neutra.

#### 2.4.4.1 Drenagem profunda

Segundo Bastos (2006) *apud* Terzaghi e Peck (1967) as obras de drenagem profundas consistem no rebaixamento do lençol freático para uma cota abaixo a da massa de solo que se quer estabilizar, onde a água escoa do solo para os coletores (poços, galerias, trincheiras ou drenos) e são removidas do solo com o uso de bomba ou de outra tecnologia adequada, conforme Figura 27.

Ainda de acordo com Bastos (2006) *apud* Guidicini e Nieble (1983) deve se fazer uma análise de viabilidade do uso do sistema, observando se o ganho de segurança é considerável em relação ao custo que a adoção desta solução irá acrescentar na obra.

**Figura 27** – Influência de drenos horizontais profundos no fluxo de água no maciço



Fonte: Bastos (2006) *apud* Rico e Castilho (1974).

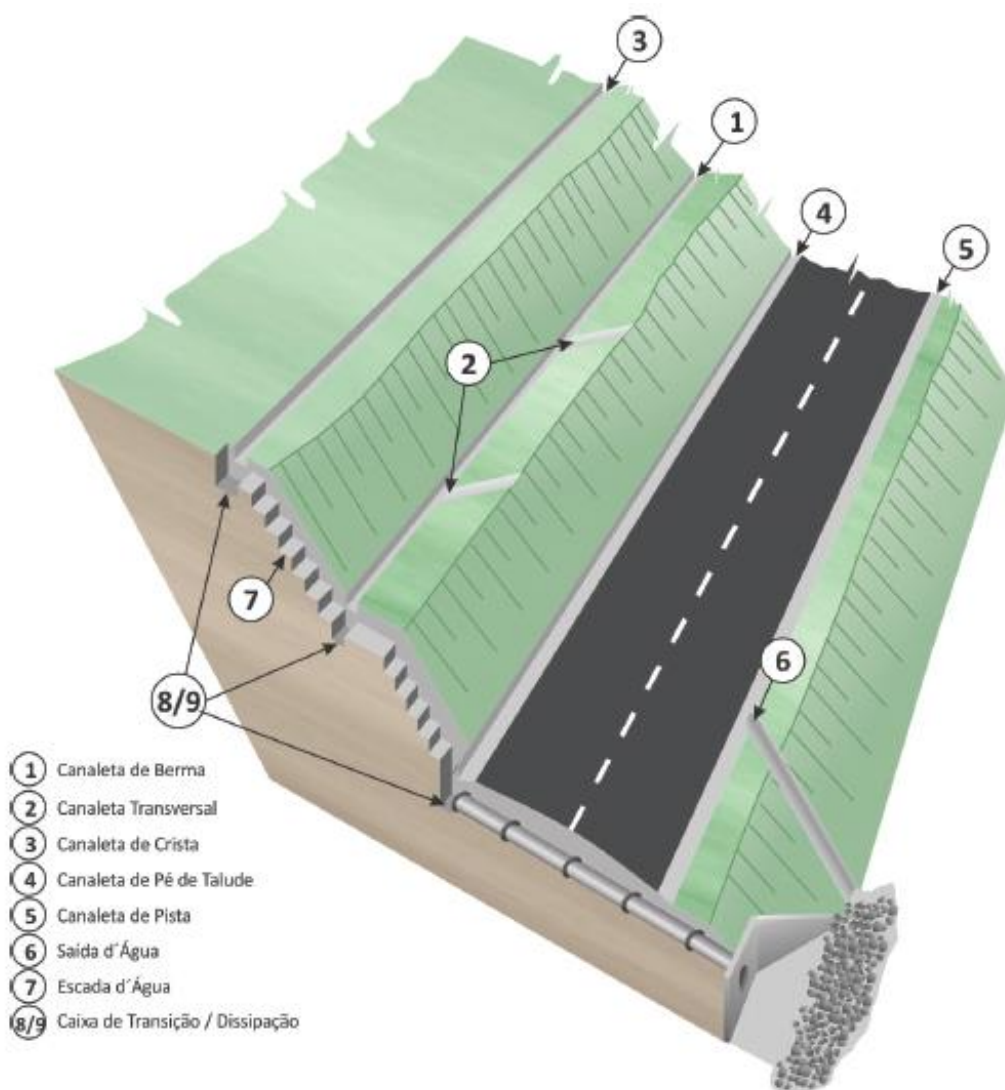
#### 2.4.4.2 Drenagem superficial

O sistema de drenagem superficial tem a intenção de evitar a erosão causada pela chuva na superfície do talude. Esta intervenção se dá geralmente com a utilização de canaletas na crista do talude, que devem ser dimensionadas para a

máxima precipitação na região e na área de contribuição da obra de drenagem. Na maioria das vezes também é necessário o uso de escadas de dissipação para transportar a água para o pé do talude, devido a grandes vazões nas canaletas. (QUEIROZ, 2009)

A figura 28 mostra um esquema de drenagem superficial.

**Figura 28 – Sistemas de drenagem superficial**



Fonte: DER-SP (2012).



## **2.4.5. Estruturas de contenção**

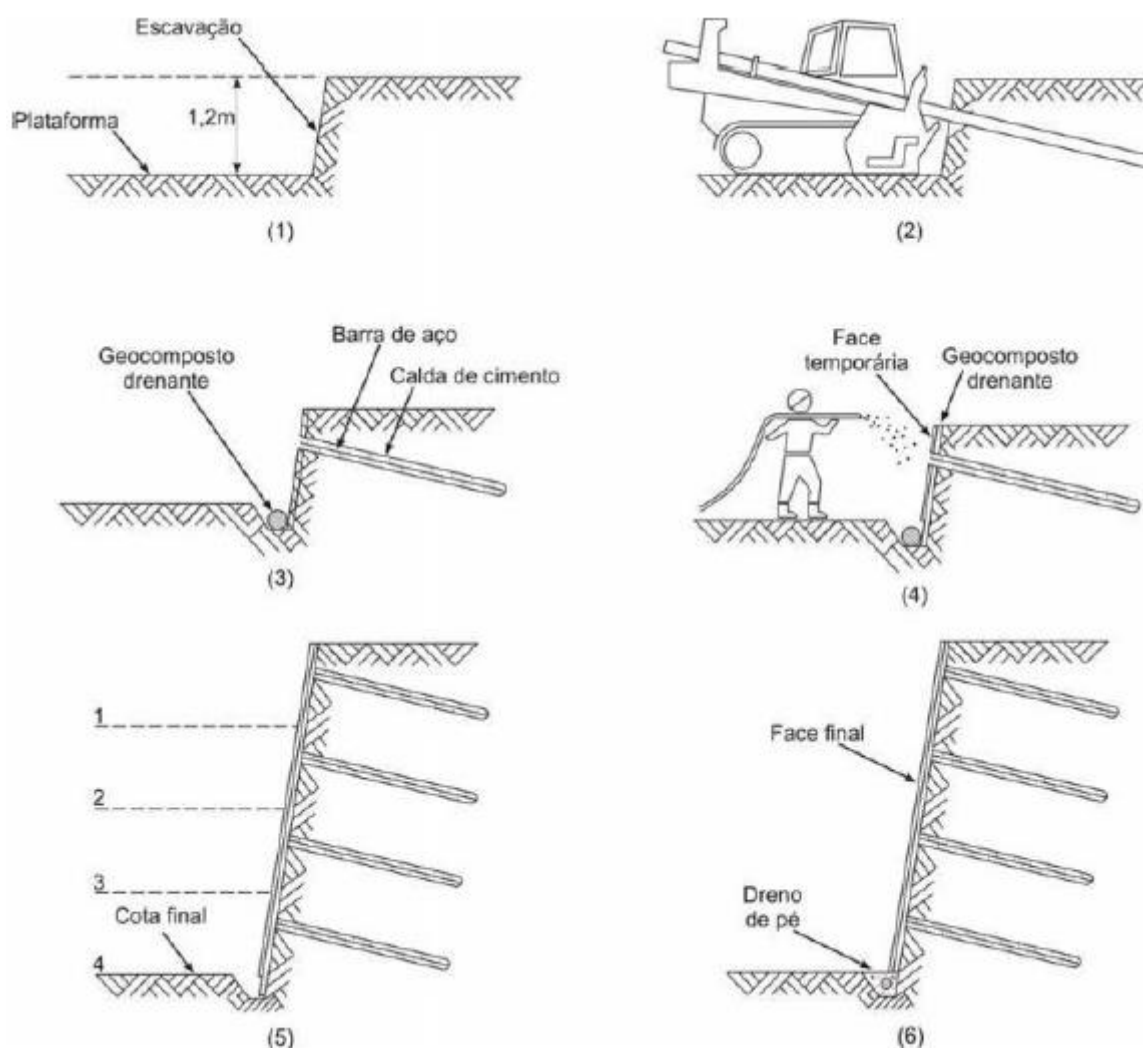
### *2.4.5.1 Solo grampeado*

Segundo Conceição (2011), a técnica de solo grampeado é eficaz e moderna, para a estabilização de taludes naturais, artificiais ou escavados. O método consiste na execução de furos com uma perfuratriz, estes furos são preenchidos com uma barra, podendo ser a mesma de aço ou sintética, e calda de cimento, este conjunto é chamado de grampo.

Os grampos são responsáveis por aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, resistindo também a esforços de tração, cisalhamento e momentos fletores. O espaçamento entre os grampos na superfície do talude dependerá das características do solo e os mesmos são alojados ligeiramente inclinados com a horizontal (entre 5° e 30°). A estrutura promove a associação da zona ativa (potencialmente instável) à zona resistente, garantindo assim a estabilidade do solo.

A Figura 29 ilustra o procedimento executivo dos solos grampeados.

**Figura 29** - Etapas de execução da estrutura de solo grampeado



Fonte: Conceição (2011) *apud* Silva (2009).

Onde:

- 1 - Escavação: limitada em camadas entre 1 ou 2 metros, dependendo da resistência ao cisalhamento do solo;
- 2 - Pré-furo com o auxílio de perfuratriz;
- 3 - Instalação do conjunto barra – calda de cimento e execução de drenagem provisória;
- 4 - Aplicação de concreto projetado ou proteção vegetal para a proteção da face do talude
- 5 - Execução das demais camadas, respeitando os itens anteriores;
- 6 - Tratamento final da superfície do talude e execução de dreno permanente no pé da seção.

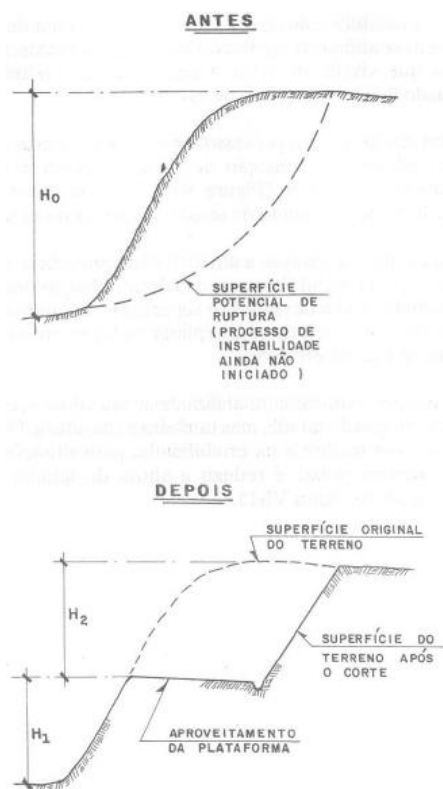
### 2.4.5.2 Retaludamento

O sistema de retaludamento nada mais é do que uma alteração da geometria do talude (Fig. 30), aliviando o peso junto a crista e acrescentando junto ao pé do talude. As escavações ou cortes executados na crista do talude diminuem o momento atuante, pode se dizer que é a introdução de uma berma, que gera um efeito estabilizador em relação ao pé do talude. (MASSAD, 2010)

Conforme Dutra (2013) *apud* Carvalho (1991), sempre haverá uma situação geométrica em que qualquer tipo de solo ou rocha, sobre o efeito de quaisquer cargas, para que a seção seja estável.

As obras de retaludamento em questão são mais simples e na maioria das vezes eficazes. As mesmas passam a ter desvantagens quando o volume do movimento de terra é muito elevado, o que passará a acarretar custos muito altos para a obra, sendo mais viável a implantação de uma obra de contenção.

**Figura 30 - Retaludamento através de corte**



Fonte: Dutra (2013) *apud* Carvalho (1991).

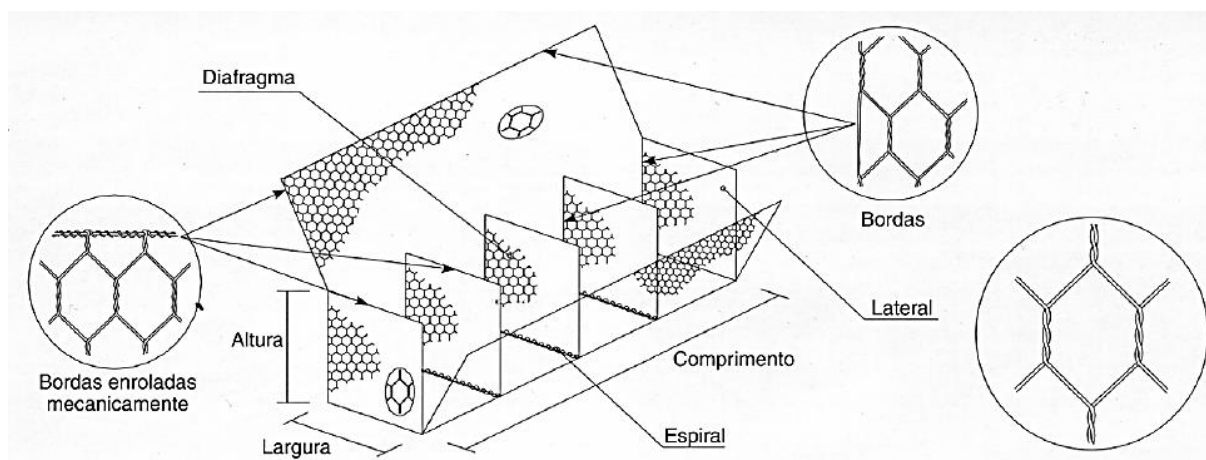
### 2.4.5.3 Gabião

Os gabhões são estruturas de contenções com formas variadas confeccionadas com malhas hexagonais de dupla torção preenchidas com pedras de granulometria adequada, quando da execução dos mesmos, uns devem ser costurados aos outros. (QUEIROZ, 2009)

Eles são divididos em três tipos, sendo eles, o gabião tipo caixa, o gabião tipo colchão e o gabião tipo saco. A escolha do tipo depende basicamente da geometria da obra.

