

FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

IGOR VALADARES GOMES RAMOS

MARCILIO MAIA MACHADO

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE COM USO DE MURO DE
GABIÃO E CORTE**

CARATINGA

2018

FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

IGOR VALADARES GOMES RAMOS

MARCILIO MAIA MACHADO

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE COM USO DE MURO DE
GABIÃO E CORTE**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
das Faculdades Doctum de Caratinga,
como requisito parcial à obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Gabriel
Baldanza



FACULDADES DOCTUM DE CARATINGA

FICHA DE APROVAÇÃO

O trabalho de conclusão de curso intitulado, “*ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE COM USO DE MURO DE GABIÃO E CORTE*”, elaborado pelos alunos Igor Valadares Gomes Ramos e Marcilio Maia Machado foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceita pelo curso de Engenharia Civil das Faculdades Doctum de Caratinga, como requisito parcial de obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Caratinga, _____ de _____ 20____

Prof. MSc. Gabriel Baldanza Mantovanelli

Prof. Examinador 1

Prof. Examinador 2

“Agir, eis a inteligência verdadeira. Serei o que quiser. Mas tenho que querer o que for. O êxito está em ter êxito, e não em ter condições de êxito. Condições de palácio tem qualquer terra larga, mas onde estará o palácio se não o fizerem ali?”

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus, pois foi ele que nos deu forças para chegarmos até aqui;

Agradecemos as nossas mães, que não mediram esforços para que este momento acontecesse e por estarem sempre ao nosso lado;

As nossas queridas irmãs, que nos momentos difíceis nos incentivaram a estudar e a evoluir com disciplina;

A todos os amigos e amigas da faculdade, pois sem eles a nossa caminhada não teria sido fácil e prazerosa;

A todos os professores que compartilharam seus conhecimentos, nos guiando ao longo dos árduos anos de estudo, e todos aqueles que fizeram parte da nossa formação indiretamente;

Ao Coordenador do curso Prof. João Moreira e ao nosso orientador Prof. Gabriel Baldanza, nosso muito obrigado pela ajuda;

Ao Prof. Patrício Pires, coordenador do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), e ao técnico Sid, por nos receberem com tanto carinho e dedicação.

Igor Valadares Gomes Ramos

Marcilio Maia Machado

RESUMO

Desde os tempos antigos, a humanidade se depara com a necessidade realizar obras no solo, muitas vezes necessitando estabilizar as encostas naturais para que se evitem grandes catástrofes e indesejados riscos. Vale destacar que não somente fatores geotécnicos e geométricos impactam na estabilidade do maciço. Muitas vezes a instabilidade é alcançada devido ao processo erosivo evolutivo da face, acarretando uma instabilidade global quanto à ruptura. Nos últimos vinte anos, concomitantemente ao avanço tecnológico, diversos softwares foram desenvolvidos para auxiliar os engenheiros geotécnicos nessa desafiante empreitada. Ademais, para obter a estabilidade do maciço natural, atualmente existem diversos tipos de intervenções possíveis, desde o corte do maciço, a confecção de muros de gravidade, ou até mesmo obras mais complexas como a execução da estrutura de contenção em solo reforçado. O presente trabalho apresenta um estudo sobre a estabilidade de um talude específico, localizado numa região aos arredores da cidade de Caratinga (MG). É apresentada a análise do fator de segurança quanto à ruptura global do maciço, antes da intervenção, e após a intervenção para diferentes cenários, com uso de corte e/ou estabilização com contenção. A partir da coleta das amostras (deformadas e indeformadas) e conseguinte as análises em laboratório, realizadas no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Espírito Santo e Doctum Caratinga, foram identificados os parâmetros do solo estudado, a fim de auxiliar na análise computacional. O talude constitui-se por um solo argiloso de baixa plasticidade e pequena quantidade de areia. Desta sorte, foi analisado o fator de segurança com o uso do Slope/W para avaliar a estabilidade do mesmo e propor a melhor solução para o talude após intervenção. A análise do talude conjunta com a análise com muro de contenção em gabião realizou-se com o apoio computacional do software Gawacwin®, fornecido pela empresa Maccaferri, possibilitando analisar a estabilidade perante a interação entre o maciço e o muro de contenção em gabião tipo caixa simultaneamente.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes. Contenção de solo. Muro de gabião.

ABSTRACT

Since olden times, humankind has faced the necessity of doing construction on the soil, and often times needing to stabilize the natural slopes so that great catastrophes and unwanted risks can be avoided. It should be noted that not only geotechnical or geothermal factors affect the stability of the solid. Many times, instability is reached due to the evolutionary erosive process of the face, causing a global instability regarding the rupture. In the last 20 years, along the technological advance, many software were developed to help geotechnical engineers in this challenging endeavor. Furthermore, to obtain the stability of the natural solid, there are many types of possible interventions nowadays, from the cutting of the solid, to the confection of gravity walls, or even more complex constructions, like the execution of the contention structure in reinforced soil. The present project presents the study of the stability of a specific slope, situated in the outskirts of Caratinga city (MG). It's presented the analysis of the safety factors regarding the global rupture of the soil before the intervention, and after the intervention for different scenarios, with the use of cutting or stabilization with contention. From the collecting of the samples (deformed and undeformed) and therefore later analysis in the lab, in the Laboratory of Soil Mechanics of the Federal University of Espírito Santo and Doctum Caratinga, parameters in the studied soil were identified, in order to aid in computational analysis. The slope consists of a clayey soil with low plasticity and a small amount of sand. The safety factor was analyzed with the use of slope/W, to evaluate the stability of the same and propose the best solution for the slope after intervention. The analysis of the slopes along with the analysis of the contention wall in gabion was made with the computational support of the Gawacwin@ provided by the company Maccaferri, making it possible to analyze the stability of the interaction between the mass and the retaining wall in a gabion type box simultaneously

Keywords: stability of slopes. Soil containment. Gabion wall.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO	21
1.2 OBJETIVOS	23
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	23
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	23
1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TEXTO	24
2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA	25
2.1 MOVIMENTOS DE MASSA	25
2.1.1 <i>Subsidências e colapsos</i>	25
2.1.2 <i>Quedas</i>	26
2.1.3 <i>Escoamentos</i>	26
2.1.4 <i>Rastejo</i>	26
2.1.5 <i>Corridas</i>	26
2.1.6 <i>Erosão</i>	26
2.1.7 <i>Escorregamentos</i>	27
2.1.8 <i>Escorregamentos planares ou translacionais</i>	27
2.1.9 <i>Escorregamentos rotacionais</i>	28
2.1.10 <i>Causas gerais dos escorregamentos</i>	29
2.2 ESTABILIDADE DE TALUDE	30
2.2.1 <i>Fator de segurança</i>	30
2.2.2 <i>Análises de estabilidade</i>	32
2.2.3 <i>Teoria do equilíbrio limite</i>	32
2.3 MÉTODOS DE ESTABILIDADE	37
2.3.1 <i>Métodos das lamelas ou fatias</i>	37
2.3.2 <i>Método de Bishop</i>	41
2.3.3 <i>Método de Bishop Simplificado</i>	41
2.4 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO ARRIMO	45
2.4.1 <i>Verificação da estabilidade interna</i>	46
2.4.2 <i>Segurança contra o tombamento</i>	46
2.4.3 <i>Segurança contra o deslizamento</i>	48

2.4.4	<i>Ruptura global</i>	49
2.4.5	<i>Taludes</i>	50
2.4.6	<i>Tipos de Contenção</i>	51
3	METODOLOGIA	57
3.1	CONCEITOS PRELIMINARES	57
3.1.1	<i>Localização Do Talude</i>	57
3.2	RETIRADA DA AMOSTRA.	59
3.3	CAMPANHA EXPERIMENTAL	61
3.3.1	<i>Ensaio de granulometria</i>	61
3.3.2	<i>Determinação da densidade real</i>	61
3.3.3	<i>Ensaio de sedimentação</i>	63
3.3.4	<i>Ensaio de limites de consistência</i>	63
3.3.5	<i>Classificação dos solos segundo SUCS</i>	64
3.3.6	<i>Ensaio de compactação</i>	68
3.3.7	<i>Ensaio de cisalhamento direto</i>	68
3.4	ANÁLISE COMPUTACIONAL DE ESTABILIDADE DE TALUDES	70
3.4.1	<i>Uso do sistema computacional para análise do muro de contenção em gabião</i>	73
4	ANÁLISES DOS RESULTADOS	77
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO MATERIAL	78
4.1.1	<i>Massa Específica dos Grãos</i>	78
4.1.2	<i>Ensaio de Granulometria</i>	81
4.1.3	<i>Limites de Atterberg</i>	86
4.1.4	<i>Limites de Plasticidade</i>	87
4.1.5	<i>Ensaio de compactação</i>	89
4.1.6	<i>Ensaio de cisalhamento direto</i>	94
4.2	HIPÓTESE DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	97
	<i>GeoStudio Slope/W®</i>	97
4.2.1	<i>Maccaferri® Gawacwin</i>	101
	<i>Resultados das análises:</i>	105
4.3	QUANTO À FORMA DE CONTENÇÃO	106
5	CONCLUSÃO	108

REFERÊNCIAS.....109

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1:Tipos de movimentos de massa.....	25
Figura 2.2 Exemplos de superfície ruptura simples mista	28
Figura 2.3:Divisão em fatias de uma superfície circular	32
Figura 2.4:Equilíbrio de força na fatia.....	33
Figura 2.5: Divisão em lamelas de uma potencial massa de deslizamento	37
Figura 2.6:Divisão de forças agindo sobre uma lamela ou fatia	38
Figura 2.7: Método simplificado de Bishop: respectivamente forcas atuando na n-ésima fatia e polígono de forcas de equilíbrio.	41
Figura 2.8: Polígono de forças para o equilíbrio.....	43
Figura 2.9: Movimento de ruptura	45
Figura 2.10 Esforços atuantes.....	47
Figura 2.11: Estabilidade global	49
Figura 2.12 : Muro de contenção em gabião tipo caixa.....	54
Figura 2.13: Preenchimento de gabião.	55
Figura 2.14: Ligação dos blocos - galvanização dupla.....	55
Figura 3.1: Talude analisado.....	57
Figura 3.2: Foto aérea do local da retirada das amostras	58
Figura 3.3: Foto aérea do local da retirada das amostras	58
Figura 3.4: Foto aérea do local onde o solo foi coletado.....	59
Figura 3.5: Retirada da amostra indeformada e seu processo de vedação.	59
Figura 3.6: Processo de vedação da amostra – demão de parafina	60
Figura 3.7: Processo de acondicionamento da amostra para transporte	60
Figura 3.8: Procedimento	62
Figura 3.9:Forças no cisalhamento	69
Figura 3.10: Diagrama do arranjo para ensaio de cisalhamento direto	70
Figura 3.11: Tela inicial Geo Studio	71
Figura 3.12: Qualificação de materiais	72
Figura 3.13: Qualificação do solo	72
Figura 3.14: Qualificação do solo	73
Figura 3.15: Interface do relatório de cálculo gerado pelo programa Gawacwin.....	74
Figura 3.16: Inserção de dados do muro.....	75
Figura 3.17: Dimensões padrão dos gabiões tipo caixa.....	75

Figura 3.18:Graus de inclinação (variáveis)	76
Figura 4.1: Início do ensaio	79
Figura 4.2: Inserção do solo no picnômetro	79
Figura 4.3:Aquecimento do picnômetro.....	80
Figura 4.4: Etapa de sedimentação da análise granulométrica.....	81
Figura 4.5: Granulometria completa	82
Figura 4.6: Pesagem do material para início do ensaio	83
Figura 4.7: Destorroamento da amostra.....	84
Figura4.8: Aparelho agitador mecânico de peneiras	84
Figura4.9: Becker com material para encantamento.....	85
Figura4.10: Agitando e misturando material.....	85
Figura4.11: Aparelho para dispersão com hélices substituíveis e copo com chicanas	86
Figura4.12:Processo de rolagem da amostra.....	87
Figura4.13: Processo de rolagem da amostra.....	87
Figura 4.14:Adição de agua a amostra	88
Figura 4.15: Preparação da amostra para o golpeamento	89
Figura4.16: Destorroamento da amostra.....	90
Figura4.17: Cilindro pequeno	90
Figura4.18: Cilindro pequeno	91
Figura4.19:Procedimento de compactação	92
Figura4.20:Retirada da amostra do aparelho	92
Figura4.21: Curva de compactação da amostra.....	94
Figura4.22: Aparelho para ensaio de cisalhamento manual	95
Figura4.23: Gráfico de tensão de cisalhamento x deslocamento.....	96
Figura4.24:Envoltória de ruptura do solo	96
Figura4.25: Apresentação do talude estudado ao natural.(Bishop Crítico)	98
Figura4.26:Talude natural momento critico	99
Figura4.27:Bishop aplicação corte 3 x 3	99
Figura4.28:Seção critica 3 x 3 ponto critico.....	100
Figura4.29: Fellenius 3 por 1 crítico 72°.....	100
Figura4.30: Parâmetros do talude	102
Figura4.31: Parâmetros do talude	103
Figura4.32: Dados da fundação	104