De acordo com Onodera (2005), o gabião tipo caixa é uma estrutura metálica em forma de paralelepípedo, produzido através de uma malha hexagonal de dupla torção, sendo que um único elemento forma a base e as paredes laterais, sendo o diafragma instalado na obra (Fig. 31).

**Figura 31 - Esquema de gabião tipo caixa**



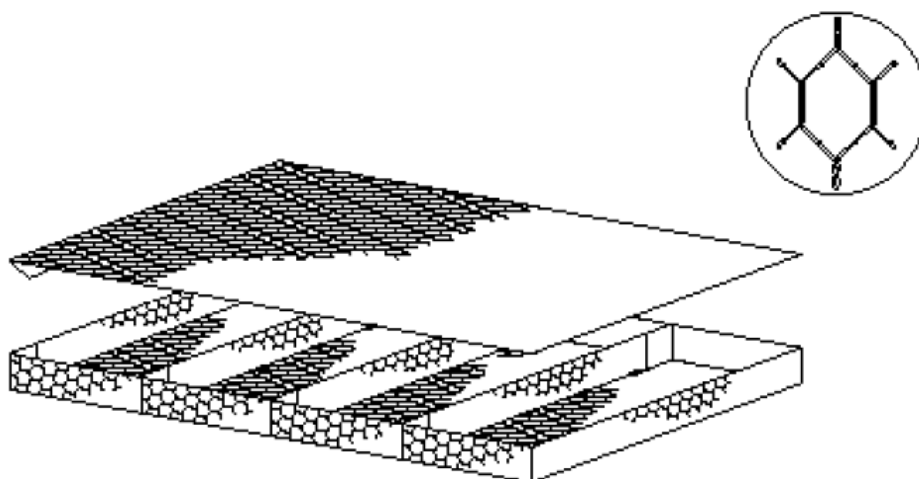
Fonte: Onodera (2005) *apud* Maccaferri (2001).

Os gabhões tipo colchão são os mais utilizados, em sua maioria, em obras fluviais, atuando como elemento de revestimento flexível. Este tipo de gabião é constituído por uma caixa metálica, que é preenchida com pedras de menores dimensões e necessitam de um consumo menor de material, devido a sua espessura ser pequena. (BERNI, 2007)

A estrutura da tela é feita com aço de baixo conteúdo de carbono e revestida com uma liga de zinco (95%), alumínio (5%), conferindo assim uma maior proteção a

tela de aço, já que na maioria das vezes as mesmas permanecem em contato constante com a água, sendo a estrutura do mesmo apresentada na Figura 32.

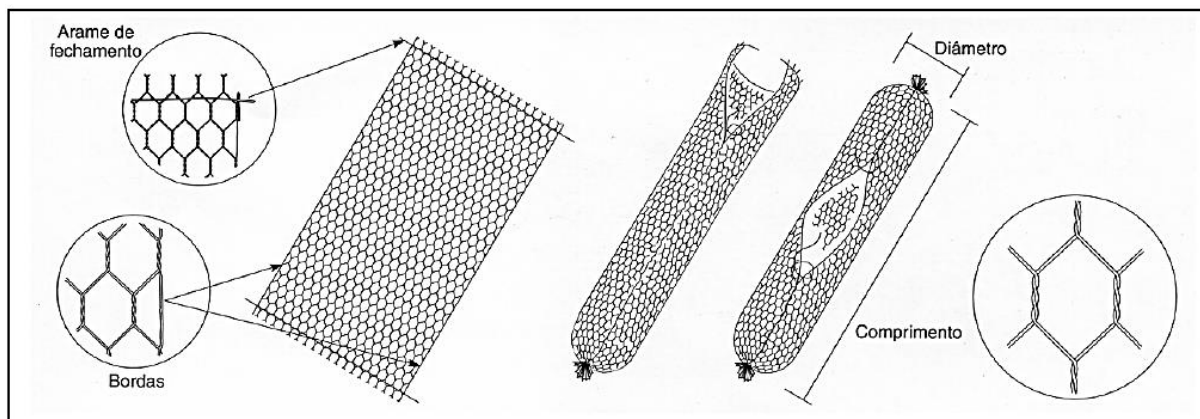
**Figura 32 – Gabião tipo colchão**



Fonte: Berni (2007) *apud* Maccaferri (2001)

Os gabhões tipo saco são estruturas metálicas, compostas por uma única malha hexagonal de dupla torção, que possui bordas livres e são amarradas nas mesmas (Fig. 33). Este tipo de contenção é muito versátil, se adaptando a geometria das estruturas. (ONODERA, 2005)

**Figura 33 - Gabião Tipo Saco**



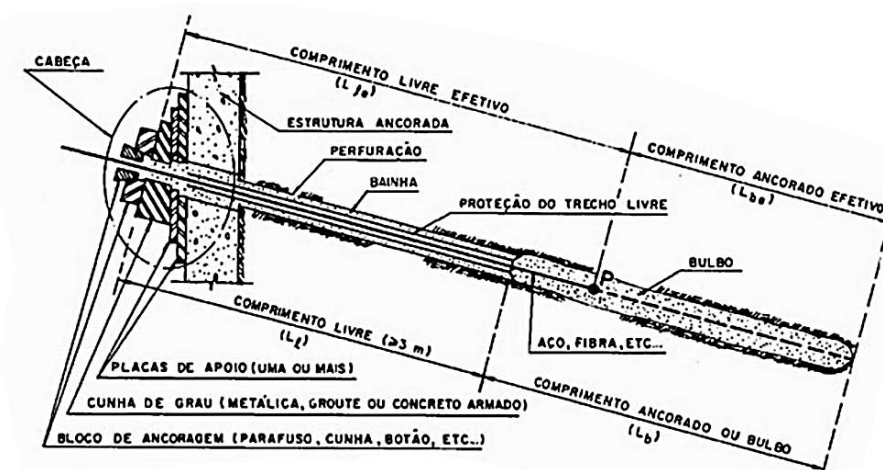
Fonte: Onodera (2005) *apud* Maccaferri (2001)

#### 2.4.5.4 Cortina Atirantada

A técnica de cortina atirantada pode ser empregada em obras onde os taludes possuem quase que uma característica vertical. O sistema é constituído por placas de concreto de pequenas dimensões atirantadas, sendo as mesmas instaladas de cima para baixo. Os tirantes tem a função de aumentar a resistência ao cisalhamento do solo, com o aumento da tensão normal atuante ao longo da ruptura. O comprimento dos tirantes é dimensionado para que o bulbo de tensões dos mesmos esteja além da linha de ruptura da seção. (MASSAD, 2010)

A figura 34 apresenta a estrutura de um tirante.

**Figura 34 - Esquema típico de um tirante**



Fonte: Turcarelli (2013) *apud* Yassuda e Dias (1998)

A cortina atirantada é executada da seguinte forma, primeiramente são implantados os tirantes na estrutura, sendo os mesmos compostos por vergalhão de aço. A fixação dos mesmos na parte interna se dá da seguinte forma, com um sistema cônico que ao sofrer esforços do solo se expande e comprime a parede do furo, estabelecendo assim a ancoragem da estrutura. (QUEIROZ, 2009)

Na parte externa da estrutura são os tirantes aplicam os esforços em uma placa, que são apoiadas em uma laje para a distribuição das tensões. Este conjunto tirante, placa e laje de concreto armado, constituem a estrutura que uma cortina atirantada, que pode ser observada na Figura 35.

**Figura 35 – Estrutura de cortina atirantada**



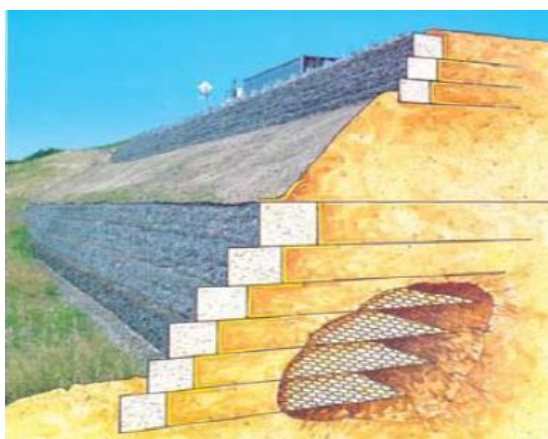
Fonte: Queiroz (2009)

#### 2.4.5.5 Solo Reforçado

Os solos possuem uma diferença com relação a resistência a compressão e a tração, sendo que a primeira é consideravelmente maior que a segunda. Apesar de os esforços de compressão ser mais comuns, nas encostas em decorrência de esforços verticais ocorre esforços de compressão vertical e esforços de tração lateral. (QUEIROZ, 2009)

O solo reforçado consiste na inserção de reforços no solo (Fig. 36), orientados através de cálculos, sendo que os esforços aplicados ao solo são transferidos aos reforços que ajudam na estabilidade dos maciços, pois contribuem para o aumento da resistência a tração lateral do solo.

**Figura 36 - Estrutura de solo reforçado**



Fonte: Takara et. al. (2011) *apud* Dura (2005)

### 3. METODOLOGIA

O presente trabalho é um estudo de caso, onde se fez necessário o levantamento de dados a respeito da topografia e dos perfis do solo constituintes da seção. Em seguida avaliou-se a estabilidade da seção inicial, determinando o fator de segurança do talude em questão e verificando se o mesmo é estável de acordo com os parâmetros estabelecidos na NBR 11682. Esta verificação realizou-se através do software de análise de estabilidade de taludes GEO5.

A seção apresentou-se instável para o estado saturado, obedecendo a um fator de segurança de 1,5, conforme figura 17, devido aos riscos de perdas de vidas e perdas econômicas é elevado. Portanto será desenvolvido um projeto de contenção para a recuperação da encosta.

A metodologia estabelece o roteiro que foi seguido para alcançar os objetivos de maneira correta. A mesma foi desenvolvida em etapas, que serão apresentadas a seguir.

#### 3.1 A SEÇÃO DE ESTUDO

A seção em estudo esta localizada as margens da rodovia TO-455, Km 26, conforme Figura 37. A escolha desta encosta se justifica, pois a encosta é extensa e em praticamente metade do trecho sofreu processos erosivos. A rodovia foi implantada há cerca de 3 anos, ou seja, a obra de retaludamento é recente, o que evidencia a grande chance de instabilidade do maciço.

Primeiramente foi feito uma visita na área de estudo, com o intuito de estabelecer as características da encosta em questão, através do preenchimento do laudo de vistoria previsto pela NBR 11682/2007 (Anexo 1).



**Figura 37 – Área de estudo**

Fonte: Autor (2016)

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TALUDE

A caracterização geométrica realizou-se em duas seções, sendo uma a que sofreu processos de deslizamentos e outra que permaneceu na forma em que foi executada durante as obras de pavimentação da via. O local onde foram realizadas as duas seções é mostrado na figura 38.

**Figura 38– Locação dos trechos**

Fonte: Autor (2016)

Na figura 38, também podemos observar a locação da rodovia e também da estrutura de contenção em gabião que foi executada para evitar que a terra invada a pista de rolamento.

O levantamento planialtimétrico foi executado através da utilização de GPS geodésico Ripper, onde se fez necessário à implantação de uma base (Fig. 39), para a triangulação dos dados, e outro equipamento para percorrer os pontos a serem levantados.

**Figura 39 – Ripper base**



Fonte: Autor (2016)

O Ripper que percorreu os pontos levantados permaneceu cerca de 15 minutos em cada ponto, para a captura precisa das coordenadas dos pontos. (Fig. 40)

**Figura 40 – Ripper móvel**



Fonte: Autor (2016)

### 3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DO TALUDE

Para a realização da avaliação da estabilidade do corte inicial, foi necessária a extração de corpos de prova deformados e indeformados para a realização dos ensaios de caracterização do solo e obtenção dos parâmetros geotécnicos dos perfis da seção, sendo os seguintes ensaios, massa específica, teor de umidade e cisalhamento direto.

Os procedimentos da amostragem e dos ensaios serão mencionados abaixo em tópicos. O objetivo principal dos mesmos foi à obtenção do peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito interno, pois estes dados fizeram-se necessários para a análise da estabilidade da encosta.

#### 3.3.1 Amostragem

Para a execução dos ensaios necessários a este trabalho, foi necessária a retirada de amostras indeformadas e deformadas em conformidade com a NBR 9604/1986. As amostras deformadas (Fig. 41) foram captadas em três pontos do talude, para assim obter maior precisão nos resultados, cada amostra com cerca de 15 Kg.

**Figura 41 – Coleta de amostra deformada**



Fonte: Autor (2016)



A amostra indeformada (Fig. 42 e 43) foi obtida a partir de um único ponto, a mesma foi obtida com a penetração de uma caixa cúbica metálica de 25 x 25 cm, em seguida foi retirada a terra das laterais da amostra e cortada no fundo com um facão para em seguida iniciar o processo de impermeabilização da mesma com talargça e parafina até a chegada ao laboratório para a retirada dos corpos de prova para a realização do ensaio de cisalhamento direto.