Figura 4.33: Resultados das análises	105
--	-----

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Fatores condicionantes de processos erosivos.....	27
Quadro 2.2:Classificação dos mecanismos deflagradores dos movimentos de massa	29
Quadro 2.3:Fatores de segurança mínimos para escorregamentos	31
Quadro 2.4:Formas de estabelecer a popressão para melhor estabilidade de talude	37
Quadro 2.5:Equações e incógnitas associadas com o método das lamelas ou “slices”	39
Quadro 2.6:Principais características entre os métodos de Rankine e Coulomb	45
Quadro 3.1a:Tabela SUCS.....	65
Quadro 3.2a:Tabela SUCS.....	66
Quadro 4.1:Valores obtidos no ensaio	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Porcentagens das faixas granulométricas para a amostra.....	82
---	----

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Área da amostra do ensaio de cisalhamento direto
A_{corr}	Área corrigida da amostra do ensaio de cisalhamento direto
B	Largura da amostra do ensaio de cisalhamento direto
Cc	Coefficiente de curvatura
Cu	Coefficiente de uniformidade
c'	Coesão real dos grãos
FS	Fator de segurança
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
MA	Momentos Atuantes
$m\alpha$	Parâmetro do fator de segurança do método de Bishop
MR	Momentos resistentes
Nr	Componente normal da reação R
Pn	Força normal atuante na interface entre a fatia considerada e a fatia anterior
P_{n+1}	Força normal atuante na interface entre a fatia considerada e a fatia seguinte
Q	Força cisalhante atuante no ensaio de cisalhamento
R	Reação ao peso da fatia
Tn	Força cisalhante atuante na interface entre a fatia considerada e a fatia anterior
T_{n+1}	Força cisalhante atuante na interface entre a fatia considerada e a fatia seguinte
Wn	Peso da fatia
Yn	Peso específico natural do solo
σ_{corr}	Tensão normal corrigida da amostra do ensaio de cisalhamento direto
τ_{corr}	Tensão cisalhante corrigida da amostra do ensaio de cisalhamento direto
f	Resistência média ao cisalhamento
ϕ'	Ângulo de atrito
τ_{mob}	Tensão cisalhante mobilizada;

τ_{res}	Tensão cisalhante resistente
FS	Fator de segurança
σ'	Tensão geostática de campo
c'	Coesão real do solo que compõe o maciço
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo que compõe o maciço
c	Coesão do solo
σ	Tensão normal média
u_a	Pressão do ar
u_w	Pressão da água
ϕ^b	Ângulo que define o aumento na resistência cisalhante para um aumento na sucção mátrica ($u_a - u_w$)
u	Porosidade atuante no centro da base da fatia
L	Força esquerda entre lamela ou "slices".
Sa.	Resistência ao Cisalhamento
ZR	Força direita entre lamela ou "slices".
θ_L	Ângulo esquerdo da força entre lamela ou "slices".
Sm	Força atuante
θ_R	Ângulo esquerdo da força entre lamela ou "slices".
U_α	Força devido à porosidade.
hL	Altura da força ZL.
U_β	Força gerada pela superfície de água
hR	Altura da força ZR
W	Peso da lamela ou "slice".
α	Inclinação da base da lamela ou "slice".

N'	Força efetiva normal.
β	Inclinação do topo da lamela ou "slice".
Q	Carregamento externo.
b	Largura da lamela ou "slice".
k_v	Coefficiente vertical sísmico.
h	Media da altura das lamelas ou "slices".
k_h	Coefficiente horizontal sísmico.
h_c	Altura do centroide da lamela ou "slice"
W_n	Peso da cunha (módulo, direção, sentido e ponto de aplicação conhecidos)
N_r	Resultante das tensões efetivas normais a base
α_n	Ângulo de inclinação entre o peso W_n e a N_r .
$r \cdot \sin \alpha_n$	Distância entre o raio do corte e o modulo de aplicação conhecido
r	Raio de análise do maciço
T_n	Reação tangencial.
P_n	Peso
P_n e T_n	Componentes estimados que atuam na fatia
$W_n + \Delta T$	Soma das forças na vertical
N_r	Resultante das tensões efetivas normais a base
α_n	Ângulo de inclinação entre W_n e a N_r .
ΔT	Resultante da distância vertical $T_n - T_{n+1}$
ΔL_n	Aproximadamente igual a $(b_n)/\cos\alpha_n$, onde b_n é a largura da n -ésima fatia;
T_r	Força de cisalhamento resistente
b_n	Tamanho da base da fatia

$m_{\alpha(n)}$	Varição de momento entre α_n e $\tan \phi'/Fs$
$[P_a]_v$	Ponto onde são atuadas as cargas na vertical em relação ao ponto A.
X_a	Largura da base do muro
W_c	Peso da contenção
X_c	Metade da largura da base
W_s	Peso do solo tardoz;
X_s	Distância final da base antes da elevação do perfil da sapata até o ponto A;
$[E_p]_{projeto}$	Altura da face da sapata a frente do muro
Y_a	Altura onde é aplicada as cargas de = $[P_a]$
s	Fator de segurança estipulado
δt	Densidade real do solo á temperaturta t do ensaio
P1	Peso do picnômetro vazio
P2	Peso do picnômetro mais amostra, em gramas.
P3	Peso do picnômetro mais amostra mais agua, em gramas.
P4	Peso do picnômetro mais agua, em gramas.
v	Velocidade de queda
d	Diâmetro efetivo das partículas
g	Aceleração da gravidade
ρ_s	Densidade dos sólidos
ρ_ℓ	Densidade do fluido (água)
η	Viscosidade da água a 20°C

h	Distância percorrida pela partícula
t	Tempo
γ_d	Peso específico aparente seco (g/cm ³)
P_h	Peso úmido do solo compactado, em g;
V	Volume útil do molde cilíndrico (interno), em cm ³ ;
W	Teor de umidade do solo compactado em %.
S_r	Grau de saturação, considerado igual a 100%;
w	Teor de umidade em %;
γ_q	Peso específico dos grãos do solo, em g/cm ³ .
τ_f	Tensão cisalhante.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Atualmente está em voga o cuidado ambiental, bem como o impacto de qualquer empreendimento de engenharia em uma determinada área. Especificamente para a engenharia geotécnica, além das questões ambientais impostas ao maciço é muito importante identificar os materiais que o caracterizam, a fim de se propor uma solução mais próxima da realidade.

Não são raros os casos constantes noticiados pela mídia mundial de grandes catástrofes envolvendo deslizamentos de terra e rochas. No Brasil, os problemas envolvendo deslizamentos de terra são comuns durante os grandes períodos de chuvas (vide a catástrofe em Angra dos Reis em 2010). Ademais, não somente devido às condições geotécnicas e geométricas, porém muitas vezes assistimos grandes eventos de ruptura ocorrer simplesmente por não ter sido realizada contenção adequada.

Em regiões mais pobres, é observado o problema da ocupação de terra desgovernada. Muitas famílias ocupam sem autorização e de forma aleatória regiões de alto risco de deslizamento. As Nações Unidas revela que no ano de 2013 vinte dois milhões de pessoas em todo o mundo foram deslocadas em decorrência de desastres naturais provocados desde eventos climáticos, terremotos e deslizamento de terra. Dessa sorte, o relatório intitulado “*Estimativas Globais 2014: número de pessoas deslocadas por desastres*”, realizado pelo Centro de Monitoramento de Deslocados Internos do Conselho Norueguês de Refugiados (CMDI), mostra que o risco de deslocamento devido a desastres mais do que dobrou nos últimos quarenta anos, em grande parte devido ao crescimento e a concentração das populações urbanas, especialmente nos países de terceiro mundo.

Portanto, o aumento das ocorrências de desastres nas áreas de risco traz grandes preocupações sobre suas causas e consequências. Diversas medidas de mitigação e de auxílio devem ser tomadas pós-desastre, porém tais medidas precisam ser corretamente estabelecidas.

O movimento de massa de terra constitui um dos tipos de desastres, com maior grau de ocorrência em todo o mundo, sendo causador de danos e prejuízos às

sociedades, particularmente em cidades densamente povoadas em zonas de relevo acidentado.

Dessa sorte, a visão enganadora da rigidez do solo visto superficialmente por um leigo, leva o homem a edificar, modificando cada vez mais o relevo e o ambiente a sua volta sem estudo técnico. Entretanto, a despeito do conhecimento comum, o solo e o subsolo estão em constante movimentação morfológica. Algumas causas prováveis de deslizamentos de terra, como a alteração da geometria do talude, sobrecargas indevidas no topo das encostas, infiltração de água das chuvas, desmatamento, poluição ambiental e outros.

A análise do movimento de terra e rocha tem sido alvo de grandes estudos da engenharia geotécnica nos últimos anos, com tecnologias que envolvam parâmetros de resistência e análise de tensão-deformação. Com base nessas informações, é possível tornar cada vez mais seguras as edificações e modificações que o ser humano insere no seu ambiente, evitando assim o deslizamento indesejável.

Para essa pesquisa, em consonância das boas práticas de engenharia, foi definido um planejamento experimental envolvendo a retirada do material do maciço na sua forma amolgada e indeformada, como também, diversos ensaios em laboratório para obtenção da caracterização completa do solo que constitui o maciço, conhecendo seus parâmetros de compressibilidade e resistência. Finalmente, foi desenvolvida modelagem computacional através dos softwares Geoslope@ e Gwacwin@ para estudo da estabilidade e contenção desse talude.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho busca a estabilização global de um talude com uso de diferentes técnicas geotécnicas. Desta sorte, serão avaliadas diferentes soluções de estabilização, com uso de corte do maciço e contenção com muro de gabião, observando os critérios exigidos pela ABNT NBR 11682/2009.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa podem ser desmembrados em três naturezas distintas, porém complementares. Primeiramente, será realizado um estudo completo da caracterização do maciço que compõe o talude, como a descrição da obtenção dos parâmetros de resistência do solo.

Posteriormente, com uso do software computacional Geoslope@ será realizado o estudo da estabilidade do talude antes da intervenção e após a intervenção, num cenário de corte de estabilização. Finalmente, utilizando o software Gawacwin@ será realizado o estudo da estabilidade do maciço com muro de gabião.