**Figura 42 – Impermeabilização da amostra indeformada**



Fonte: Autor (2016)

**Figura 43 – Amostra indeformada**



Fonte: Autor (2016)

Ambas as amostras foram retiradas a uma profundidade de aproximadamente um metro, NBR 9604/1986 para assim eliminar o solo contaminado da superfície.

### 3.3.2 Determinação da massa específica

A determinação da massa específica dos perfis da seção em estudo foi estabelecida *in loco*, devido à necessidade da realização do ensaio de forma imediata, para assim não perder massa através da perda de umidade.

O peso específico das amostras obteve-se através da retirada de corpos de provas cilíndricos indeformados, através da cravação de um cilindro de aço com volume de 10,4 x 11,5 cm, onde o mesmo era penetrado no solo através de uma haste de ferro e um soquete (Fig. 44). Após a total penetração do mesmo, ele era retirado e pesado em uma balança de campo (Fig. 45).

**Figura 44** – Retirada da amostra para estabelecer o peso específico



Fonte: Autor (2016)

**Figura 45 – Pesagem das amostras**

Fonte: Autor (2016)

A massa específica é a relação da massa do material pelo volume, ou seja, o material foi colocado dentro de um recipiente com volume conhecido, já mencionado anteriormente. Sendo determinado pela equação 27.

$$\mu = \frac{m}{v} \quad (27)$$

Onde:

$\mu$  = massa específica, g/cm<sup>3</sup>;

m = massa do solo em seu estado natural, em g;

v = volume do recipiente, em cm<sup>3</sup>.

### 3.3.3 Determinação do teor de umidade

A determinação do teor de umidade natural do solo foi realizada da seguinte forma, primeiramente preencheu-se uma bandeja com solo no estado natural, em seguida a mesma foi levada para a secagem em estufa por um período de 24 horas a uma temperatura de 105°C a 110°C, obtendo assim o material no estado seco. Este procedimento é dado pela NBR 6457/1986



O teor de umidade é obtido através da equação 28.

$$h = \frac{M1 - M2}{M2} \times 100 \quad (28)$$

Onde:

h = teor de umidade, em %;

M1 = massa do solo úmido, em g;

M2 = massa do solo seco, em g;

### 3.3.4 Cisalhamento direto

. O ensaio de cisalhamento direto foi realizado com a umidade natural do terreno, através da obtenção de corpos de prova indeformados, a partir da amostra indeformada retirada em campo, onde o processo de confecção do corpo de prova para ensaio, deu-se da seguinte forma, cravou-se um molde de 6 x 6 cm e fez-se a talhagem ao redor do mesmo (Fig. 46).

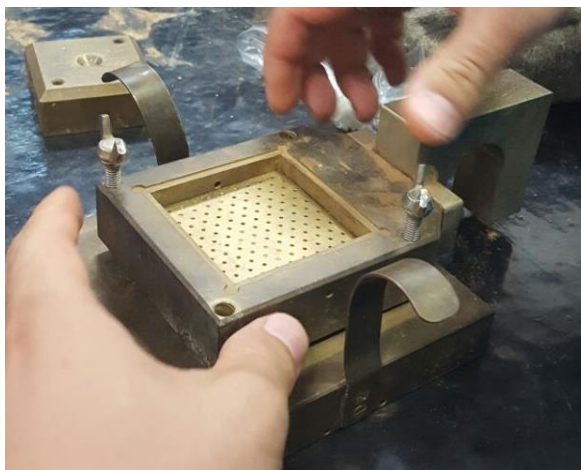
**Figura 46** – Talhagem corpo de prova para cisalhamento



Fonte: Autor (2016)

Para dar início aos ensaios, os corpos de prova eram colocados dentro de um conjunto (composto por caixa metálica, placa de base, pedra porosa, grelha inferior, grelha superior, placa de carga normal e suporte de carga horizontal). (Fig. 47)

**Figura 47** – Conjunto para ensaio de cisalhamento



Fonte: Autor (2016)

Posteriormente o conjunto foi colocado no equipamento de cisalhamento direto e submetidos a carregamento axial por 24 horas, para ocorrer o adensamento do solo. (Fig. 48)

**Figura 48** - Carregamento axial



Fonte: Autor (2016)



Ao longo do ensaio foram aplicadas as seguintes tensões normais para o adensamento: 16,67; 27,78; 50; 94,44; 183,33 KPa. Os corpos de prova foram submetidos a uma velocidade de deslocamento horizontal de (0,044mm/min), que se permaneceu constante até a ruptura do mesmo por cisalhamento. Durante o ensaio foram observados os deslocamentos horizontais e a deformação do anel dinamométrico, que foram utilizados para a elaboração da curva tensão X deformação. Na figura 49 podemos observar a realização do ensaio de cisalhamento direto manual e na figura 50, observamos um corpo de prova que sofreu a ruptura por cisalhamento.

**Figura 49** – Execução do ensaio de cisalhamento direto manual



Fonte: Autor (2016)

**Figura 50** – Corpo de prova após ruptura por cisalhamento



Fonte: Autor (2016)

### 3.4 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SEÇÃO INICIAL

Por meio dos dados obtidos no levantamento planialtimétrico e na caracterização geotécnica, foi possível estabelecer a estabilidade através do software GEO5, tanto da seção que já passou por processos de ruptura, como da seção que ainda se encontra sem alterações.

A seção utilizada em cada análise foi a mais crítica do perfil, sendo que no perfil com alterações, foi analisado da estaca 0 até a estaca 6 + 1,23 m, já na seção original da estaca 0 até a estaca 9 + 1,12 m. Os parâmetros utilizados para a obtenção dos fatores de segurança foram os seguintes, conforme a figura 51:

**Figura 51 – Parâmetros do solo**

Adicionar novos solos

Identificação

Nome :

Dados básicos

Peso específico :  $\gamma =$   [kN/m<sup>3</sup>]

Estado de tensão :

Ângulo de atrito interno :  $\phi_{ef} =$   [°]

Coesão do solo :  $c_{ef} =$   [kPa]

Elevação da pressão

Cálculo da pressão hidrostática :

Peso específico saturado :  $\gamma_{sat} =$   [kN/m<sup>3</sup>]

Folheação

Folheação do solo :

Desenhar

Cor

Categoria de modelos

Relação

Classificação

Fonte: Autor (2016)

Estes dados foram utilizados para ambas as seções indicadas na figura 52.

**Figura 52 - Seções de estudo**

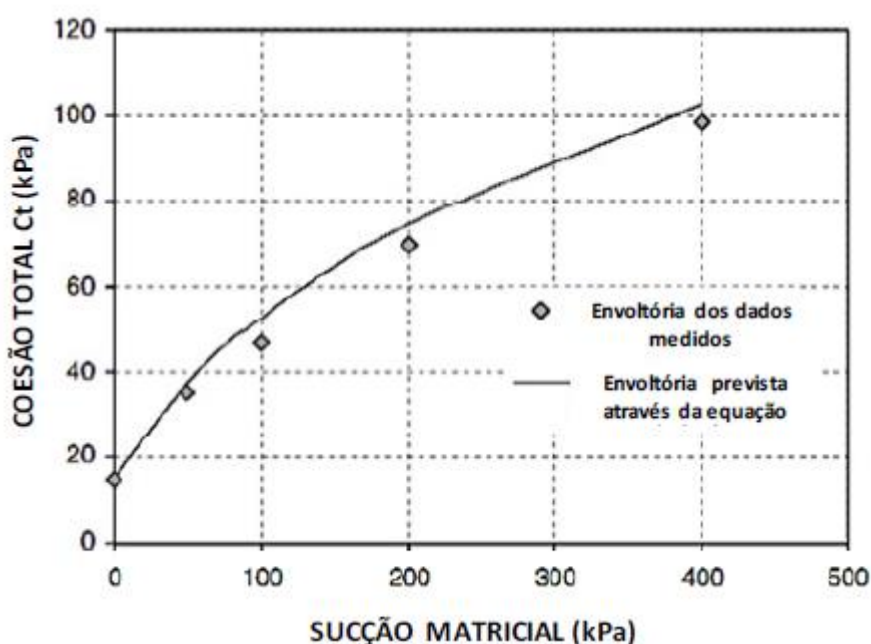
Fonte: Autor (2016)

### 3.5 ANÁLISE DOS FATORES EXTERNOS

Em decorrência do escorregamento que ocorreu na seção em estudo, tornou-se necessária a análise dos fatores externos, para identificar o fator que pode ter provocado o deslizamento do mesmo. Primeiramente levantou-se a hipótese de que a saturação do maciço pode ter levado a ruptura da seção.

A saturação reduz consideravelmente a coesão das argilas, pois em decorrência da saturação a influência da sucção na coesão é nula, sendo estimado o valor de coesão com a ausência de sucção para solos argilosos a partir da figura 53.

**Figura 53** – Curva coesão versus sucção



Fonte: Kayadelen et al., 2007, traduzido

Através da figura 55 podemos estabelecer um parâmetro para a coesão do solo em estudo quando em estado de saturação é por volta de 15 KPa, sendo assim fez-se a análise da estabilidade das duas seções novamente. Segundo Fredlund et al. (1978) *apud* Cardoso Jr. (2006), o ângulo de atrito do solo não altera com a variação da sucção do solo, portanto manteve-se o valor de 22,93° para o ângulo de atrito. O peso específico do solo saturado foi de 26,05 KPa. Esta análise se fez

necessária desta maneira pois não houve tempo necessário para realizar o ensaio de cisalhamento direto no estado saturado, portanto aproximou-se os valores.

### 3.6 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS SEÇÕES SATURADAS

Para a análise das seções saturadas foram utilizados os seguintes parâmetros do solo, que estão apresentados na figura 54.

**Figura 54** – Parâmetros do solo saturado

Fonte: Autor (2016)

### 3.7 ESCOLHA DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO A SER UTILIZADA

#### 3.7.1 Retaludamento

Primeiramente, desenvolveu-se o projeto de retaludamento da encosta, com o uso do software Geo5, já que esta solução é simples e pode ser executada com o mesmo solo da região em estudo. Sendo assim foi realizado um projeto buscando atender os critérios mínimos exigidos por norma para o fator de segurança de 1,5.

Os parâmetros do solo utilizados para o desenvolvimento do projeto são os mesmo da figura 54.

### 3.7.2 Gabião

O projeto de gabião desenvolveu-se com a utilização do software GawacWin, fornecido pela Maccaferri. Os dados utilizados do muro foram os seguintes, conforme a figura 55. Já os dados do solo utilizados estão exemplificados na figura 54.

**Figura 55 – Dados muro em gabião**

Dados sobre o muro

Dados Gerais | Camadas

Inclinação (graus): 6,00  Geotêxtil no terraplano

Peso específico (kN/m<sup>3</sup>): 26,05 Redução no atrito (%): 5,00

Porosidade (%): 30,00  Geotêxtil sob a base

Redução no atrito (%):

Malha e diâmetro do arame: 8x10, ø 2.7 mm CD

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor (2016)

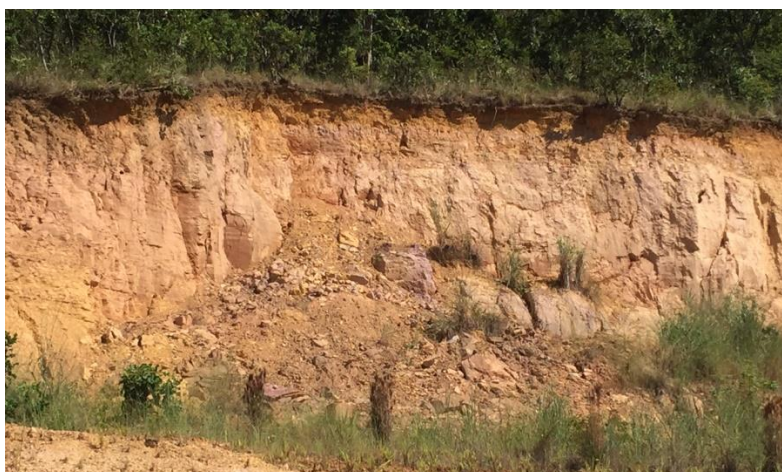


## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 VISITA AO LOCAL

Observou-se durante a visita ao local, que parte do talude executado sofreu processos de escorregamento de massa. Não se sabe o período em que ocorreu o mesmo, mas em um período máximo de três anos, quando foi executada a obra de retaludamento da encosta para a execução da rodovia. Na figura 56, podemos observar a parte do talude que sofreu processos de escorregamento, já na figura 57, observamos o formato original do maciço.