Podemos identificar os objetivos específicos de forma mais clara, sendo:

- Amostragem em campo: obtenção das amostras amolgadas do maciço para ensaio de caracterização completa e compactação, e amostras indeformadas para realização do ensaio de cisalhamento direto;
- Execução dos ensaios em laboratório: no Laboratório de Mecânica dos Solos da Doctum em Caratinga e também no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Espírito Santo em Vitória;
- Caracterização geotécnica completa do solo (ensaio de peneiramento, sedimentação, limites de Atterberg e determinação da massa específica real dos grãos);
- Ensaio de compactação proctor normal segundo NBR 7182/1986;
- Ensaio de cisalhamento direto com uso de prensa instrumentada;
- Estudo de estabilidade com uso do software Geoslope@;
 - Dimensionamento do muro de gabião e estudo da contenção com uso do software Gawacwin@ da empresa Maccaferri

1.3 Estruturação do Texto

Este trabalho de conclusão de curso foi dividido em seis capítulos, conforme descritos detalhadamente pelos itens a seguir:

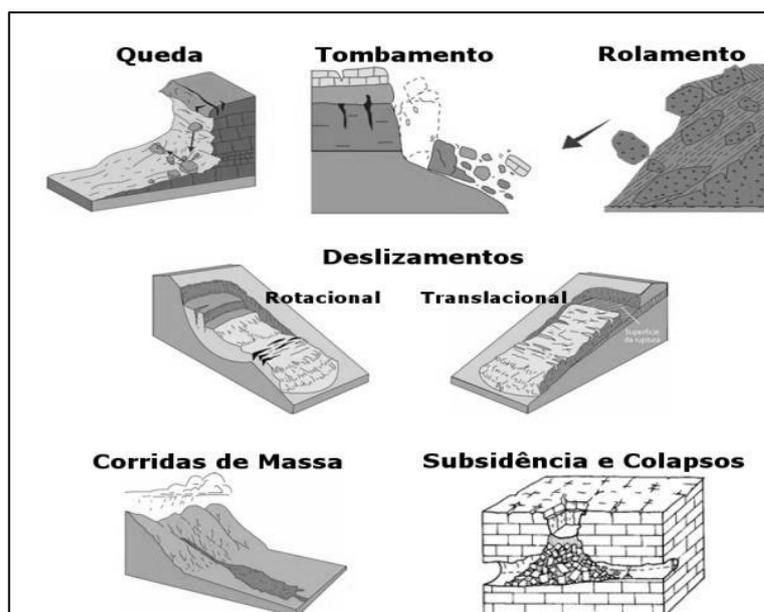
- Capítulo 1: contém a introdução, com a contextualização, a estruturação do texto e os objetivos geral e específico;
- Capítulo 2: contém a revisão bibliográfica abordando os temas de estabilidade de taludes, movimentos de massa, método de equilíbrio limite, métodos de contenção em muro de gabião, e outros;
- Capítulo 3: contém a metodologia, apresentando as diretrizes utilizadas para a realização da campanha experimental em laboratório, para a modelagem computacional e estudo da estabilidade com uso do Geoslope@ e para contenção do talude com uso de muro de gabião com uso do Gawacwin@;
- Capítulo 4: contém os resultados e discussões, apresentando a classificação do material pertencente ao maciço, seus respectivos parâmetros geotécnicos, os fatores de segurança global antes da intervenção, e de estabilização obtidos pelo corte, e os fatores de segurança do muro quanto ao tombamento e deslizamento;
- Capítulo 5: contém a conclusão do trabalho e os principais aspectos relacionados ao tema com recomendações para futuras pesquisas;
- Revisão bibliográfica: contém as referências bibliográficas, com normas, livros, artigos científicos, dissertações e teses utilizadas ao longo da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 Movimentos de Massa

Os principais tipos de movimentos de massa são as subsidências, os escoamentos, a erosão e escorregamentos. Os referidos tipos de movimentos são definidos segundo Gerscovich, 2016 (Figura 2.1).

Figura 2.1: Tipos de movimentos de massa



Fonte: Cemaden, (2018)

Estes movimentos ocorrem basicamente quando as forças de tração, dadas pela gravidade atuando na declividade do terreno, superam as forças de resistências, principalmente as chamadas forças de atrito. A principal força de tração que causa movimentos de massas é a força de cisalhamento, quando esta supera o atrito, ocorre o movimento (MONTGOMERY, 1992).

2.1.1 Subsidências e colapsos

São movimentos caracterizados por afundamento rápido ou gradual do terreno, através da redução de porosidade, deformação material ou colapso de cavidades, deformação do material argiloso ou redução de sua porosidade (CEMADEN, 2018)

2.1.2 *Quedas*

Os movimentos em queda livre de blocos rochosos, que se desprendem de taludes íngremes em alta velocidade são chamados desabamentos ou quedas. Estes blocos que se desprendem do plano inclinado podem acarretar o tombamento ou o rolamento. O tombamento ocorre quando um bloco rochoso sofre um movimento de rotação frontal para fora do talude. Os movimentos ao longo das encostas que ocorrem devido aos descalçamentos são chamados de rolamentos (CEMADEN, 2018).

2.1.3 *Escoamentos*

Os escoamentos são movimentos contínuos com ou sem superfície de deslocamento definidas. Podem se dividir em rastejo, quando lento, e quando o movimento é rápido, denomina-se corrida (GERSCOVICH, 2016).

2.1.4 *Rastejo*

O rastejo consiste no movimento contínuo e lento, da massa de solo de um talude, sem superfície de ruptura bem definida, que podem englobar grandes áreas, ocorrendo geralmente em horizontes superficiais de solo e transição solo/rocha, como em rochas alteradas e fraturadas (MARANGON, 2006).

A ocorrência de rastejo pode ser identificada através da observação de indícios indiretos, tais como o encurvamento de árvores, postes e cercas, o surgimento de trincas na superfície do solo e de pavimentos, além do abaulamento de muros de arrimo (INFANTI & FORNASARI, 1998).

2.1.5 *Corridas*

Segundo Gerscovich (2016), movimentos de alta velocidade ocasionados pela completa perda das características de resistência do solo são denominadas corridas. Estes movimentos são caracterizados pela grande capacidade do potencial destrutivo.

2.1.6 *Erosão*

Segundo Knappett e Craiger (2014) são ações antrópicas, associadas aos processos de dinâmica de modelagem da terra ao clima, ação da água e vento, natureza do material e relevo, compreendendo um conjunto de fenômenos e

processos dinâmicos que podem alterar as condições de estabilidade do solo, como apresentado no Quadro 2.1 a seguir:

Quadro 2.1: Fatores condicionantes de processos erosivos

Fatores Externos	Potencial de erosividade da chuva
	Condições de infiltração
	Escoamento superficial
	Topografia (declividade e comprimento)
Fatores Internos	Fluxo interno
	Tipo de solo
	Desagregabilidade
	Características geológicas e geomorfológicas
	Presença de trincas de origem tectônica
	Evolução físico-química e mineralogia do solo

Fonte: Gerscovich (Adaptado) (2016)

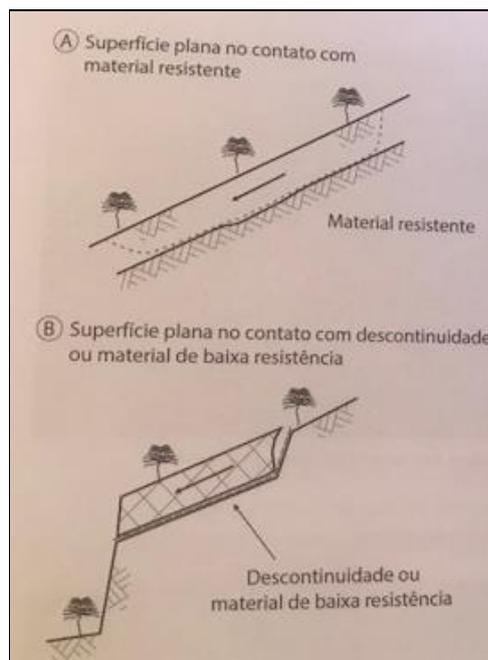
2.1.7 *Escorregamentos*

Os escorregamentos são provenientes de movimentos rápidos de massa, com superfícies de ruptura definidas, que procedem da separação de uma cunha de solo que se movimenta em relação ao resto do maciço (MARAGON, 2006). Ainda, Gerscovich (2016) afirma que os escorregamentos se dividem em duas propostas: planares ou translacionais, e rotacionais.

2.1.8 *Escorregamentos planares ou translacionais*

São caracterizados pelas descontinuidades ou planos de fraqueza, com ruptura mais comum em mantos de coluvião de pequena espessura, podendo ocorrer também no contato com as rochas subjacentes (MONTGOMERY, 1992). A Figura 2.2 demonstra os exemplos no contato com materiais causadores do escorregamento.

Figura 2.2: Escorregamentos planares ou translacionais.

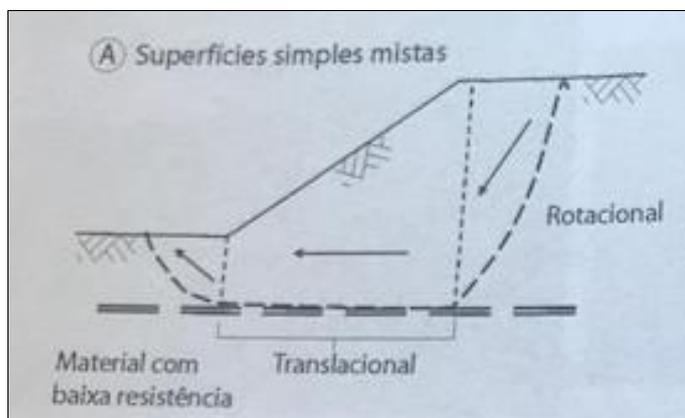


Fonte: Gerscovich, (2016)

2.1.9 Escorregamentos rotacionais

São denominados múltiplos quando mobilizam simultaneamente mais de uma superfície de ruptura. Podem ser retrogressivos, quando os mecanismos de ruptura evoluem ao longo do tempo, no sentido da crista, ocorrendo por descalçamento. Caso contrário se o fenômeno é ocasionado pela ação de sobrecargas são denominados progressivos (GERSCOVICH, 2016).

Figura2.2 Exemplos de superfície ruptura simples mista



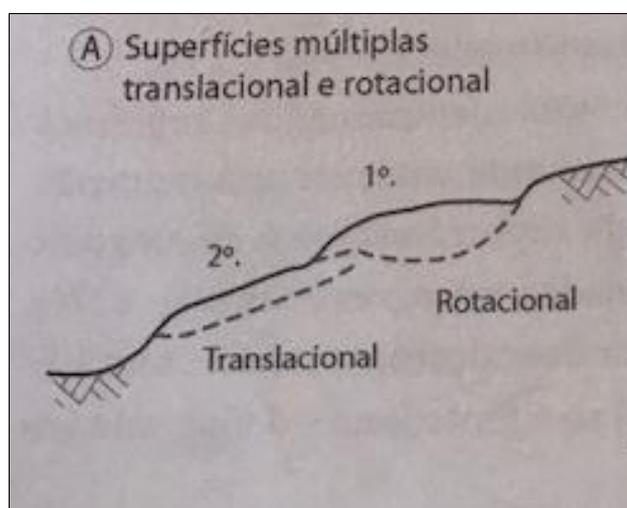
Fonte; Gerscovich, (2016).

2.1.10 Causas gerais dos escorregamentos

A instabilidade do talude ocorre quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento, como na Figura 2.4:

A condição do fator de segurança (FS) igual a 1 que deflagra a ruptura, pode ser atingida caso haja aumento nas tensões cisalhantes ou a redução da resistência ao cisalhamento. Podendo ser assim divididos em dois grupos de tipos de ações e fatores de controle. (Quadro 2.2)

Figura 2.4: Superfícies múltiplas.



Fonte: Gerscovich, (2016)

Quadro 2.2: Classificação dos mecanismos deflagradores dos movimentos de massa

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos / Antrópicos
Aumento da Solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão
		Escorregamentos
		Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, neve, granizo, etc.
		Acúmulo natural de material
		Peso da vegetação
		Construção de estruturas, aterros, etc.
	Pressões laterais	Água em trincas
		Congelamento
		Material expansivo

(Continua)

Fonte: Gerscovich, (2016)

Quadro2.2: Classificação dos mecanismos deflagradores dos movimentos de massa

	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas do material
Redução da resistência ao cisalhamento	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência.
		Processos de deformação em de ocorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência.
		Variação das poropressões.
		Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural do fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização, etc.).
		Infiltração de água em meios não saturados, causando redução das pressões negativas (sucção).
		Geração de excesso de poro-pressão como resultado de implantação de obras.
		Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração.

Fonte: Gerscovich, (2016)

2.2 Estabilidade de Talude

A execução de cortes nos maciços pode condicionar movimentos de massa ou o escorregamento de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinada superfície de ruptura (MARANGON, 2006).

2.2.1 Fator de segurança

O objetivo da análise de estabilidade de um talude é avaliar a possibilidade de ocorrência de algum tipo de movimentação de massa, sendo ele natural ou construído. Basicamente as análises são realizadas através da comparação das tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento, respeitando a equação (CARDOZO e ALMEIDA, 2016 apud MARAGON, 2006):

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (2.1)$$

No qual,

- $FS > 1$ estável;
- $FS = 1$ ocorrerá ruptura e;
- $FS < 1$ não tem significado físico.

Segundo Gerscovich (2016), deve-se observar inclusive que a probabilidade de eminência de colapso não é função linear do fator de segurança. Este tipo de exemplo de determinação do fator de segurança é chamado determinístico, pois estabelece um determinado valor para o mesmo, diferente do utilizado em obras, que por conveniência ou necessidade, correspondente a um valor mínimo, podendo variar em função do tipo de obra, da vida útil, e principalmente das consequências de uma possível ruptura. No Quadro 2.4 são apresentados os valores dos fatores de segurança mínimos, em nível de segurança, conforme a ABNT NBR 11682/2009.