**Figura 56 – Maciço em estudo**



Fonte: Autor (2016)

**Figura 57 – Maciço original**



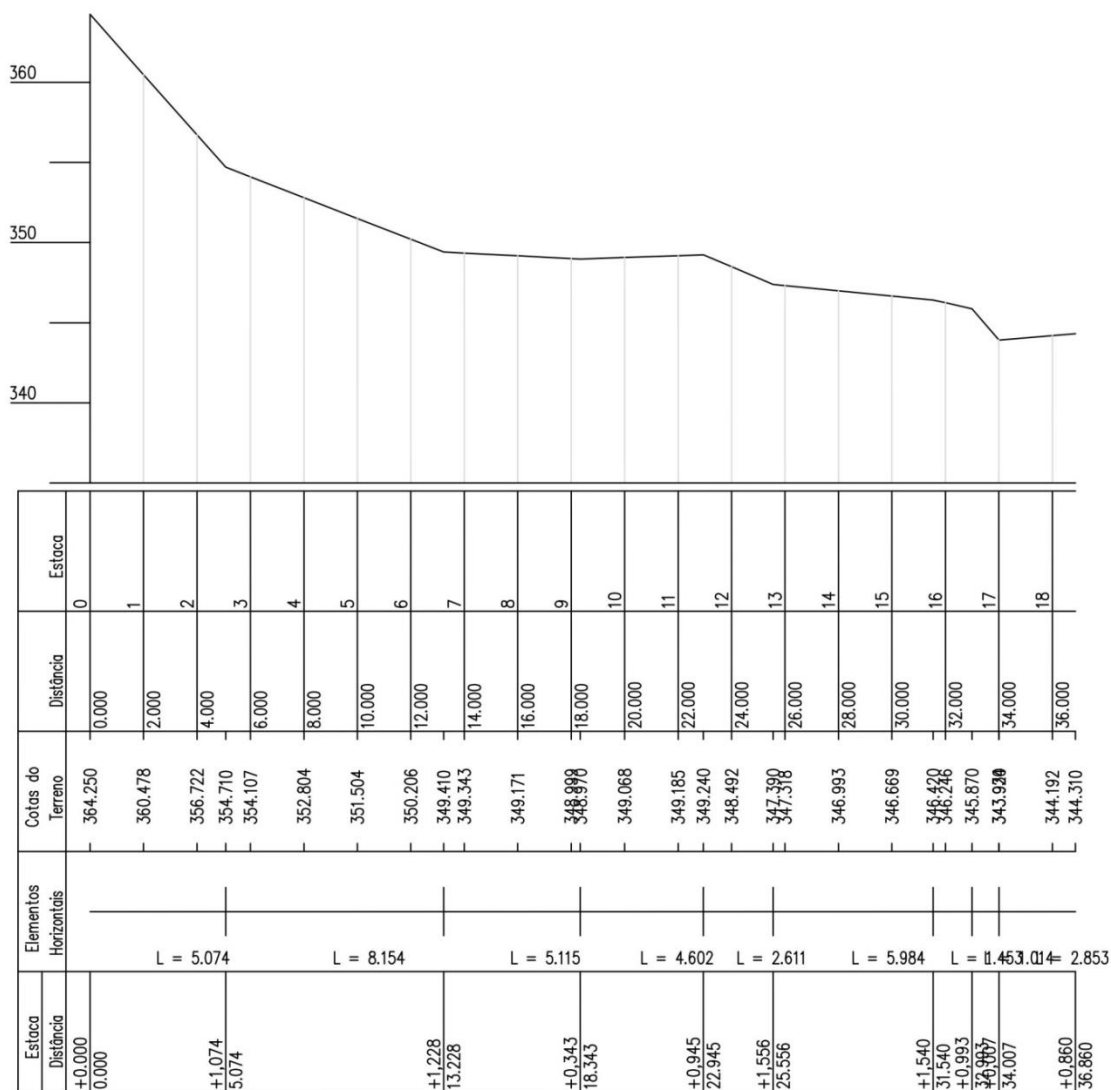
Fonte: Autor (2016)

Durante a visita *in loco* preencheu-se o laudo de vistoria de taludes, conforme prescrito na NBR 11682/2007. (ANEXO 1)

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

A figura 58 apresenta o perfil altimétrico da região que sofreu processos de erosão, sendo a estaca 0 a crista do talude e a estaca 18 a margem da rodovia. O talude apresenta um trecho inicial bem íngreme, onde o desnível é de aproximadamente 8 metros em um trecho de apenas 4 metros de comprimento.

**Figura 58 - Perfil danificado pelos deslizamentos**

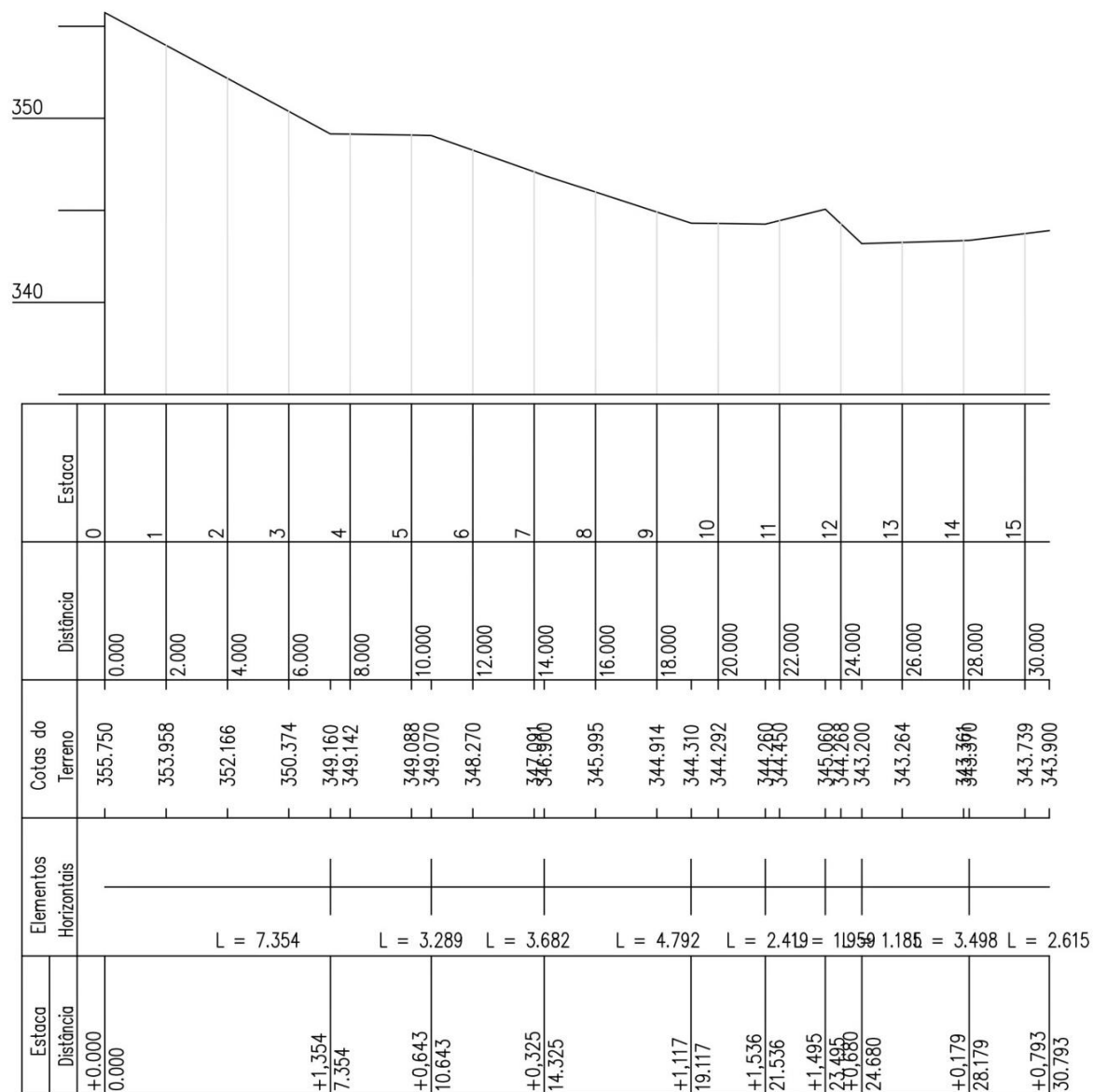


Fonte: Autor (2016)



O perfil da figura 59, apresenta inclinação inferior ao do talude da figura 54, pois o mesmo possui um cota de crista 8,5 metros inferior.

**Figura 59 – Perfil sem erosão**



Fonte: Autor (2016)

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

#### 4.3.1 Peso específico

Foram realizadas três amostras, estabelecendo os seguintes pesos específicos naturais e secos, de acordo com a equação 27.

**Amostra 01, em estado natural:**

$$\mu_1 = \frac{1790 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\mu_1 = 1,834 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu_1 = 18,34 \text{ KN/m}^3$$

**Amostra 02, em estado natural:**

$$\mu_2 = \frac{1880 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\mu_2 = 1,926 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu_2 = 19,26 \text{ KN/m}^3$$

**Amostra 03, em estado natural:**

$$\mu_3 = \frac{1610 \text{ g}}{976,1 \text{ cm}^3}$$

$$\mu_3 = 1,650 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu_3 = 16,50 \text{ KN/m}^3$$

**Média, em estado natural:**

$$\mu_m = \frac{18,34 + 19,26 + 16,50}{3}$$

$$\mu_m = 18,03 \text{ KN/m}^3$$

**Amostra 01, em estado seco:**

$$\mu_1 = \frac{1600 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\mu_1 = 1,639 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu_1 = 16,39 \text{ KN/m}^3$$

**Amostra 02, em estado seco:**

$$\mu_2 = \frac{1650 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\mu_2 = 1,690 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu_2 = 16,90 \text{ KN/m}^3$$

**Amostra 03, em estado seco:**

$$\mu_3 = \frac{1450 \text{ g}}{976,1 \text{ cm}^3}$$

$$\mu_3 = 1,486 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu_3 = 14,86 \text{ KN/m}^3$$

**Média, em estado seco:**

$$\mu_m = \frac{16,39 + 16,90 + 14,86}{3}$$

$$\mu_m = 16,05 \text{ KN/m}^3$$

O peso específico obtido indica que o material em análise é uma argila de consistência média, de acordo com a figura 60.

**Figura 60 – Peso específico de solos argilosos**

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy, (1972) *apud* Soares, (2009)

### 4.3.2 Teor de umidade

O teor de umidade foi obtido para todas as 3 amostras mencionadas na análise do peso específico, sendo obtidas através da equação 28.

#### Amostra 01:

$$h1 = \frac{1790 - 1600}{16000} \times 100$$

$$h1 = 11,88 \%$$

#### Amostra 02:

$$h2 = \frac{1880 - 1650}{1650} \times 100$$

$$h2 = 13,94 \%$$

#### Amostra 03:

$$h3 = \frac{1610 - 1450}{1450} \times 100$$

$$h3 = 11,03 \%$$

#### Média:

$$hm = \frac{11,88 + 13,94 + 11,03}{3}$$

$$hm = 12,28 \%$$

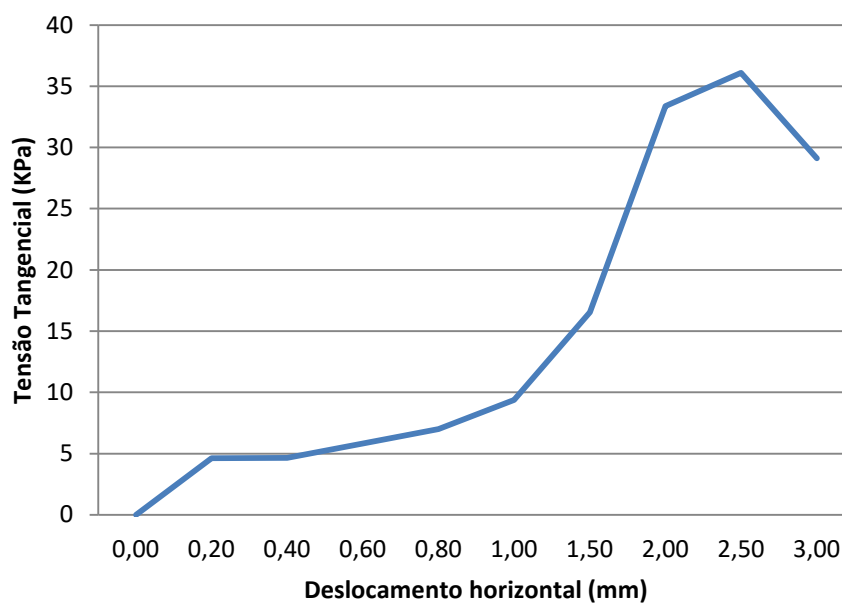
### 4.3.3 Cisalhamento direto

Após a realização dos ensaios de cisalhamento direto, fez-se possível o processamento dos dados para a elaboração das tabelas 1,2,3,4 e 5, para assim desenvolver os gráficos tensão X deformação, expostos nos gráficos 1,2,3,4 e 5, que estão exibidos abaixo.

**Tabela 1** – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 16,67 KPa

CARREGAMENTO DE 6 KG				
Área da amostra (m <sup>2</sup> )	0,0036	Força Normal (KN)		0,06
Tensão Normal (Kpa)	16,67			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 <sup>-3</sup> mm)	Tensão Normal Corrigida (KPa)	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	16,67	0	0
0,20	20	16,72	16,6	4,63
0,40	20	16,78	16,6	4,64
0,60	25	16,84	20,75	5,82
0,80	30	16,89	24,9	7,01
1,00	40	16,95	33,2	9,38
1,50	70	17,09	58,1	16,55
2,00	140	17,24	116,2	33,39
2,50	150	17,39	124,5	36,09
3,00	120	17,54	99,6	29,12

Fonte: Autor (2016)

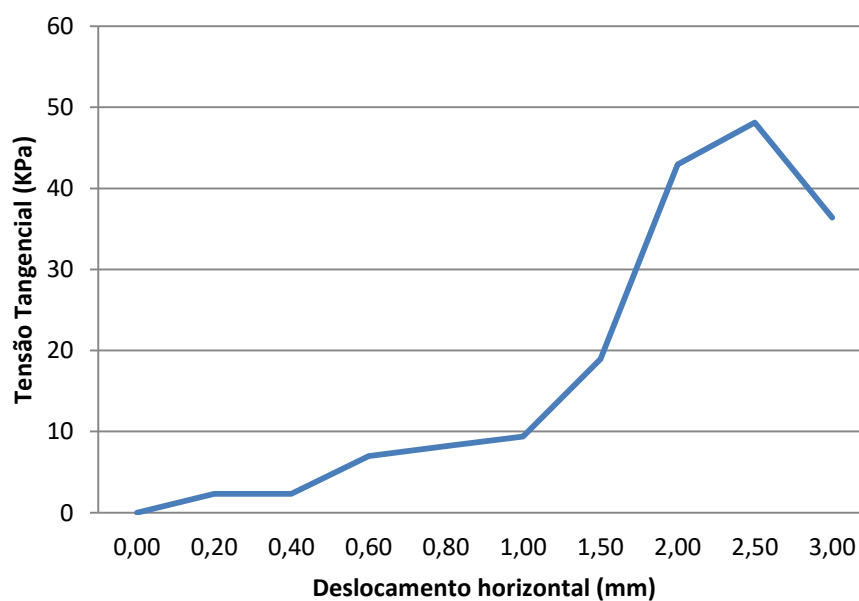
**Gráfico 1** - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 16,67 KPa

Fonte: Autor (2016)

**Tabela 2** – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 27,78 KPa

CARREGAMENTO DE 10 KG				
Área da amostra (m <sup>2</sup> )	0,0036	Força Normal (KN)		0,1
Tensão Normal (Kpa)	27,78			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 <sup>-3</sup> mm)	Tensão Normal Corrigida (KPa)	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	27,78	0	0
0,20	10	27,87	8,3	2,31
0,40	10	27,96	8,3	2,32
0,60	30	28,06	24,9	6,99
0,80	35	28,15	29,05	8,18
1,00	40	28,25	33,2	9,38
1,50	80	28,49	66,4	18,92
2,00	180	28,74	149,4	42,93
2,50	200	28,99	166	48,12
3,00	150	29,24	124,5	36,4

Fonte: Autor (2016)

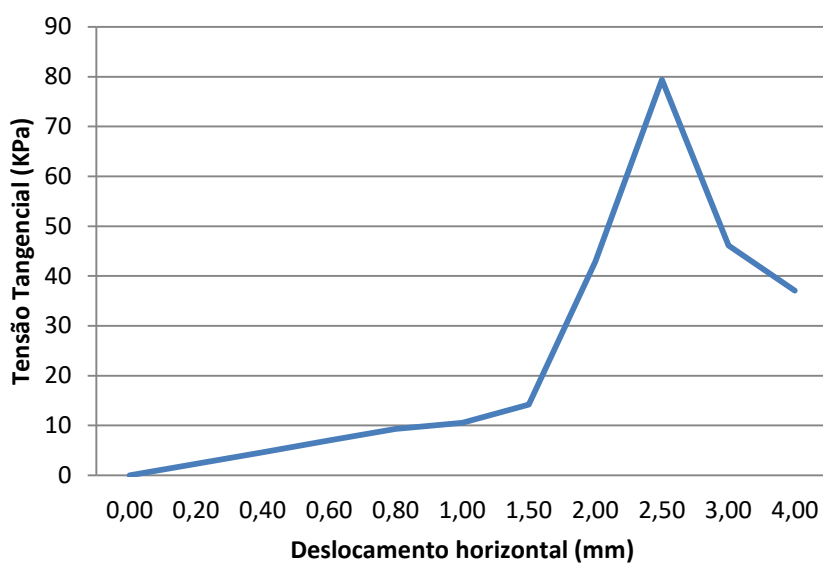
**Gráfico 2** - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 27,78 KPa

Fonte: Autor (2016)

**Tabela 3** – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50,00 KPa

CARREGAMENTO DE 18 KG				
Área da amostra (m <sup>2</sup> )	0,0036	Força Normal (KN)		0,18
Tensão Normal (Kpa)	50			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 <sup>-3</sup> mm)	Tensão Normal Corrigida (KPa)	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	50	0	0
0,20	10	50,17	8,3	2,31
0,40	20	50,34	16,6	4,64
0,60	30	50,51	24,9	6,99
0,80	40	50,68	33,2	9,35
1,00	45	50,85	37,35	10,55
1,50	60	51,28	49,8	14,19
2,00	180	51,72	149,4	42,93
2,50	330	52,17	273,9	79,39
3,00	190	52,63	157,7	46,11
4,00	150	53,57	124,5	37,05

Fonte: Autor (2016)

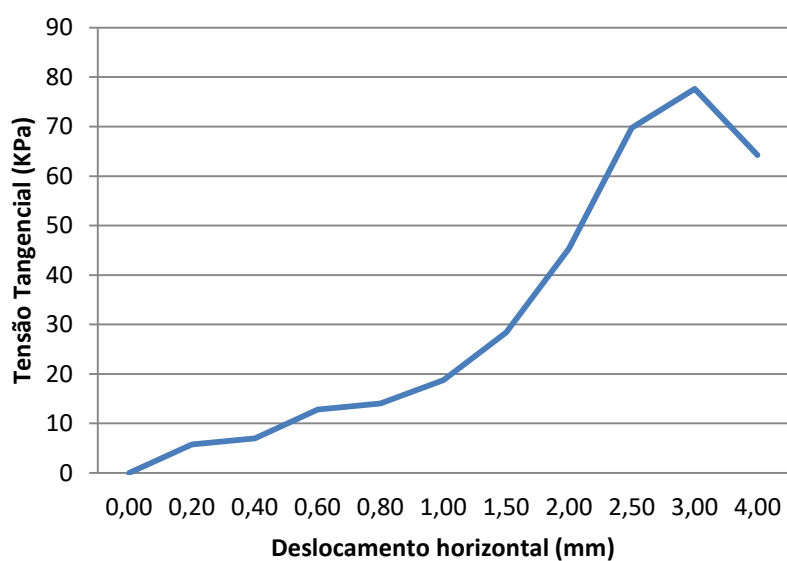
**Gráfico 3** - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 50,00 KPa

Fonte: Autor (2016)

**Tabela 4** – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 94,44 KPa

CARREGAMENTO DE 34 KG				
Área da amostra (m <sup>2</sup> )	0,0036	Força Normal (KN)		0,34
Tensão Normal (Kpa)	94,44			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 <sup>-3</sup> mm)	Tensão Normal Corrigida (KPa)	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	94,44	0	0
0,20	25	94,76	20,75	5,78
0,40	30	95,08	24,9	6,96
0,60	55	95,4	45,65	12,81
0,80	60	95,72	49,8	14,02
1,00	80	96,05	66,4	18,76
1,50	120	96,87	99,6	28,38
2,00	190	97,7	157,7	45,32
2,50	290	98,55	240,7	69,77
3,00	320	99,42	265,6	77,66
4,00	260	101,19	215,8	64,23

Fonte: Autor (2016)

**Gráfico 4** - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 94,44 KPa

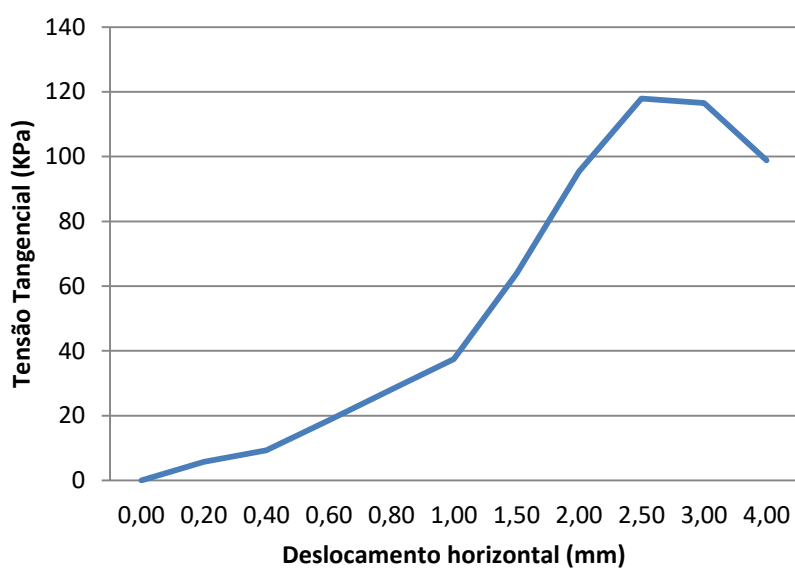
Fonte: Autor (2016)



**Tabela 5** – Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 183,33 KPa

CARREGAMENTO DE 66 KG				
Área da amostra (m <sup>2</sup> )	0,0036	Força Normal (KN)		0,66
Tensão Normal (Kpa)	183,33			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 <sup>-3</sup> mm)	Tensão Normal Corrigida (KPa)	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	183,33	0	0
0,20	25	183,95	20,75	5,78
0,40	40	184,56	33,2	9,28
0,60	80	185,19	66,4	18,63
0,80	120	185,81	99,6	28,04
1,00	160	186,44	132,8	37,51
1,50	270	188,03	224,1	63,85
2,00	400	189,66	332	95,4
2,50	490	191,3	406,7	117,88
3,00	480	192,98	398,4	116,49
4,00	400	196,43	332	98,81

Fonte: Autor (2016)

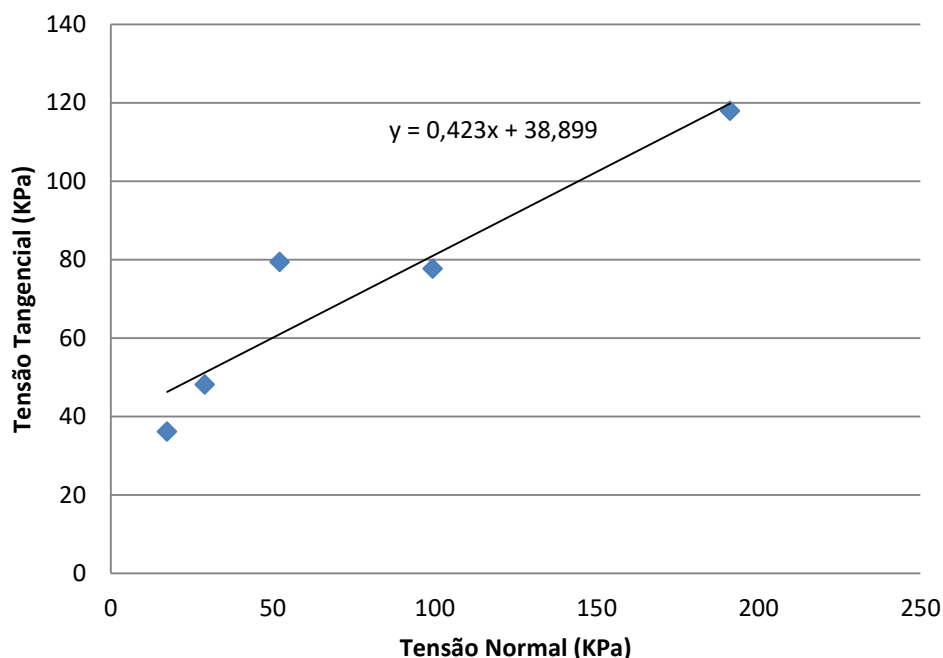
**Gráfico 5** - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 183,33 KPa

Fonte: Autor (2016)

**Tabela 6** – Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais

AMOSTRA	TENSÃO NORMAL (KPa)	TENSÃO TANGENCIAL (KPa)
1	150	36,09
2	200	48,12
3	330	79,39
4	320	77,66
5	490	117,88

Fonte: Autor (2016)

**Gráfico 6** – Envoltória de resistência

Fonte: Autor (2016)

De acordo com os resultados obtidos no gráfico 6, através do ensaio de cisalhamento pode-se determinar a coesão e o ângulo de atrito do solo em análise, sendo que a coesão encontrada foi de 38,899 KPa e o ângulo de atrito 22,93°.

O valor obtido de coesão é satisfatório, pois em conformidade a classificação do solo através do peso específico, novamente constatou-se que o solo em estudo é uma argila de consistência média através da figura 61. Onde o intervalo de coesão aceitável varia entre 25 e 50 KPa.

**Figura 61 – Coesão de argilas**

<b>N (golpes)</b>	<b>Consistência</b>	<b>Coesão (kPa)</b>
< 2	Muito mole	< 10
2 – 4	Mole	10 – 25
4 – 8	Média	25 – 50
8 – 15	Rija	50 – 100
15 – 30	Muito Rija	100 – 200
>30	Dura	> 200

Fonte: Alonso (1983)

As propriedades obtidas em todos os ensaios podem ser visualizadas na tabela 7 abaixo:

**Tabela 7 – Parâmetros do solo em estudo**

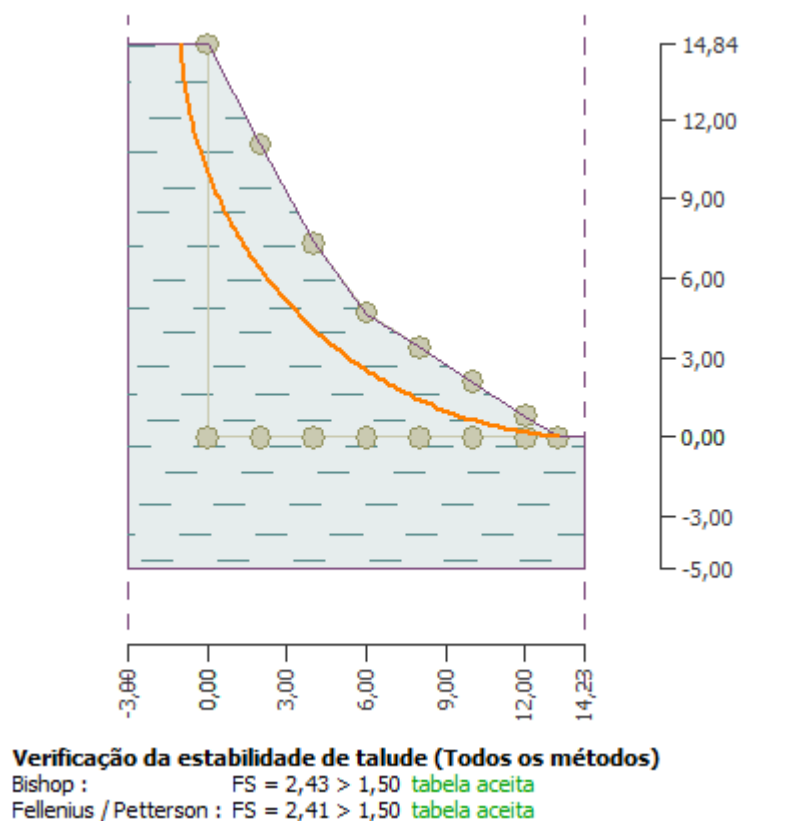
<i>PARÂMETRO</i>	<i>VALOR</i>
Peso específico no estado seco	18,03 KN/m <sup>2</sup>
Peso específico no estado natural	16,05 KN/m <sup>2</sup>
Peso específico no estado saturado	26,05 KN/m <sup>2</sup>
Teor de umidade médio	12,28%
Coesão no estado natural	38,889 KPa
Coesão no estado saturado	15,000 KPa
Ângulo de atrito	22,93°

Fonte: Autor (2016)

#### 4.4 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS SEÇÕES INICIAIS

A análise para a estabilidade do talude da seção mais crítica indicou o seguinte fator de segurança, conforme figura 62.