Quadro 2.3:Fatores de segurança mínimos para escorregamentos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: Gerscovich (Adaptado) (2016).

Vale destacar que com o passar do tempo o valor do fator de segurança (FS) poderá variar, uma vez que o talude pode passar anos sem se ceder e em determinado momento ter suas condições de estabilidade alteradas devido a critérios geológicos ou geotécnicos (GERSCOVICH, 2016).

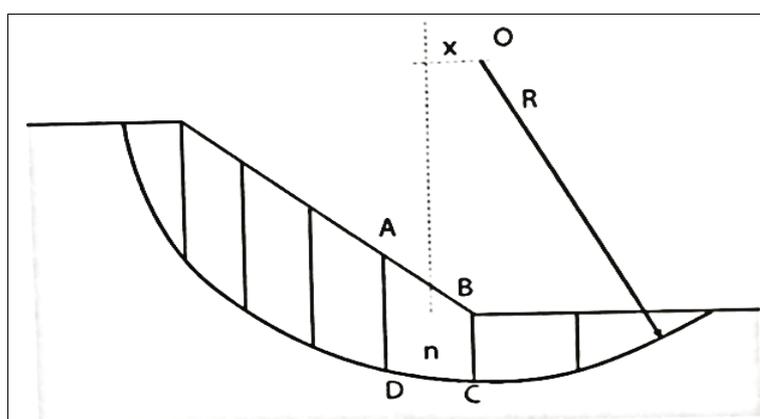
2.2.2 Análises de estabilidade

Segundo Gerscovich (2016) para determinação do FS do ponto de vista determinístico, existem dois tipos de abordagens, a teoria do equilíbrio limite e análise de tensões atuantes.

2.2.3 Teoria do equilíbrio limite

Este método consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de qualquer geometria, considerando que as forças que induzem a ruptura devem ser balanceadas pelos esforços atuantes. A divisão em fatias de uma superfície circular é representada na Figura 2.3 a seguir:

Figura 2.3: Divisão em fatias de uma superfície circular

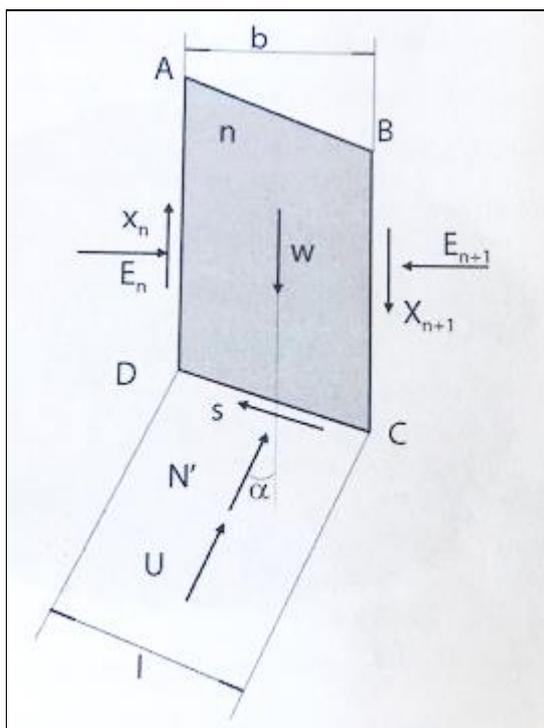


Fonte: Gerscovich, (2016)

2.2.3.1 Pressupostos dos métodos de equilíbrio limite

Arbitra-se uma superfície potencial de ruptura, sendo ela circular, poligonal ou de qualquer outra geometria, onde a massa de solo da parte superior da superfície é considerada um corpo livre e dividida em fatias. O equilíbrio das forças então é calculado através das equações de equilíbrio, apresentados pela Figura 2.4a seguir:

Figura 2.4: Equilíbrio de força na fatia



Fonte: Gerscovich, (2016)

O equilíbrio das forças é feito por meio da análise de equilíbrio de cada lamela. O equilíbrio de momento é realizado através da comparação do somatório de momentos estabilizantes, e a tensão cisalhante mobilizada (\mathcal{T}_{tomb}) é uma das incógnitas do problema (GERSCOVICH, 2016).

A tensão cisalhante mobilizada (τ_{mob}) na superfície de ruptura é determinada nas análises, de forma que toda a massa esteja em estado de equilíbrio limite. Estabelecendo assim que o FS seja o valor em que os parâmetros de resistência devem ser reduzidos, tornando o talude no limite da instabilidade, sendo:

$$\tau_{mob} = \frac{\tau_f}{FS} \quad (2.2)$$

No qual,

- τ_{mob} é a tensão cisalhante mobilizada;
- τ_{res} é a tensão cisalhante resistente, e
- FS é o fator de segurança.

No caso de solo saturado, tem-se:

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \cdot \frac{\tan \phi}{FS} \quad (2.3)$$

No qual,

- σ' é a tensão geostática de campo
- c' é a coesão real do solo que compõe o maciço;
- ϕ é o ângulo de atrito interno do solo que compõe o maciço.

E na condição não saturada, temos:

$$\tau_{mob} = \frac{c}{FS} + (\sigma - u_a) \cdot \frac{\tan \phi'}{FS} + (u_a - u_w) \cdot \frac{\tan \phi^b}{FS} \quad (2.4)$$

No qual,

- c é a coesão do solo;
- σ é a tensão normal média;
- u_a é a pressão do ar;
- u_w é a pressão da água;
- ϕ^b é o ângulo que define o aumento na resistência cisalhante para um aumento na sucção mátrica $(u_a - u_w)$.

O fator de segurança é admitido constante em toda a superfície, ou seja, todos os pontos da superfície de ruptura atingem simultaneamente a resistência ao cisalhamento, ou seja, $FS = 1$ (GERSCOVICH, 2016).

2.2.3.2 Quanto á escolha da situação crítica

Quando se pretende estudar a estabilidade de uma obra, necessita a comparação entre a resistência ao cisalhamento com as tensões cisalhantes transmitidas aos grãos do solo.

Segundo Gerscovich (2016) alguns tipos de solo podem sofrer variações devido às variações de pressões na água que são transmitidas aos grãos, essas condições podem gerar situações desfavoráveis para a construção tanto no final quanto em longo prazo, por conta da evolução das tensões.

Quando se geram excessos de poropressão positivos, através da dissipação, há um aumento na tensão efetiva e na resistência ao cisalhamento do solo. Como o FS é definido pela relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e as tensões cisalhantes mobilizadas, diretamente com o aumento na resistência há também um aumento no FS. Portanto sendo o momento mais crítico da obra no final.

2.2.3.3 Quanto ao tipo de análise (tensões efetivas)

Sendo o comportamento do solo regulado pelas tensões nos grãos, a correta forma de realizar os estudos de estabilidade é pela análise do comportamento em termos de tensão efetiva. Sendo assim, a definição da tensão cisalhante é realizada com base nas envoltórias de resistência.

No caso saturado é necessário determinar os parâmetros de resistência como a coesão real, o ângulo de atrito interno e a poropressão após a sollicitação (acréscimo de poropressão devido à sollicitação, caso não drenado).

Sendo assim escrita pela equação, abaixo:

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u) \frac{tg\phi'}{FS} \quad (2.5)$$

No qual,

- c' é a coesão real;
- ϕ' é o ângulo de atrito interno;
- σ é a tensão normal média na base da fatia;
- u é a poro pressão atuante no centro da base da fatia.

Na condição não saturada, a expressão, torna-se:

$$\tau_{mob} = \frac{c}{FS} + (\sigma - u_a) \cdot \frac{tg\phi'}{FS} + (u_a - u_w) \cdot \frac{tg\phi^b}{FS} \quad (2.6)$$

2.2.3.4 Quando ao tipo de análise (tensões totais)

Geralmente a análise em função das tensões totais, por requererem um menor número de parâmetros, fornece resultados confiáveis, tornando-se uma opção viável em vista de custo de projeto (GERSCOVICH, 2016).

2.2.3.5 Quanto aos parâmetros dos materiais

A norma ABNT NBR 11682:2009 determina que a caracterização geotécnica dos materiais que compõem as encostas e os terrenos deve englobar ensaios para a determinação de: (1) umidade natural, (2) curva granulométrica, (3) limites de liquidez e plasticidade e envoltória de resistência ao cisalhamento.

2.2.3.6 Quanto aos parâmetros de resistência

De acordo com o momento crítico da obra e a natureza da análise, o tipo de envoltória de resistência mudará, assim como o número de parâmetros requeridos. A definição dos parâmetros de resistência pode estar sujeita a incertezas, primeiro em relação à qualidade dos ensaios ou da representatividade das amostras, e segundo se realmente traduzem o comportamento do talude (GERSCOVICH, 2016).

2.2.3.7 Papel da água

Segundo Gerscovich (2016 *apud* AUBERTIN, RICHARD e CHAPUIS, 1998, pg 203) como o papel da água no maciço pode ser atribuído:

- Mudanças nas pressões da água, alterando a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência do solo;
- Variações do peso da massa, em função das mudanças no peso específico natural para condição saturada;
- Geração de erosões internas e/ou externas pela força de percolação;
- Atuação como agente no processo de intemperismo, promovendo alterações nos minerais constituintes.

A poropressão para análise de estabilidade deve considerar as condições de pressão da água na condição de equilíbrio, bem como prever a resposta do solo em caso de excesso de poropressão.

O Quadro 2.5 abaixo resume as formas mais comuns de estabelecer a poropressão em projetos de estabilidade de taludes.

Quadro 2.4: Formas de estabelecer a poropressão para melhor estabilidade de talude

Poropressão	Alternativa
Inicial	Superfície freática ou nível d'água (condição hidrostática).
	Traçado de rede de fluxo
	Monitoramento com piezômetros
Inicial	Soluções numéricas
Induzida	Proposta de Skempton ou Henkel.
Induzida	Monitoramento com piezômetros
	Soluções numéricas

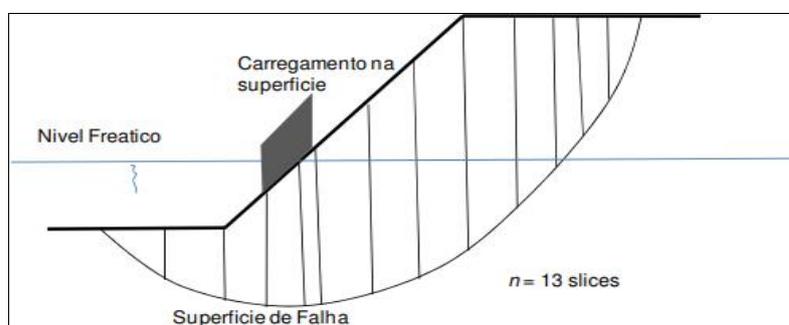
Fonte: Gerscovich, (2016)

2.3 Métodos de Estabilidade

2.3.1 Métodos das lamelas ou fatias

Este método consiste na divisão do solo acima da superfície potencial de escorregamento, sendo ela supostamente circular, em varias fatias, não sendo obrigatoriamente da mesma largura, considerando um comprimento unitário na direção perpendicular a seção transversal (FIORI & CARMIGNANI, 2011).

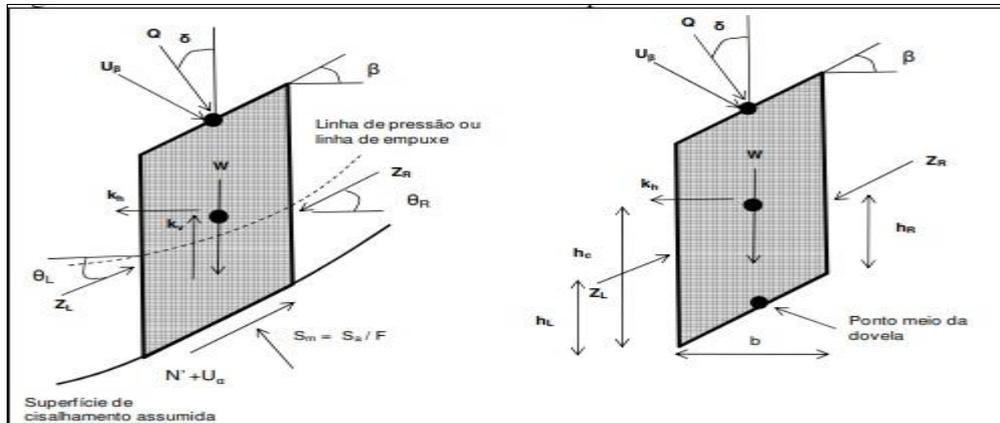
A análise da estabilidade que utiliza o método de fatias pode ser demonstrada através da Figura 2.5 a seguir:

Figura 2.5: Divisão em lamelas de uma potencial massa de deslizamento

Fonte: Fiori e Carmignani, (2011).

Cada lamela é afetada por um sistema geral de forças como apresentado na Figura 2.6 abaixo.

Figura 2.6: Divisão de forças agindo sobre uma lamela ou fatia



Fonte: Fiori e Carmignani,(2011).

No qual,

- FS ou F: Fator de segurança
- L: Força esquerda entre lamela ou “slices”.
- Sa : Resistência ao Cisalhamento.
- ZR: Força direita entre lamela ou “slices”.
- $= c + N' \operatorname{tg}$
- θ_L : Ângulo esquerdo da força entre lamela ou “slices”.
- Sm : Força atuante.
- θ_R : Ângulo esquerdo da força entre lamela ou “slices”.
- U_α : Força devido ‘a poro pressão.
- hL: Altura da força ZL.
- U_β : Força gerada pela superfície de água.
- hR: Altura da força ZR.
- W: Peso da lamela ou “slice”.
- α : Inclinação da base da lamela ou “slice”.
- N': Força efetiva normal.
- β : Inclinação do topo da lamela ou “slice”.
- Q: Carregamento externo.
- b: Largura da lamela ou “slice”.
- kv : Coeficiente vertical sísmico.
- h: Media da altura das lamela ou “slices”.

- k_h : Coeficiente horizontal sísmico.
- h_c : Altura do centróide da lamela ou “slice”

Segundo Gerscovich (2016) no método das lamelas existem $(6n-2)$ incógnitas como indica o Quadro 2.6. Onde quatro equações podem ser descritas a partir de um equilíbrio limite, fornecendo uma solução esteticamente indeterminada.

Quadro 2.5:Equações e incógnitas associadas com o método das lamelas ou “slices”

Equações	
$2n$	Equilíbrio de forças
n	Equilíbrio de momentos
n	Envoltoria de resistência ($T = f(N')$)
$4n$	TOTAL DE EQUAÇÕES
Incógnitas	
1	Fator de segurança
n	Força tangencial na base da fatia (T)
n	Força normal na base da fatia (N')
n	Localização de N' na base da fatia
$n-1$	Força tangencial entre as fatias (X)
$n-1$	Força normal entre as fatias (E)
$n-1$	Ponto de aplicação da força entre fatias (E e X)
$6n-2$	TOTAL DE INCÓGNITAS

Fonte: Gerscovich, (2016)

Por conter estas componentes variáveis difíceis de determinar, adotam-se valores estimados. Sendo para tal estimativa, as resultantes de P_n e T_n assumem-se então como de igual magnitude das resultantes de P_{n+1} e T_{n+1} e suas linhas de ação, coincidentes. Na condição de equilíbrio, tem-se:

$$N_r = W_n \cdot \cos \alpha_n \quad (2.7)$$

No qual,

- W_n é o peso da cunha (modulo, direção, sentido e ponto de aplicação conhecidos);

- N_r é a resultante das tensões efetivas normais a base;
- α_n é o ângulo de inclinação entre o peso W_n e a N_r .

Sendo a expressão que define a força de cisalhamento resistente:

$$T_r = \tau_d \cdot (\Delta L_n) = \frac{\tau_f \cdot (\Delta L_n)}{FS} = \frac{1}{FS} \cdot (c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi') \Delta L_n \quad (2.8)$$

No qual,

- $\tau_d(\Delta L_n)$ é a força resistente ao cisalhamento em a relação a largura da fatia;
- ΔL_n é aproximadamente igual a $(b_n)/\cos \alpha_n$, onde b_n é a largura da n -ésima fatia;
- τ_f é a tensão de cisalhamento.

A tensão normal na equação acima pode ser descrita como:

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cdot \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (2.9)$$

Para o equilíbrio da cunha, o momento desestabilizador em relação ao “ponto O” deve ter valor mínimo igual ao momento resistente em relação ao “ponto O”, sendo expressa pela seguinte equação (DAS e KHALED , 2014):

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot r \cdot \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS} \cdot c' \cdot \left(\frac{W_n \cdot \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \cdot \operatorname{tg} \phi' \right) \cdot \Delta L_n \cdot r \quad (2.10)$$

No qual,

- $r \cdot \sin \alpha_n$ é a distância entre o raio do corte e o modulo de aplicação conhecido;
- c' é a coesão real
- r é o raio de análise do maciço.

Ou, ainda, isolando o fator de segurança da equação, tem-se:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \cdot \Delta L_n + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \text{tg} \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \sin \alpha_n} \quad (2.11)$$

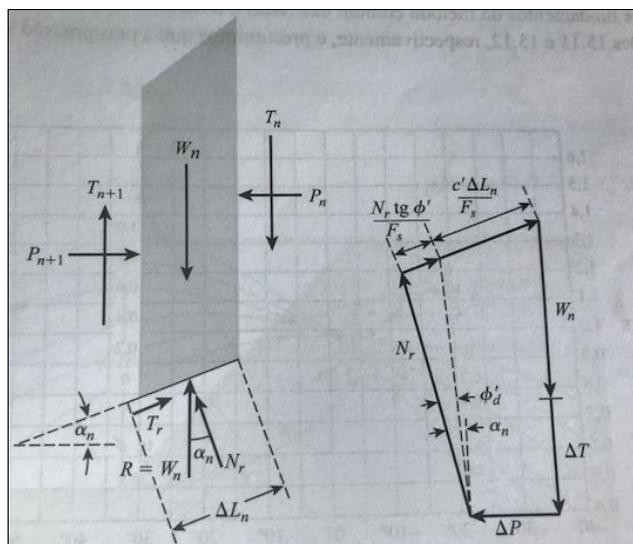
2.3.2 Método de Bishop

Este método foi proposto por Bishop, em 1955, no qual considera a análise da estabilidade de um talude utilizando a divisão da cunha de escorregamento em diversas fatias. Este método apresenta uma variação do método das fatias (método clássico), levando em consideração as reações entre as fatias vizinhas através dos efeitos dos empuxos e cisalhamento ao longo das faces laterais das fatias (VARGAS, 1997). Ainda, segundo Fiori e Carmignani (2001), o método clássico leva a uma superestimação do FS da ordem de 15% em relação ao do obtido pelo método de Bishop, estando favorável a segurança.

2.3.3 Método de Bishop Simplificado

Nesta forma simplificada, Bishop propôs que o efeito das forças nas faces de cada fatia é levado em conta só até certo ponto. Podemos analisar este método fazendo referência à análise do talude representado na Figura 2.7. As forças atuantes na n -ésima fatia, mostrada na Figura 2.7, são apresentadas:

Figura 2.7: Método simplificado de Bishop: respectivamente forças atuando na n -ésima fatia e polígono de forças de equilíbrio.



Fonte: Das, (2014)

Segundo Scoz, 2002 para obtenção do FS através do método de Bishop Simplificado é necessário que se pesquisem vários círculos, onde as hipóteses simplificadoras adotadas relacionam as forças entre as fatias e a determinação da força normal à base da fatia. A resultante das forças entre as fatias deve ser considerada horizontal e o tipo da superfície de ruptura é circular onde, tem-se n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e $(n-1)$ sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias.

Segundo Das (2011) a expressão para o FS pelo método simplificado de Bishop se dá da seguinte forma, tendo referência na Figura 2.7.

$$P_n - P_{n+1} = \Delta P \quad (2.12)$$

$$T_n - T_{n+1} = \Delta T \quad (2.13)$$

No qual,

- T_n é a reação tangencial.
- P_n é o peso.
- P_n e T_n são componentes estimados que atuam na fatia;
- P_{n+1} e T_{n+1} são iguais na mesma direção porém sentidos opostos.

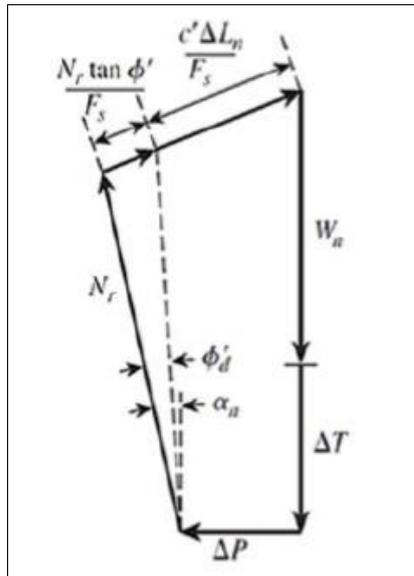
A força cisalhante descrita anteriormente pode ser reescrita por outra forma:

$$T_r = N_r \cdot \left(\frac{\tan \phi'}{FS} \right) + \left(\frac{c' \cdot \Delta L_n}{FS} \right) \quad (2.14)$$

No qual,

- c' é a coesão real;
- FS é o fator de segurança.

Figura 2.8: Polígono de forças para o equilíbrio.



Fonte: Das (2011).

A soma das forças verticais do polígono na Figura 2.8 pode ser representada:

$$W_n + \Delta T = N_r \cdot \cos \alpha_n + \left(\frac{N_r \cdot \tan \phi'}{FS} + \frac{c' \cdot \Delta L_n}{FS} \right) \cdot \sin \alpha_n \quad (2.15)$$

No qual,

- $W_n + \Delta T$ é a soma das forças na vertical;
- N_r é a resultante das tensões efetivas normais a base;
- α_n é o ângulo de inclinação entre W_n e a N_r .

Ou, ainda, isolando a força N_r , temos a seguinte equação:

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c' \cdot \Delta L_n}{FS} \cdot \sin \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha_n}{FS}} \quad (2.16)$$

No qual,

- ΔT é resultante da distância vertical, $T_n - T_{n+1}$;
- ΔL_n é aproximadamente igual a $(b_n) / \cos \alpha_n$, onde b_n é a largura da n -ésima fatia;

Para estabelecer o equilíbrio da cunha ABC, deve-se considerar o momento em O proporcional, ou seja:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot r \cdot \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r \cdot r \quad (2.17)$$

No qual,

- T_r é a força de cisalhamento resistente
- W_n é o peso da cunha (modulo, direção, sentido e ponto de aplicação conhecidos);

E, substituindo as equações 2.16 e 2.17 na equação 2.18xx, temos:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \cdot b_n + W_n \cdot \tan \phi') \cdot \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \sin \alpha_n} \quad (2.18)$$

No qual,

- b_n é o tamanho da base da fatia;
- $m_{\alpha(n)}$ é a variação de momento entre α_n e $\tan \phi'/FS$.

Sabendo também que:

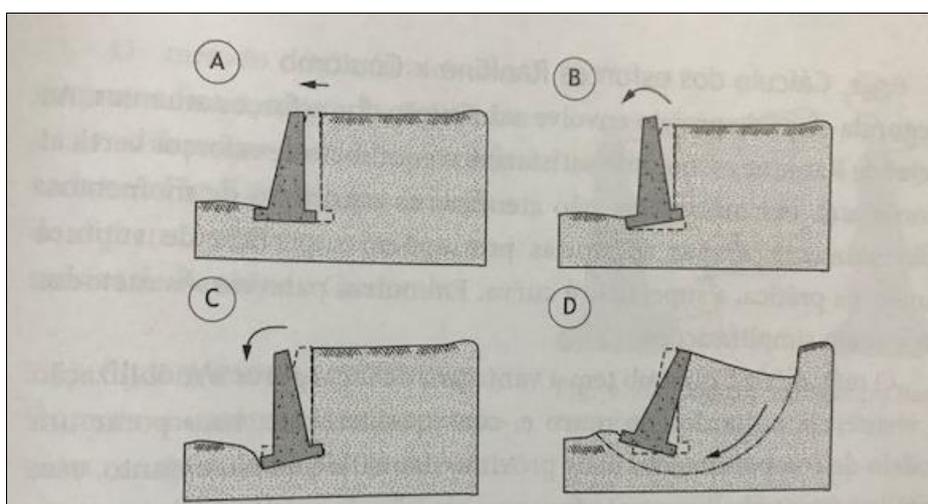
$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha_n}{FS} \quad (2.19)$$

Observa-se que o termo F_s , está presente em ambos os lados da equação acima (equação diferencial de primeira ordem), devendo-se, então, adotar-se um procedimento de tentativa e erro para obtenção do valor de F_s . Devem-se investigar várias superfícies de ruptura a fim de encontrar a superfície crítica que forneça o fator mínimo de segurança (DAS e KHALED, 2014).