**Figura 62** – Análise do Fator de Segurança para o talude mais íngreme

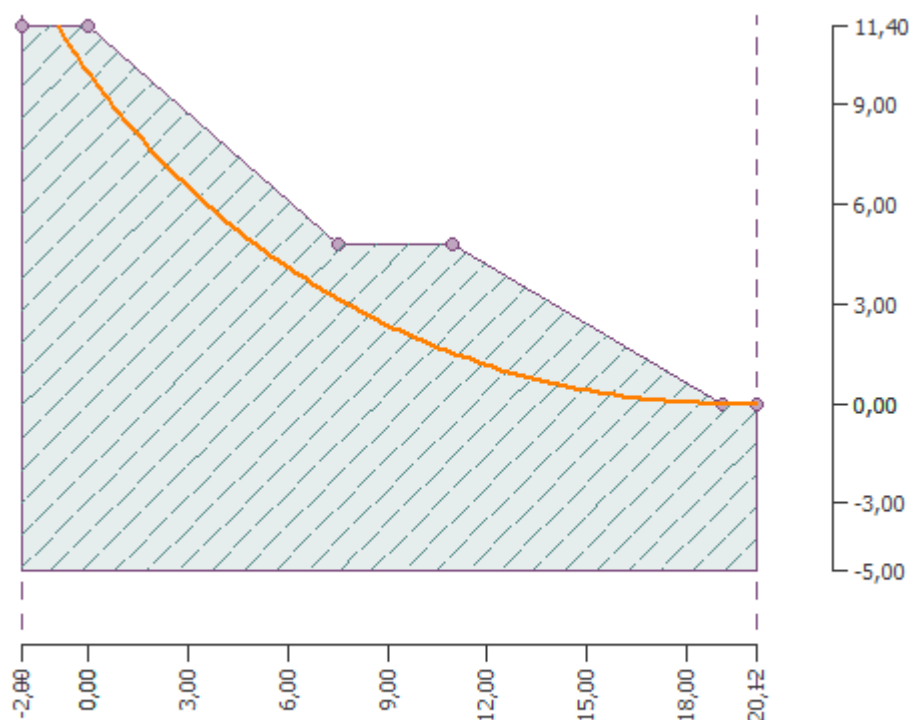


Fonte: Autor (2016)

Podemos observar que apesar da inclinação do talude ser alta, o mesmo apresentou um valor aceitável, isto era esperado, devido ao alto valor de coesão que o solo em questão apresenta, evidenciando que fatores externos resultaram no deslizamento da encosta anteriormente.

Já para a seção menos íngreme, obteve-se os seguintes resultados, conforme a figura 63. Os resultados eram de se esperar, obtendo-se um fator de segurança superior ao da análise anterior, já que foram utilizados os mesmos parâmetros do solo e a geometria possui uma inclinação inferior.

**Figura 63** – Análise do Fator de Segurança para o talude menos íngreme



**Verificação da estabilidade de talude (Todos os métodos)**

Bishop : FS = 3,91 > 1,50 **tabela aceita**

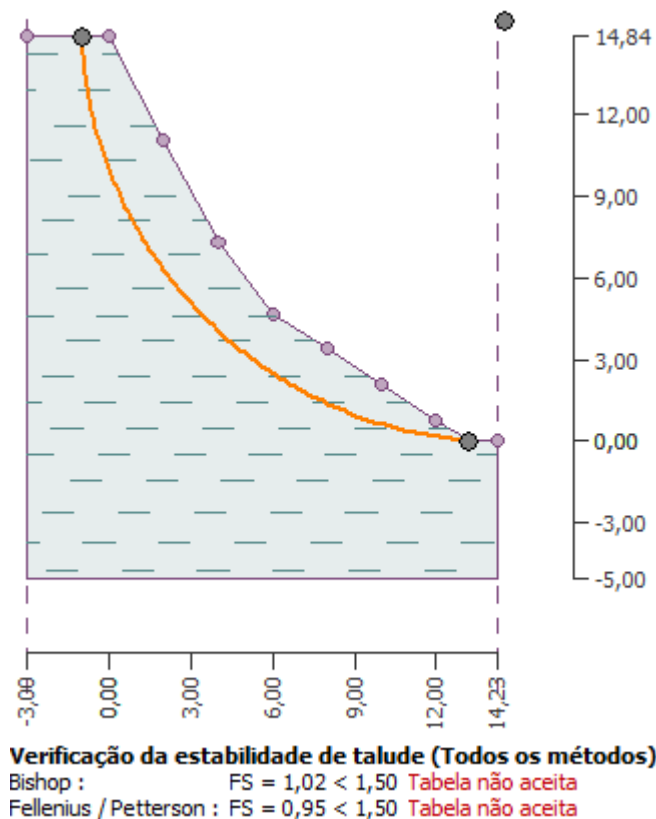
Fellenius / Petterson : FS = 3,86 > 1,50 **tabela aceita**

Fonte: Autor (2016)

#### 4.5 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS SEÇÕES SATURADAS

As análises das seções saturadas apresentaram os seguintes resultados, para a seção mais crítica como para a seção original, conforme as figuras 64 e 65 respectivamente.

**Figura 64** – Análise para o talude mais íngreme em estado de saturação

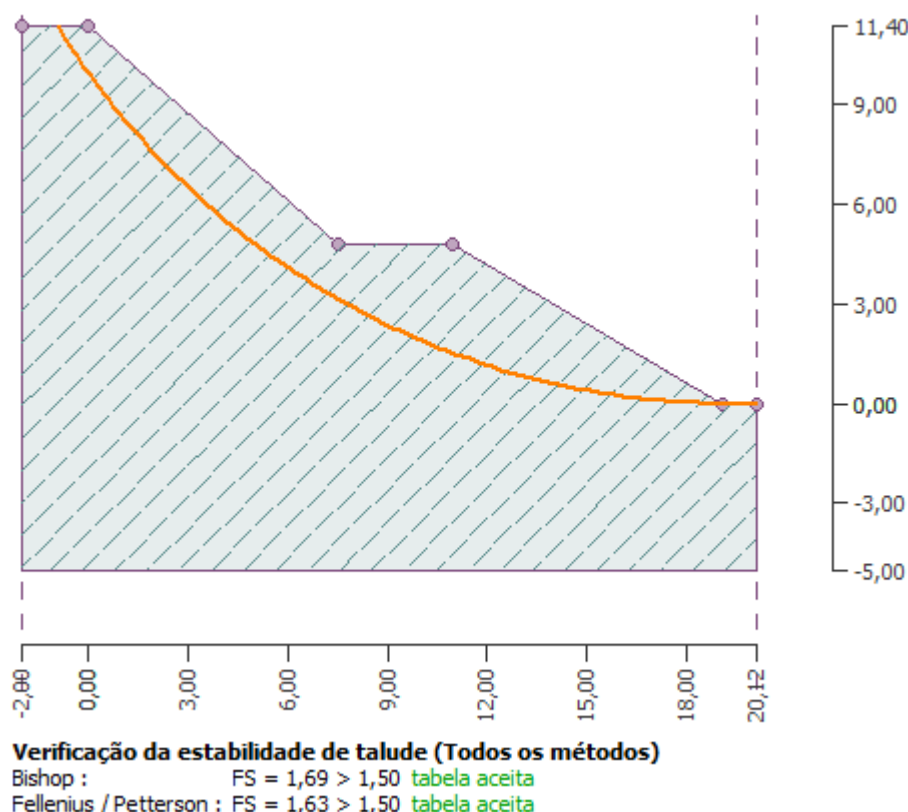


Fonte: Autor (2016)

O talude da seção em estudo (Fig. 64) mostrou-se instável no estado saturado, necessitando assim de um projeto de recuperação, para evitar novos deslizamentos e consequentes danos às pessoas e a natureza.

Já o talude da figura 65, mostrou estar estável mesmo para o estado saturado, ou seja, para o mesmo o projeto original é eficaz, não necessitando de intervenções. O mesmo se difere um pouco da seção do talude da figura 64, pois o mesmo apresenta uma altura menor.

**Figura 65** - Análise para o talude menos íngreme em estado de saturação



Fonte: Autor (2016)

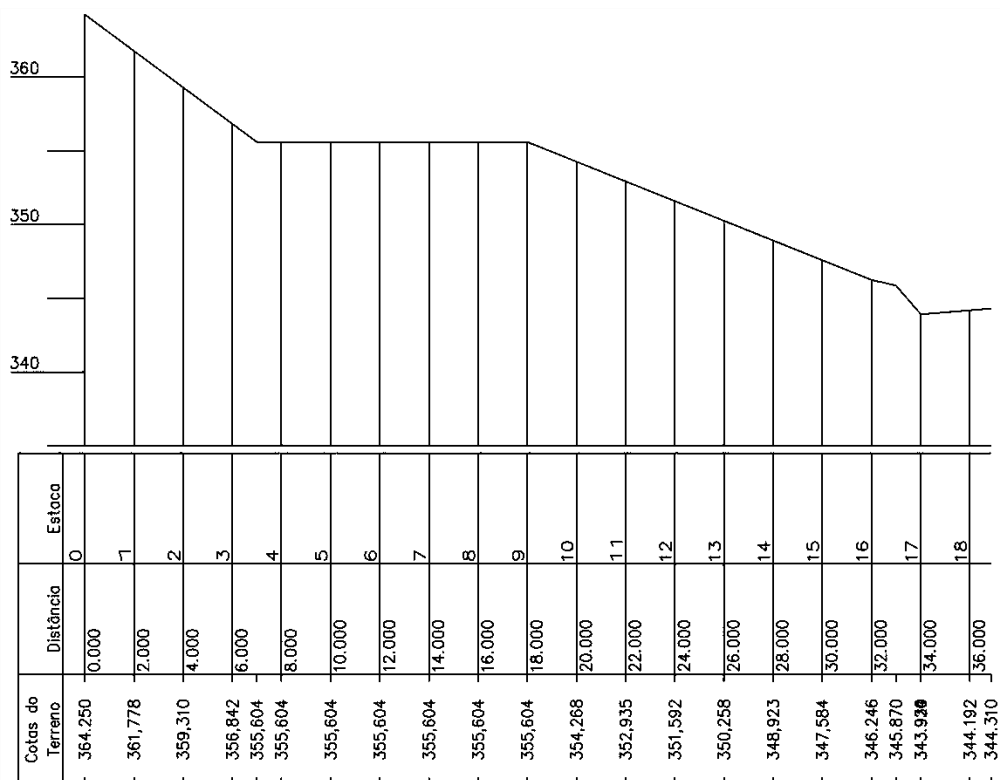
## 4.6 PROJETOS DE RECUPERAÇÃO DA ENCOSTA DEGRADADA

### 4.6.1 Retaludamento

Para o projeto de retaludamento desenvolveu-se o projeto conforme figura 66. A estabilidade da seção foi verificada de acordo com a figura 67, mostrando a estabilidade da seção e a confiabilidade do projeto, sendo que foram adotados os parâmetros mínimos para a segurança, buscando um projeto mais viável economicamente. Outras seções também foram verificadas, porém não atingindo o Fator de segurança necessário, estas análises podem ser visualizadas nas figuras 68 e 69.

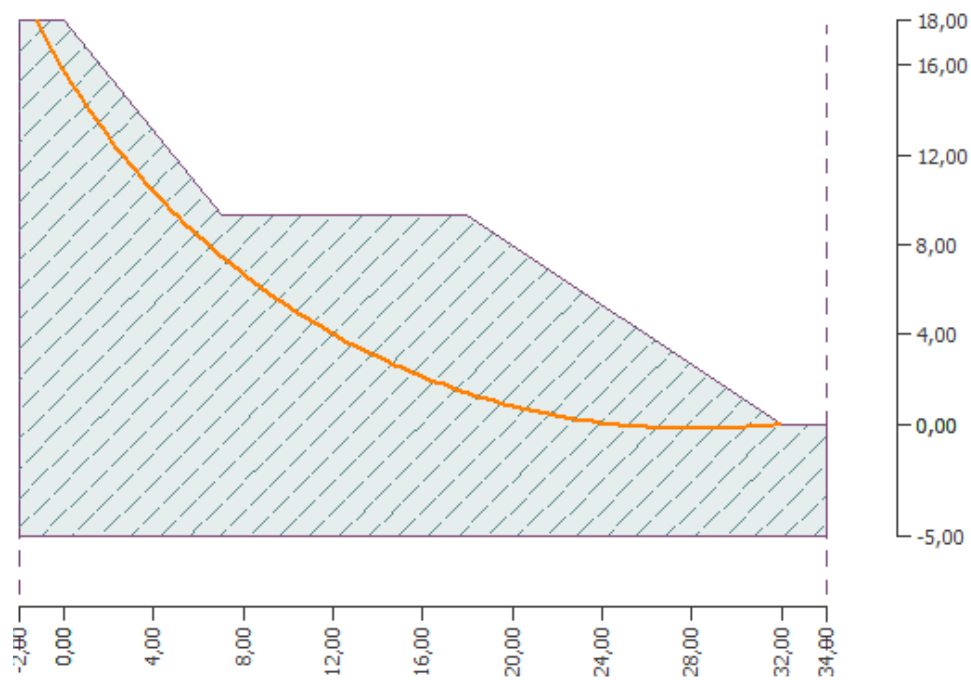
Observa-se que a seção com o maior tamanho da berma se mostrou mais resistente que as demais, devido a redução das forças e momentos atuantes ativos, devido a redução da massa na parte superior do talude.

Figura 66 – Projeto de Retaludamento



Fonte: Autor (2016)

Figura 67 – Análise de estabilidade para o projeto de retaludamento



**Verificação da estabilidade de talude (Todos os métodos)**

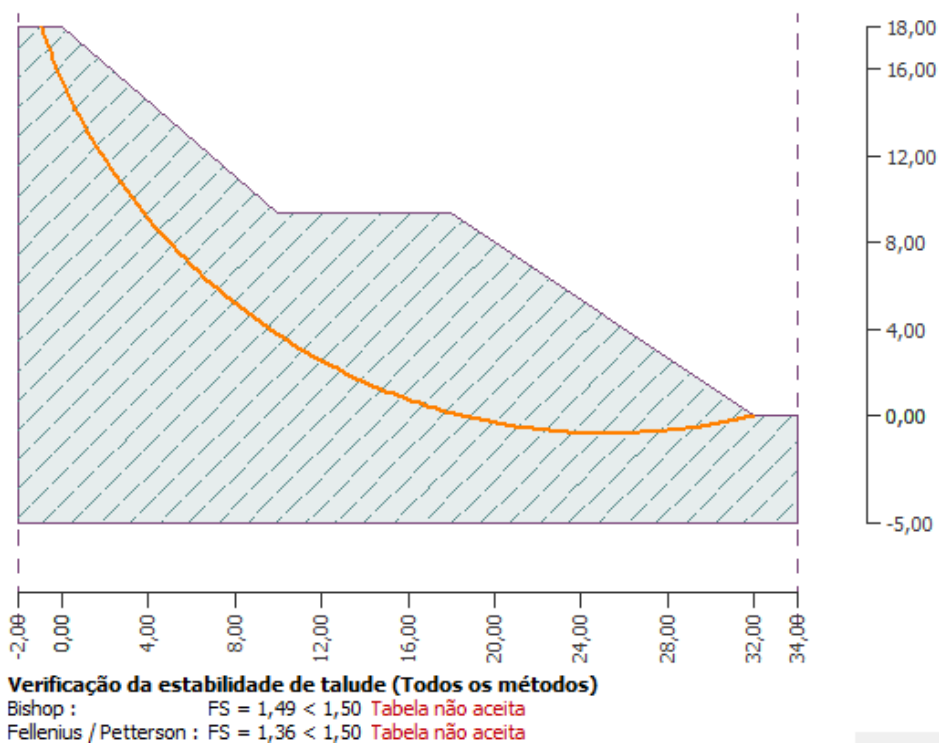
Bishop : FS = 1,59 > 1,50 **tabela aceita**

Fellenius / Petterson : FS = 1,51 > 1,50 **tabela aceita**

Fonte: Autor (2016)

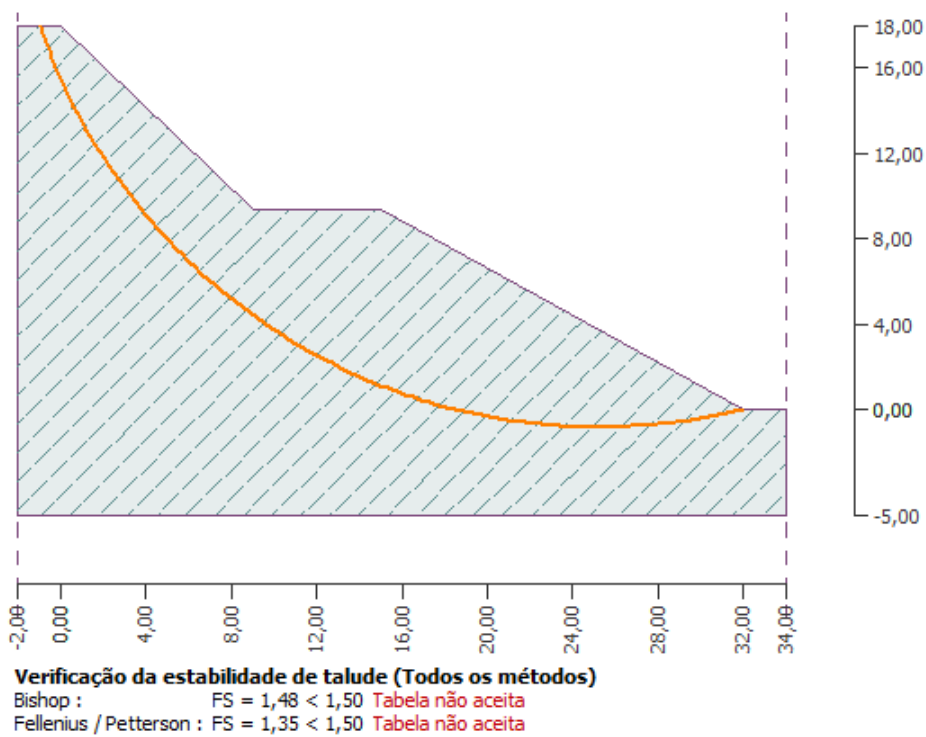


**Figura 68 - Seção com retaludamento instável**



Fonte: Autor (2016)

**Figura 69 - Seção com retaludamento instável**

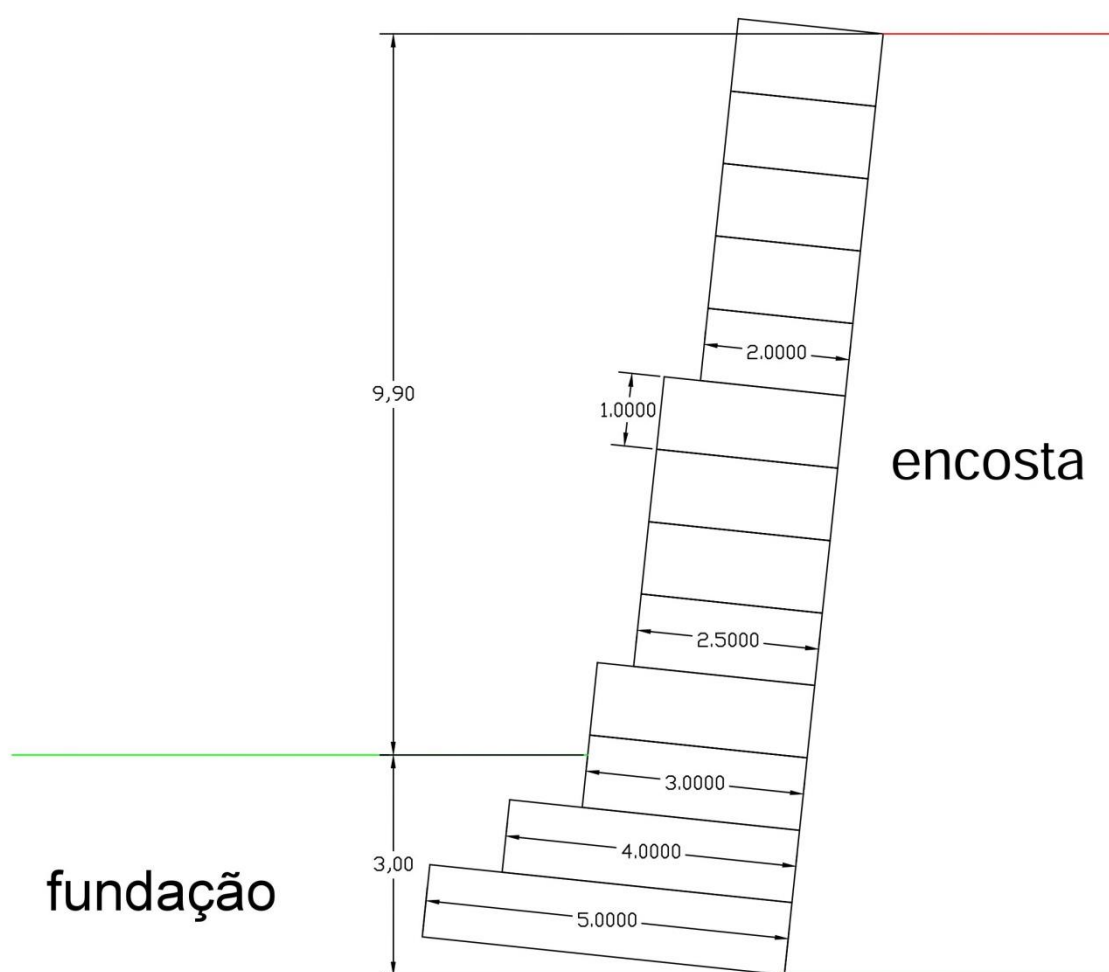


Fonte: Autor (2016)

#### 4.6.1 Gabião

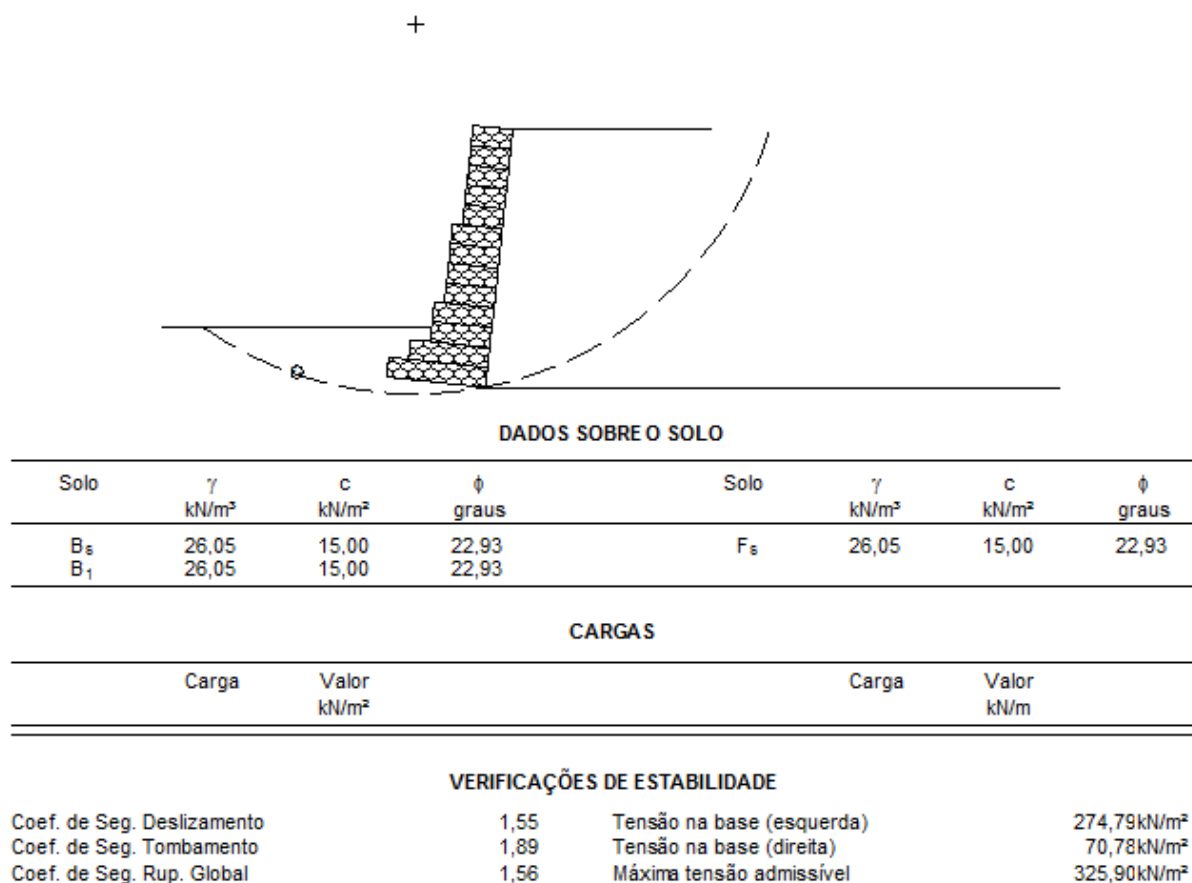
O projeto da estrutura de contenção em gabião pode ser exemplificado na figura 70, utilizando uma inclinação de 6%, muros com altura de 1 metro e largura variando de 2 a 5 metros. A fundação utilizada para o projeto em gabião foi de 3 metros de profundidade, sendo que o mesmo esta locado na estaca 3 do projeto da encosta original.

**Figura 70** – Projeto em gabião



Fonte: Autor (2016)

A análise da estabilidade da seção apresentou resultados satisfatórios, tanto para a estabilidade da seção, como também para a tensão na base da estrutura, de acordo com a figura 71.

**Figura 71 – Análise da estabilidade da estrutura em gabião**

Fonte: Autor (2016)

#### 4.7 ESCOLHA DO PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DA ENCOSTA

Como exposto anteriormente, as duas soluções propostas, atendem ao fator de segurança de 1,5, cada uma com suas peculiaridades, que serão expostas abaixo.