2.4 Verificação da Estabilidade do Muro Arrimo

Na verificação de estabilidade de um muro de arrimo, devem ser observadas as seguintes condições: segurança contra o tombamento, contra o deslizamento e contra a ruptura global, a figura abaixo ilustra estes tipos de movimentos de massa.

Figura 2.9: Movimento de ruptura



Fonte: Gerscovich, (2016)

As teorias de Rankine e Coulomb satisfazem no quesito do equilíbrio de esforços horizontais e verticais, não atendendo por outro lado ao equilíbrio de momentos, visto que a superfície de ruptura em geral possui certa curvatura. O método de Rankine tende a ser mais empregado, pela sua simplicidade, e tende a fornecer valores mais elevados de empuxo ativo, e são poucas suas limitações.

O Quadro 2.6 abaixo resume as principais características entre os métodos de Rankine e Coulomb.

Quadro 2.6: Principais características entre os métodos de Rankine e Coulomb

Método	Características	
	Positivas	Negativas
Rankine	A favor da segurança	A superfície de ruptura é plana
	As soluções simples, especialmente quando o retroaterro é horizontal.	
	Difícilmente se dispõe dos valores dos parâmetros de resistência solo-muro.	A superfície de contato muro-retroaterro deve ser plana e vertical.

(Continua)

Fonte: Gerscovich (2016)

Quadro: 2.6: Principais características entre os métodos de Rankine e Coulomb

Rankine	O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total.	A parede não interfere na cunha de ruptura, isto é, não existe resistência mobilizada no contato muro-solo.
	Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro.	
Coulomb		A superfície de contato muro-retroaterro deve ser plana.
	Incorpora mobilização de resistência no contato muro-retroaterro.	A cunha analisada é contida por superfícies planas; a superfície de ruptura é plana.
	Soluções simples, somente para retroaterro uniforme com terrapleno horizontal.	Não determina a distribuição de empuxo.
		Requer os parâmetros de resistência solo-muro.

Fonte: Gerscovich (2016)

2.4.1 Verificação da estabilidade interna

Uma vez que definido o tipo de muro, sua seção e calculado os esforços atuantes considerando os aspectos construtivos, parte-se para as verificações quanto ao tombamento e deslizamento.

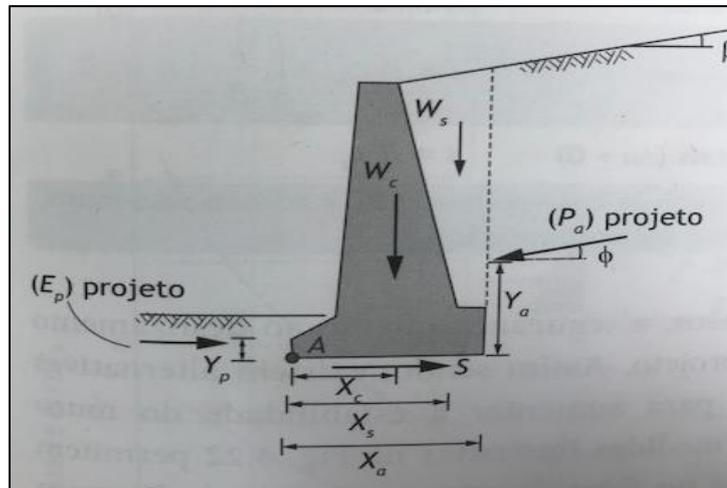
2.4.2 Segurança contra o tombamento

Segundo Gerscovich (2016) para que o muro não tombe em torno da extremidade externa, o momento resistente deve ser maior que o momento solicitante. O momento resistente (M_{res}) corresponde ao momento gerado pelo muro. Já o momento solicitante (M_{solic}) é definido como o momento do empuxo total atuante em relação ao ponto A. Sendo:

$$M_{res} = [P_a]_v X_a + W_c + X_c + W_s + X_s + [E_p]_{projeto} Y_a \quad (2.20)$$

Representado pela Figura 2.10 a seguir:

Figura 2.10 Esforços atuantes



Fonte: Gerscovich, (2016)

No qual,

- $[P_a]_v$ é o ponto onde são atuadas as cargas na vertical em relação ao ponto A.
- X_a é a largura da base do muro
- W_c é o peso da contenção
- X_c é a metade da largura da base
- W_s é o peso do solo tardoz;
- X_s é distancia final da base antes da elevação do perfil da sapata até o ponto A;
- $[E_p]_{projeto}$ é a altura da face da sapata a frente do muro
- Y_a é a altura onde é aplicada as cargas de $= [P_a]$

$$M_{solic} = [P_a]_h \cdot Y_a \quad (2.21)$$

No qual,

- $[P_a]_h$ é o ponto onde são atuadas as cargas horizontais em relação ao ponto A;
- Y_a é a altura onde é aplicada as cargas de $= [P_a]$

O coeficiente de segurança contra tombamento (FS_{tomb}) é estipulado através da razão:

$$FS_{tomb} = \frac{M_{res}}{M_{solic}} \geq 1,2 \text{ a } 1,5 \quad (2.22)$$

Segundo a ABNT NBR 11682:2009 de acordo com o nível de segurança contra danos a vida humana e do nível de segurança contra danos materiais e ambientais, são estabelecidos os FS mínimos.

2.4.3 Segurança contra o deslizamento

A segurança contra o deslizamento nada mais é que a verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança apropriado; ou seja:

$$[F_h]_{estabilizante} = s + [E_p]_{projeto} \quad (2.23)$$

No qual,

- s é o fator de segurança estipulado;
- $[E_p]_{projeto}$ é a altura da face da sapata a frente do muro.

$$[F_h]_{solicitante} = [P_a]_h \quad (2.24)$$

No qual,

- $[P_a]_h$ é o ponto onde são atuadas as cargas horizontais em relação ao ponto A.

O fator de segurança contra deslizamento (FS_{DESLIZ}) é definido como:

$$FS_{DESLIZ} = \frac{F_{estabilizante}}{F_{solicitante}} \geq 1,2 \text{ a } 1,5 \quad (2.25)$$

2.4.4 Ruptura global

A verificação trata-se à segurança do conjunto muro-solo. A construção do muro pode gerar tensões cisalhantes críticas e deflagrar alguma superfície de escorregamento passando por debaixo do muro. Assim sendo, deve-se realizar um estudo de estabilidade e, a contenção passa a ser considerada como um elemento interno à massa de solo, que potencialmente pode se deslocar como um corpo rígido, e que dependendo da finalidade da estrutura de contenção o fator de segurança mínimo pode variar entre 1,3 e 1,5.

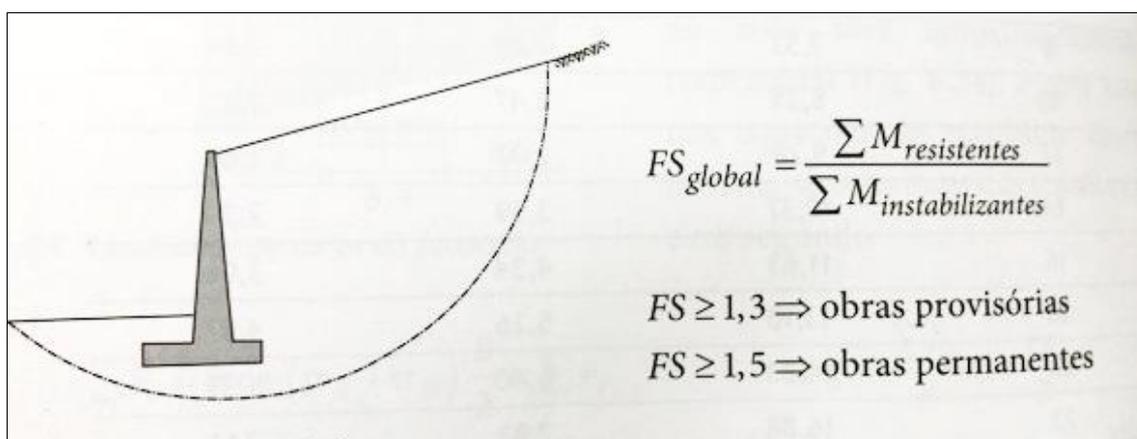
Normalmente essa verificação consiste em se garantir um coeficiente de segurança adequado à rotação de uma massa de solo que se desloca ao longo de uma superfície cilíndrica; isto é:

$$FS_{global} = \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{instabilizantes}} \quad (2.26)$$

No qual,

- $FS \geq 1,3 \Rightarrow$ obras provisórias
- $FS \geq 1,5 \Rightarrow$ obras permanentes

Figura2.11: Estabilidade global



Fonte: Gerscovich, (2016)

2.4.5 Taludes

Talude é a determinação que se dá a qualquer superfície inclinada de maciços terrosos, rochosos ou mistos (ALMEIDA e DUARTE, 2016), oriundos de processos geológicos e geomórficos diversos. Podendo também apresentar modificações antrópicas, sendo os mais comuns, desmatamentos e introduções de cargas (GERSCOVICH, 2016).

Os maciços sob o aspecto genético podem ser agrupados em duas categorias: naturais e artificiais (MARAGON, 2006).

Os maciços artificiais frequentemente exibem uma homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais e, por isto, adéquam-se melhor às teorias desenvolvidas para análises de estabilidade.

Os taludes artificiais são os declives de aterros diversos construídos pelo homem, onde as ações humanas alteram as primeiras paisagens, modificando a vegetação, atuando sobre os fatores ambientais e topográficos, podendo inclusive alterar o clima (MARANGON, 2006).

Já os taludes naturais podem ser constituídos por solo residual, coluvionar ou rocha. Os solos residuais permanecem no local em que foram gerados, os coluvionares são formados como resultado do transporte de sedimentos, tendo como principal agente a ação da gravidade (GERSCOVICH, 2016).

Vários são os fatores naturais que atuam isolada ou conjuntamente durante o processo de formação de um talude natural (MARANGON, 2006). Estes fatores podem ser agrupados em duas categorias:

- Fatores Geológicos: Litologia; Estruturação; Geomorfologia;
- Fatores Ambientais: Clima; Topografia; Vegetação;

Ao lado dos fatores naturais, pode haver ações humanas que alteram a geometria das paisagens e atuam sobre os fatores ambientais, retirando a vegetação as formas topográficas e alterando até mesmo o clima. Sendo assim bastante diferente dos artificiais, pois o controle de “movimentação do solo artificial” permite conhecer suas características de melhor forma (MARANGON, 2006).

Estando sempre sujeitos a problemas de instabilidade, os taludes naturais, sofrem constantemente com ação das forças gravitacionais, que contribuem

naturalmente para deflagração do movimento. Estes movimentos ocorrem quando outros fatores que modificam o estado de tensões da massa provocam tensões que se igualam à resistência ao cisalhamento do solo (GERSCOVICH, 2016).

Com a própria dinâmica de evolução das encostas e com o avanço dos processos físico-químicos, o material das encostas resultante se torna menos resistente e dependendo da topografia, podem gerar condições propícias para a ruptura (GERSCOVICH, 2016).

2.4.6 Tipos de Contenção

Chamados de muro de contenção, a necessidade da construção de um muro de arrimo é conter parte de um terreno. São necessários quando há um desnível no terreno. Desnível, muitas vezes, causado pela ação do homem com intuito de obter mais espaço para construir sua edificação. É de suma importância para a construção de um muro de arrimo o acompanhamento de um profissional capacitado (DALDEGAN, 2016).

Para um determinado talude é possível escolher diversos tipos de muro de contenção que serão eficientes e seguros. Ao longo dos anos foram desenvolvidas diversas técnicas construtivas para conter o solo. Neste caso o que balizará a escolha será o aspecto econômico e o conforto dos usuários da região.

Muros são estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais. Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes (GERSCOVICH, DANZIGER, & SARAMAGO, 2016).

Os muros são divididos em:

- Muros de arrimo por gravidade ou peso;
- Muros de arrimo de flexão.
- Muros de fogueira

Os muros de arrimo por gravidade são aqueles que contêm a parcela de solo somente com a atuação do seu peso próprio, são estruturas corridas que se opõem

aos empuxos horizontais. Estes muros, geralmente, possuem grandes dimensões, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5m. A sua utilização se torna limitado em locais onde existe pouco espaço. Quanto mais alta a contenção, maior será o peso do muro necessário para conter o solo.

Os muros de gravidade podem ser construídos de pedra ou concreto, (simples ou armado), gabiões ou ainda, pneus usados.

- Muros de alvenaria de pedra: este tipo de muro e um dos mais antigos e usados, o muro apresenta uma vantagem à facilidade de construção e a ausência de dispositivos de drenagem, pois as pedras colocadas da forma precisa funcionam como material drenante, dependendo do tamanho do talude (acima de três metros) recomenda-se o uso de ligante com cimento entre as pedras para preencher o vazio entre elas. Murros de pedra sem argamassa devem ser recomendados para taludes até dois metros. Passando desta altura devem ser implementados dispositivos de drenagem.
- Muro de concreto ciclópico: é um muro simples de ser executado, basicamente o muro é executado com concreto simples e pedra de mão, quando a altura não ultrapassar 4m, são viáveis e edificado mediante o preenchimento de uma forma com concreto e blocos de rocha. Devido a sua impermeabilidade, e necessário se fazer furos de drenagem, para o recolhimento da água.
- Muro de gabião: o muro de gabião é amplamente utilizado em rodovias e taludes próximos a córregos, é formado por inúmeras gaiolas de aço que são preenchidas com pedra;
- Muro de pneus: consiste no empilhamento de pneus que foram descartados com preenchimento de uma mistura de solo cimento.

Sendo um muro de peso, os muros de solo-pneus estão limitados a alturas inferiores a 5m e à disponibilidade de espaço para a construção de uma base com largura da ordem de 40 a 60% da altura do muro. No entanto, deve-se ressaltar que o muro de solo-pneus é uma estrutura flexível e, portanto, as deformações horizontais e verticais podem ser superiores às usuais em muros de peso de alvenaria ou concreto. Assim sendo, não se recomenda a construção de muros de solo-pneus para contenção de terrenos que sirvam de suporte a obras civis pouco deformáveis, tais como estruturas de fundações ou ferrovias.

2.4.6.1 Muros de Flexão

Para muros com alturas superiores a cerca de 5 m, que são mais esbeltos que os muros de gravidade, são convenientes à utilização de contrafortes (ou nervuras), para aumentar a estabilidade contra o tombamento. Tratando-se de laje de base interna, ou seja, sob o retroaterro, os contrafortes devem ser adequadamente armados para resistir a esforços de tração. Não utilizam apenas o seu peso próprio para suportar a carga do solo, mas são feitos com materiais resistentes e armados com barras de aço. O suporte da força do solo é realizado pelo conjunto concreto mais aço, ou seja, são os muros de concreto armado.

Os tipos de muro de flexão mais comuns são:

- Muro de concreto armado: é o muro convencional, constituído apenas por concreto e barras de aço. Possui dois componentes bem definidos que é a sapata de fundação e a parede que contém o solo.
- Muro de bloco armado: uma opção muito utilizada é a substituição da parede em concreto armado convencional, por blocos estruturais cheios de concreto armados;
- Muro com contraforte: são muros utilizados para grandes alturas, são semelhantes ao muro de concreto armado convencional, mas possuem ao longo do seu comprimento elementos chamados de contraforte, são como paredes de concreto construídas perpendicularmente ao muro, conferindo maior rigidez à estrutura;
- Muro com vigas e pilares: outra forma de executar os muros de arrimo é a utilização de um muro com vigas, pilares e preenchido com blocos. É de suma importância para o funcionamento deste muro boas fundações para os pilares.

2.4.6.2 Muro de fogueira

“Crib Walls” são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, que são montados no local, em forma de “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço interno é preenchido com material granular graúdo. São estruturas capazes de se acomodarem a recalques

das fundações e funcionam como muros de gravidade. Ainda existem outros tipos de contenção, grandes contenções, cortinas atirantadas, solo grampeado, paredes de diafragma, entre tantas opções (FUNDAÇÃO GEO-RIO, 2014)

2.4.6.3 Muro de Gabião

Uma excelente alternativa de contenção de Taludes os muros de gabião, são os constituídos de gaiolas metálicas preenchidas com pedras cuidadosamente arrumadas de forma manual e construídas com fios de aço galvanizado, que possui alta resistência mecânica em malha hexagonal com dupla torção (GERSCOVICH; DANZIGER e SARAMAGO, 2016).

Figura2.12 : Muro de contenção em gabião tipo caixa.



Fonte: O autor (2018)

O gabião tipo caixa tem o formato de um paralelepípedo. É o tipo de gabião mais utilizado em muros de arrimo. Ele constituído de uma tela de aço que forma o fundo, as paredes e a tampa do paralelepípedo que será preenchido de pedra.

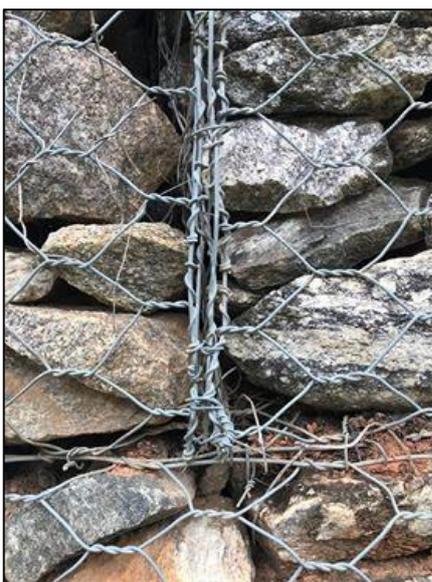
Figura2.13: Preenchimento de gabião.



Fonte: O autor (2018).

Com grande flexibilidade em seu uso, este tipo de contenção permite que sua construção atenda a recalques de diversos tipos e a permeabilidade, pois suas caixas tem galvanização dupla, que preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações causadas por intempéries.

Figura2.14: Ligação dos blocos - galvanização dupla.



Fonte: O autor (2018)

Com baixo impacto ambiental o muro de gabião é amplamente utilizado como contenção no Brasil, como reduz a velocidade da água que vem das encostas e taludes pela sua rugosidade, permite ainda o crescimento de vegetação e animais em seus vazios.

Se comparado aos demais tipos de muro de contenção o muro de arrimo em gabião possui um custo financeiro relativamente mais baixo, mesmo sendo construído pelo processo artesanal, o que às vezes pode atrasar o seu tempo de execução, ainda sim tem um bom custo benefício.

3 METODOLOGIA

3.1 Conceitos preliminares

3.1.1 Localização Do Talude

As amostras foram coletadas na forma indeformada e deformada, de acordo com as necessidades e exigências dos ensaios. O solo coletado foi destinado para a determinação das características mecânicas dos materiais.

As amostras foram retiradas com a utilização de ferramentas diretamente no talude, segundo as especificações da ABNT NBR 9604:1986: Abertura de poço e trincheira em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. O solo na qualidade de deformado foi retirado com auxílio de pá e ponteiro e o solo retirado de forma indeformada foi captado com auxílio de serrilha, pá, ponteiro, desempenadeira e caixa para o transporte.

Locado numa região aos arredores da cidade de Caratinga (MG), o Talude referenciado, localiza-se no km 58, da rodovia 485, que liga Vargem Alegre a Entre Folhas.

O solo foi retirado para composição das amostras como demonstra a figura a seguir, quase no topo do talude. A Figura 3.1 a seguir mostra o talude escolhido para análise:

Figura3.1: Talude analisado



Fonte: Google Earth(2018)

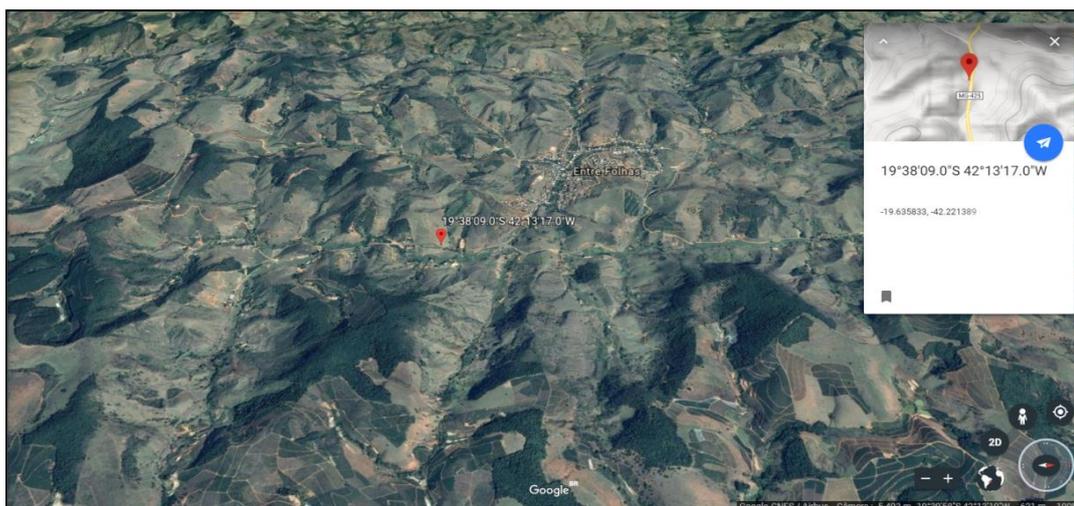
O talude foi baseado num modelo de talude na localidade de Entre Folhas no km 58, da Rodovia 485 que liga a cidade de Vargem Alegre nas seguintes coordenadas 19°38'09"S, 42°13'17"W.

Figura3.2: Foto aérea do local da retirada das amostras



Fonte: Google Earth (2018)

Figura3.3: Foto aérea do local da retirada das amostras



Fonte: Google Earth(2018)

Figura3.4: Foto aérea do local onde o solo foi coletado



Fonte: Google Earth (2018)

3.2 Retirada da Amostra.

A Figura 3.5 e 3.6 vislumbra o procedimento de moldagem do corpo de prova para compressão e cisalhamento direto, compressão edométrica e o procedimento para o condicionamento de um corpo de prova quadrado realizados no campo. Este mesmo procedimento foi adotado para o colhimento das amostras deformadas de prova no laboratório a partir do bloco de solo indeformado.

Figura3.5: Retirada da amostra indeformada e seu processo de vedação.



Fonte: O autor (2018).

Figura3.6: Processo de vedação da amostra – demão de parafina



Fonte: O autor (2018).

Após a moldagem, o corpo de prova foi levado para Laboratório de Geotécnica da UFES – Vitória como mostra a Figura 3.7 a seguir, e as amostras deformadas levadas embaladas e sacos plásticos para o laboratório Solos da Doctum Caratinga.

Figura3.7: Processo de acondicionamento da amostra para transporte



Fonte: O autor (2018)

3.3 Campanha Experimental

3.3.1 Ensaio de granulometria

Utilizado para determinar a porcentagem que cada faixa específica de tamanho de partículas representa no solo da amostra, sendo possível a construção de uma curva granulométrica, importante para a classificação do solo.

Realizado através do peneiramento com a finalidade de se obter os dados para se traçar a curva granulométrica. As amostras secas foram preparadas, e tomadas às quantidades conforme a ABNT NBR 6457:1986.

Conforme a ABNT NBR 6457:1986 o preparo é feito da seguinte forma:

Seleciona-se uma quantidade representativa (mt) de material seco ao ar (aproximar da umidade higroscópica); - 10,0 kg para material com pedregulho grosso; - 2,0 kg para material com pedregulho fino; 1,0 kg para material arenoso; - 0,5 kg para material siltoso/argiloso. - Desmanchar os torrões e homogeneizar a amostra; - Passa-se a massa (mt) na peneira #10 (2,0mm); - Do material que passar, separam-se 04 quantidades: mh = 120 g para solo arenoso e 70g para solo siltoso/argiloso; h = 100 g para três determinações de umidade higroscópica a sedimentação.

3.3.2 Determinação da densidade real

A determinação da massa específica dos grãos foi feita de acordo com norma ABNT NBR 6508/84 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica.

Chamada também de densidade relativa das partículas que constitui o solo a densidade real é a relação entre o peso específico das partículas sólidas, e o peso específico de igual volume de água a 4C, aqui determinada pelo método do picnômetro. A determinação da massa específica dos grãos foi feita de acordo com norma ABNT NBR 6508.

A relação entre a massa de uma amostra de solo e o volume ocupado pelas suas partículas sólida, desconsiderando a porosidade, refere-se ao volume de sólidos de uma amostra de terra.