O projeto de retaludamento possui um método executivo simples, não necessitando de mão de obra especializada. Outro fator importante a se mencionar é a amplitude da área em estudo, possibilitando a execução de taludes com uma inclinação considerável. O custo é baixo, já que o material a ser utilizado para a realização é o mesmo da encosta, não necessitando de grandes viagens para a o transporte do material.

O projeto de gabião apresenta algumas características que o tornam mais caro, sendo a principal delas a profundidade da fundação a ser executada,

possuindo a mesma 3 metros de profundidade, outro fator que podemos levar em conta é a mão de obra, que para este tipo de estrutura deve ser especializada.

Ambas as soluções podem ser melhoradas, com o auxílio de projetos de drenagem, a solução de retaludamento também pode elevar o fator de segurança através da proteção dos taludes com vegetação.

## 5. CONCLUSÕES

O estudo de caso apresenta uma seção onde ocorreu escorregamento de massa e apresenta um talude instável, sendo que a análise foi realizada com o auxílio de *software* computacional. Sendo assim fez-se necessária a realização de intervenções, onde se aplicou as soluções de retaludamento e de gabião, sendo que as duas oferecem confiabilidade, pois as soluções propostas apresentam fator de segurança superior a 1,5.

Dentre os projetos citados acima, o projeto de retaludamento, possui um método executivo simples, não necessitando de mão de obra especializada, diferindo-se do de gabião, que necessita da mesma especializada. Outro fator importante a se mencionar é a amplitude da área em estudo, possibilitando a execução de taludes com uma inclinação considerável, ou seja, não necessitando de uma estrutura de contenção como a de gabião que pode ser executada em pequenos espaços.

Por fim optou-se pela realização do projeto de retaludamento para a estabilização da encosta, pois o mesmo apresenta custo baixo, quando comparada à estrutura de gabião, devido à mão de obra e também a execução da mesma, pois a obra em retaludamento utiliza o mesmo solo da encosta, já a estrutura em gabião necessita de materiais específicos para a realização da obra.

O projeto de retaludamento possui uma bermã de 9 metros de comprimento, sendo o talude superior de 1,24(V):1(H) e o talude inferior de 1(V):1,48(H). Sendo que este conjunto apresentou um fator de segurança de 1,51 para o método de Fellenius e 1,59 para o método de Bishop.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Márcio de Souza S.; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles**: projeto e desempenho. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 254 p. Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1983. 202 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção da água. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solos - Determinação do Limite Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solos - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. 17 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solos - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solos – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7183**: Determinação do limite e relação de contração de solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7185**: Solos - Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9813**: Solos - Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro: ABNT, 1987. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. 27 p.

BASTOS, Izabel Gomes. **Estabilização de Encosta através de Drenagem Profunda: Estudo de um caso de estabilização com túnel de drenagem**. 2006. 219 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

BRAGA, Fabiano de Vargas Arigony; ROBAINA, Adroaldo Dias; PEITER, Márcia Xavier. **Estimativa do ângulo de atrito interno do solo por meio de regressão linear múltipla**. 2014. 45 f. Tese (Doutorado) - Curso de Tecnologia e Ciência Agropecuária, Universidade Federal de João Pessoa, João Pessoa, 2014.

BERNI, Ricardo dos Santos. **Uso do Gabião para proteção de margens de cursos d'água: o caso do Rio Tietê**. 2007. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2007.

BORGES, Alberto de Campos. **Topografia**: Aplicada a Engenharia Civil. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2013. 191 p. Volume 1.

BRASIL. Humberto Gonçalves dos Santos. Centro Nacional de Pesquisa de Solos Embrapa. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Embrapa-spi, 2006. 306 p.

CARVALHO, Pedro Alexandre Sawaya de. **Taludes de Rodovia**: Orientação para diagnóstico e soluções de problemas. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991. 388 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tensão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: Rima Editora, 2003. 142 p.

CONCEIÇÃO, Dayane de Almeida. **Análise paramétrica da estabilidade de um talude grampeado**. 2011. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

DAS, Braja M.. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learnig, 2007. 559 p. Tradução da 6ª edição norte-americana.

DEFLOR. **BOLETIM TÉCNICO**: Efeitos da vegetação na estabilidade de taludes e encostas. Belo Horizonte: Fapi Ltda, 2006. 22 p.

DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA / IPR (Brasil). Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes - DNIT. **NORMA DNIT 074/2006 - ES**: Tratamento ambiental de taludes e encostas por intermédio de dispositivos de controle de processos erosivos - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 24 p.

DUTRA, Vinícius Araújo de Souza. **Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e**

**estrutural**. 2013. 89 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos**: introdução à Engenharia Geotécnica. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 576 p.

FIORI, Alberto Pio; CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: aplicações na estabilidade de taludes. 2. ed. 2009: UFPR, 2009. 604 p.

FREU, Pedro Henrique Alves. **Estudo para Projeto de Estabilização de uma Encosta do Morro da Glória II, Angra dos Reis – RJ**. 2012. 110 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Angra dos Reis, 2012.

GALAS, Naruna Dias. **Uso de vegetação para contenção e combate à erosão em taludes**. 2006. 64 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2006.

GERSCOVICH, Denise. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166 p.

KAYADELEN, C., TEKINSOY, M. A., TASKIRAN, T. (2007). **Influence of matric suction on shear strength behavior of a residual clayey soil**. Environ Geol ; Vol: 53, pp:891–901.

MASSAD, Faíçal. **Obras de terra**: curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MATTOS, Thiago Brito de. **Retroanálise de ruptura planar em talude rodoviário – BR 101 Rodovia Rio Santos**. 2010. 116 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

NERY, Tullius Dias. **Avaliação da Sucetibilidade e Escorregamentos Translacionais Rasos na Bacia da Ultrafértil, Serra do Mar (SP)**. 2011. 170 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia Física, Departamento de Geografia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

OLIVEIRA, Felipe de Paiva Nascimento e; SAMPAIO, Marconi Neves. **Projeto de estrutura de contenção em solo reforçado e em solo grampeado na cidade de São Fidélis**. 2007. 130 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2007.

OLIVEIRA, Vanessa Scoz. **Análise De Estabilidade bi e Tridimensional de Talude Estabilizado em Solo Grampeado**. 2006. 170 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico - Ctc, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.



ONODERA, Leny Tiemi. **O uso de gabiões como estrutura de contenção.** 2005. 92 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2005.

PINTO, Homero Caputo. **Mêcanica dos solos: e suas aplicações.** 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc - Livros Técnicos e Científicos Editora S.a., 1988. 234 p. Volume 1

QUARESMA, Arthur Rodrigues et al. **Fundações: Teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p.

QUEIROZ, Rudney C.. **Geologia e geotecnia básica para a engenharia civil.** São Carlos: Rima, 2009. 406 p.

RIBEIRO JUNIOR, Carlos Alberto. **Análise numérica de escorregamentos em encostas.** 2011. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Ciência, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

ROESNER, Fernando John. **Retroanálise e proposta de estabilização de um talude na Rodovia SC-435.** 2015. 87 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2015.

RUAS, Maurício Barcelos. **Elaboração de um roteiro para projeto de barragem de terra.** 2015. 69 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA, Palmas, 2015.

SANTOS, Rodrigo Cezar Xavier dos. **Estabilização de talude através de técnica de solo grampeado - Estudo de caso.** 2009. 146 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense - Unesc, Criciúma, 2009.

TAKARA, Alexandre Hiroaki et. al. **Estabilização de taludes com solo reforçado com elementos geossintéticos.** 2011. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2011.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo: e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

TOMINAGA, Lídia Keiko; SANTORO, Jair; AMARAL, Rosângela. **Desastres Naturais: conhecer para prevenir.** São Paulo: Instituto Geológico, 2009. 196 p.

TURCARELLI, Tomaz. **Aspectos de projeto, execução e comportamento de cortinas atirantadas.** 2013. 124 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

VALLE, Juliana Borges de Senna. **Avaliação de modelo simplificado para previsão de curva de retenção de umidade de solos em análises de estabilidade de taludes.** 2013. 223 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

VARGAS, Milton. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-hill, 1977. 509 p.

ZANARDO, Bruno Felipe. **Análise de estabilidade de taludes de Escavação de Mina de Bauxita**. 2014. 38 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alfenas, Poços de Caldas, 2014.

## **ANEXOS**

## ANEXO 1 – Laudo de vistoria taludes conforme NBR 11682/2007

## 1- LOCALIZAÇÃO

Data da vistoria: 06/08/2016

Rodovia TO 455, KM 26

## 1.1 - Ponto de referência:

## 2- Coordenadas UTM:

## 3- SOLICITANTE:

- 4- TIPO DA SITUAÇÃO:
- Movimento Ocorrido
- Possibilidade de movimento
- Estudo/Projeto

## 5- ASPECTOS LOCAIS

## 5.1- Tipo da ocupação / Densidade

- |  |   |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Favela                  | <input type="checkbox"/> Alta             |
| <input type="checkbox"/> Área urbana estruturada | <input type="checkbox"/> Média            |
| <input type="checkbox"/> Área não ocupada        | <input checked="" type="checkbox"/> Baixa |
| <input checked="" type="checkbox"/> Estrada      |   |
| <input type="checkbox"/> Outras: _____           |   |

## 5.2- Tipo da Vegetação / Condições

- |   |                                  |
|---|----------------------------------|
| <input type="checkbox"/> Arbórea            | <input type="checkbox"/> Alta    |
| <input type="checkbox"/> Arbustiva          | <input type="checkbox"/> Média   |
| <input type="checkbox"/> Rasteira           | <input type="checkbox"/> Esparsa |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nenhuma |                                  |

## 5.3- Drenagem / Condições

- |  |  |
|--|--|
| <input type="checkbox"/> Natural               | <input checked="" type="checkbox"/> Satisfatória |
| <input checked="" type="checkbox"/> Construída | <input type="checkbox"/> Insuficiente            |
| <input type="checkbox"/> Inexistente           | <input type="checkbox"/> Obstruída               |
|  | <input type="checkbox"/> Danificada              |

## 5.4- Relevo / Perfil de encosta

- |  |   |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Escarpado             | <input type="checkbox"/> Côncavo            |
| <input checked="" type="checkbox"/> Montanhoso | <input checked="" type="checkbox"/> Convexo |
| <input type="checkbox"/> Ondulado              | <input type="checkbox"/> Retilíneo          |
| <input type="checkbox"/> Suave                 |   |

## 6- CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS

## 6.1- Local vistoriado:

- Encosta natural
- Talude de corte
- Talude de aterro
- Talvegue
- Extração mineral
- Outros: \_\_\_\_\_

## 6.2- Geometria (ver croqui)

Altura (m): \_\_\_\_\_

Largura (m): \_\_\_\_\_

Inclinação (°): \_\_\_\_\_

Ver projeto

## 6.3- Obras de contenção existente

- Sim  Pública
- Não  Privada

## 6.4- Condições de saturação:

- |   |  |
|---|--|
| <input type="checkbox"/> Seco             | <input type="checkbox"/> Com surgência     |
| <input checked="" type="checkbox"/> Úmido | <input type="checkbox"/> Tubulação rompida |
| <input type="checkbox"/> Saturado         | <input type="checkbox"/> Artesianismo      |
| <input type="checkbox"/> Ver croqui anexo |  |

## 6.5- Natureza do material

- |  |   |  |
|--|---|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> Solo | <input type="checkbox"/> Com trincas            | <input type="checkbox"/> Tálus             |
|  | <input checked="" type="checkbox"/> Sem trincas | <input checked="" type="checkbox"/> Aterro |
|  | <input type="checkbox"/> Com blocos             | <input type="checkbox"/> Solo residual     |
|  | <input type="checkbox"/> Fraturada              | <input type="checkbox"/> Solo sedimentar   |
| <input type="checkbox"/> Rocha           | <input type="checkbox"/> Sem fraturas           | <input type="checkbox"/> Colúvio           |
|  | <input type="checkbox"/> Com blocos             | <input type="checkbox"/> Entulho           |
|  |   | <input type="checkbox"/> Lixo              |

**7- CARACTERÍSTICAS DA SITUAÇÃO****7.1- Movimento ocorrido**

*Movimento de massa*  
 Data e hora: —

Volume estimado (m<sup>3</sup>): —

Pluviometria (últimas 48h): —

**7.1.1- Consequências:**

- Vítimas fatais: (nº \_\_\_\_\_)
- Vítimas não fatais: (nº \_\_\_\_\_)
- Obstrução de vias
- Danos a bens particulares
- Danos a bens públicos
- Riscos para terceiros
- Sem consequências

**7.2- Possibilidade de movimento****7.2.1- Grau de risco**

- Alto
- Médio
- Baixo

**7.2.2- Número de elementos em risco**

- vidas
- < 10
- entre 10 e 30
- > 30
- moradia
- hospital/escola
- edificação/estrutura
- estradas
- outros (especificar): \_\_\_\_\_

**7.3- Tipologia do movimento/Características**

- Queda
- Tombamento
- Escorregamento
- Escoamento
- Subsidência
- Complexo
- Rotacional
- Planar
- Complexo
- Lento
- Rápido

**7.4- Superfície de deslizamento**

- solo-solo
- solo-rocha
- rocha-rocha
- não identificada (descrever): \_\_\_\_\_

**8- NECESSIDADE DE PROVIDÊNCIAS URGENTES**

- Não
- Sim (especificar): \_\_\_\_\_
- Descrição da situação (informações complementares):  
*A encosta apresenta-se estável, porém necessi-  
 ta-se de monitoramento periódico*

**9- Responsável pela vistoria:**

*Leonardo Andrade Nunes*

**9.1- NOME****9.2- CREA:****9.3- Instituição:****10- Local e data deste relatório:**

*06 de Agosto de 2016*

**12- ANEXOS**

- Relatório preliminar
- Croqui (obrigatório)
- Fotos (obrigatório)
- Outros (especificar): \_\_\_\_\_