Densidade dos grãos e dado pela seguinte fórmula:

$$\delta t = \frac{P2 - P1}{(P4 - P1) - (P3 - P4)} \quad (3.1)$$

Onde:

- δt = densidade real do solo á temperaturta t do ensaio
- P1= peso do picnômetro vazio
- P2= peso do picnômetro mais amostra, em gramas.
- P3= peso do picnômetro mais amostra mais água, em gramas.
- P4= peso do picnômetro mais água, em gramas.

O valor da densidade real será calculado com a agua a 20 graus com o valor referido a temperatura (t), assim:

$$\delta 20 = K20. \delta t \quad (3.2)$$

Onde:

- δt = densidade real do solo a 20° C;
- $K20$ = razão entre a densidade relativa da água à temperatura (t) e a densidade relativa da água 20°C.

A média do resultado obtido em três determinações é 2,73(g/cm). A Figura 3.8 demonstra o procedimento.

Figura3.8: Procedimento



Fonte: O autor (2018)

3.3.3 Ensaio de sedimentação

A determinação granulométrica completa do solo na sedimentação, esta segue os preceitos da Lei de Stokes, relacionando a partícula pelo seu tamanho e a velocidade com que ela se sedimenta no líquido.

Determina-se a umidade higroscópica do material, pela fórmula:

$$v = \frac{h}{t} = \frac{d^2 g (\rho_s - \rho_\ell)}{18\eta} \quad (3.3)$$

No qual:

- v = velocidade de queda
- h = distância percorrida pela partícula
- t = tempo
- d = diâmetro efetivo das partículas
- g = aceleração da gravidade
- ρ_s = densidade dos sólidos
- ρ_ℓ = densidade do fluido (água)
- η = viscosidade da água a 20°C

3.3.4 Ensaio de limites de consistência

Os ensaios de Limites de Consistência foram feitos de acordo com as normas ABNT NBR 6459:1984 Solo: Determinação do Limite de liquidez. Método de ensaio e ABNT NBR 7180:1984: Solo: Determinação do Limite de Plasticidade. Método de ensaio. Dos ensaios de limites de consistência foi obtido o Índice de Plasticidade das amostras de solo,

A operação foi repetida por cinco vezes sempre adicionando sempre 5 cm de água a menos nas amostras até se obter os resultados esperados para se calcular o estado de liquidez da amostra, para se obter uma média.

- Limite de plasticidade

Este ensaio é padronizado pela ABNT NBR 7180:1984 e definido como o menor teor de umidade com o qual se é possível através do atrito a uma placa,

moldar um cilindro de 3mm de diâmetro. O limite marca o momento de transformação do solo quando este sai do estado semi-plástico ao estado plástico. O procedimento foi realizado três vezes para se obter um mínimo de três valores para a umidade.

3.3.5 *Classificação dos solos segundo SUCS*

A ciência da Mecânica dos Solos se preocupa em caracterizar o solo para prever o seu comportamento e também do seu ponto de vista genético.

Vários sistemas de classificação existem, pelo mundo, mais muitas vezes não se adequam ao tipo de clima tropical que temos e conseqüentemente com solos diferentes, o estudo dos solos pretende descobrir a constituição, a formação e a origem do solo.

A geotécnica tem vários campos, e a forma de classificação do solo para fundações rasas, não pode ser a mesma para barragens de represas, assim sendo deve se usar os sistemas de classificação com certo cuidado e escolher um que priorize o interesse do seu empreendimento. E que te possa fornecer dados confiáveis e mais precisos.

O sistema que utilizaremos será o SUCS ou U.S.C, que foi proposto por Arthur Casagrande no início da década de 40, após uma reforma na norma antiga com quatro mudanças centrais como a classificação do solo através de símbolo e um nome, argilas e siltes orgânicos foram redefinidas, os nomes dos grupos, simbolizados por par de letras e foi estabelecida uma classificação mais precisa.

Os solos orgânicos foram considerados como um grupo de características e comportamento próprio e diferente dos outros dois. As mais significativas mudanças e revisões, da norma antiga, podem ser resumidas em 4 itens:

A classificação de um solo é feita através de um símbolo e de um nome. Os nomes dos grupos, simbolizados por um par de letras, foram normalizados.

- Argilas e siltes orgânicos foram redefinidas;
- Foi estabelecida uma classificação mais precisa.
- Termos e símbolos utilizados:
- Solos grossos:

G = gravel (pedregulho) S= sand (areia) W = well graded (bem graduado) P = poorly graded (mal graduado) C = clay (com argila) F = fine (com finos) SOLOS FINOS: L = low (baixa compressibilidade) H = high (alta compressibilidade) M = mo (silte em sueco) O = organic (silte ou argila, orgânicos) C = clay (argila inorgânica) TURFAS (Pt): Solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e muito compressíveis.

Os solos estão distribuídos em 6 grupos: pedregulhos (G), areias (S), siltes inorgânicos e areias finas (M), argilas inorgânicas (C), e siltes e argilas orgânicos (O). Cada grupo é então dividido em subgrupos de acordo com suas propriedades índices mais significativos.

Os pedregulhos e areias com pouco ou nenhum material fino são subdivididos de acordo com suas propriedades de distribuição granulométrica como bem graduado (GW e SW) ou uniforme (GP e SP). Se o solo (grosso) contém mais que 12% de finos, suas propriedades devem ser levadas em conta na classificação. (Quadro 3.1a e b)

Quadro 3.1a:Tabela SUCS

SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS – SUCS				
Processo para identificação no campo			Grupo	Designação característica
AREIAS Mais que a metade da fração grosseira menor que a # n°10.	PEDREGULHOS PUROS (pouco ou nenhum fino).	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias.	GW	Pedregulhos bem graduados, misturas de areia e pedregulho com pouco ou nenhum fino.
		Predominância de um tamanho de grão ou graduação falhada (ausência de alguns tamanhos de grãos).	GP	Pedregulhos mal graduados, misturas de pedregulho e areia com pouco ou nenhum fino.
	PEDREGULHOS COM FINOS (apreciável quantidade de finos).	Finos não plásticos (ML ou MH).	GF	Pedregulhos siltosos, misturas de pedregulho, areia e silte mal graduados.

(Continua)

Fonte: Adaptado de Vargas, (1974)

Quadro 3.2a:Tabela SUCS

		Finos plásticos (CL ou CH)	GC	Pedregulhos argilosos, misturas de pedregulho, areia e argila bem graduados
PEDREGULHOS Mais da metade da fração grosseira é maior que a # n°10.	AREIAS PURAS (pouco ou nenhum fino).	Grãos cobrindo toda a escala de granulação com quantidade substancial de todas as partículas intermediárias.	SW	Areias bem graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Predominância de um grão ou graduação falhada.	SP	Areias mal graduadas, areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
	AREIA COM FINOS (apreciável quantidade de finos).	Finos não plásticos (ML ou MH)	SF	Areias siltosas, misturas mal graduadas de areia e silte.
		Finos plásticos (CL ou CH ou OH).	SC	Areias argilosas, misturas bem graduadas de areia e argila.

Fonte:Adaptado de Vargas,(1974)

Quadro 3.1b:Tabela SUCS

SOLOS DE GRANULAÇÃO FINA Mais que a metade do material é menor que a abertura de malha da peneira #200	Processo de identificação executado sobre <# n° 40				A abertura da malha #200 corresponde aproximadamente à menor partícula visível a olho nu.	
	ENSAIO EXPEDIDO →	RESISTÊNCIA A SECO (esmagamento pelos dedos)	DILATÂNCIA (DILAÇÃO)	RIGIDEZ (consistência na proximidade do LP).		
SILTES E ARGILAS Limite de liquidez menor que 50		Nenhuma a pequena	Rápida a lenta	Nenhuma	ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas, de alteração de rocha, areias finas, siltosas ou argilosas com pequena plasticidade.
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Média	CI	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade, argilas pedregulhosas, argilas arenosas, argilas siltosas, argilas magras.
		Pequena à média	Lenta	Pequena	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade.

(Continua)

Fonte:Adaptado de Vargas,(1974)

Quadro 3.1b: Tabela SUCS

SOLOS DE GRANULAÇÃO FINA Mais que a metade do material é menor que a abertura de malha da peneira #200	SILTES ARGILAS Limite de liquidez maior que 50	Pequena a média	Lenta a nenhuma	Pequena a média	MH	Siltos inorgânicos, micáceos ou diatomáceos, finos arenosos ou solos siltosos, siltos elásticos.
		Elevada a muito elevada	Nenhuma	Elevada	CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade, argilas gordas.
		Média a elevada	Nenhuma a muito lenta	Pequena a média	OH	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade.
	TURFAS	Facilmente identificáveis pela cor, cheiro, porosidade e frequentemente pela textura fibrosa.			Pt	Solos com elevado teor de matéria orgânica.

Fonte: Adaptado de Vargas, (1974)

Como a fração fina nos solos pode ter influência substancial no comportamento do solo, os pedregulhos e areias têm outras duas subdivisões. Se o solo (grosso) contém 5% a 12% de finos, deverá ser representado por símbolo duplo: primeiro o do solo grosso (GW, GP, SW, SP), seguido pelo que descreve a fração fina: Aqueles com fração fina silte são GM ou SM.

Se os finos contêm argilas plásticas, os solos são GC ou SC. Se os finos são orgânicos, acrescentar "com finos orgânicos". Se em pedregulho a areia >15%, acrescentar "com areia". Se em areia o pedregulho ultrapassa 15%, acrescentar "com pedregulho".

Exemplos: GW-GM = "pedregulho bem graduado com silte" SP-SC = "Areia mal graduada com argila" "GW com areia". Para solos finos, se o retido na peneira 200 for maior que 30%, devemos acrescentar, conforme o caso: "arenoso" ou "pedregulhoso". Se entre 15% e 30%, "com areia" ou "com pedregulho".

Para solos finos as propriedades índices mais importantes são os limites de consistência, usados para subdividir as argilas dos siltos.

As argilas e siltos são divididas naqueles de alta e baixa compressibilidade de acordo com o LL. Isto é baseado na observação empírica em que a compressibilidade do solo cresce com o LL. Solos com LL superior a 50% são classificados como de alta compressibilidade (MH, CH). A linha U é um limite superior (empírico) para solos naturais: quando o LL e o IP situam o solo na região

acima da Linha U, os resultados de ensaios devem ser verificados. Inicia vertical para $LL = 16\%$ até $IP = 7\%$ e a partir desse ponto é representada pela equação $IP = 0,9 (LL - 6)$. Obs.: O símbolo duplo CL-ML designa "argila siltosa" (com baixa compressibilidade).

Solos finos são aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é menor que 0,074mm, siltes – argila.

3.3.6 *Ensaio de compactação*

O procedimento de ensaio adotado seguiu as prescrições da norma ABNT NBR 7182:1986 com energia do ensaio Proctor Normal.

A justificativa para esta escolha se deu pelo fato de ser definido na ABNT NBR 12023:1992: Solo-cimento: Ensaio de compactação que se deve utilizar esta energia para o ensaio de compactação de solo. Desta maneira, visualizando uma forma de padronização de comparação de parâmetros entre os materiais, definiu-se que esta seria a energia a ser aplicada de tensão controlada.

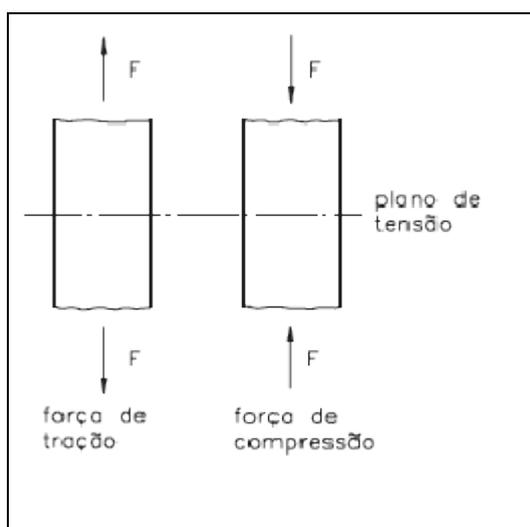
3.3.7 *Ensaio de cisalhamento direto*

Este tipo de ensaio é utilizado para obtenção de coordenadas de pontos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para obtenção dos parâmetros de resistência coesão (c) e ângulo de atrito (Φ). Informações quanto à deformação volumétrica do solo durante cisalhamento também pode ser obtido.

Ao estudar os ensaios de tração e de compressão, ficou-se sabendo que, nos dois casos, a força aplicada sobre os corpos de prova atua ao longo do eixo longitudinal do corpo.

No caso do cisalhamento, a força é aplicada ao corpo na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal.

Figura 3.9:Forças no cisalhamento



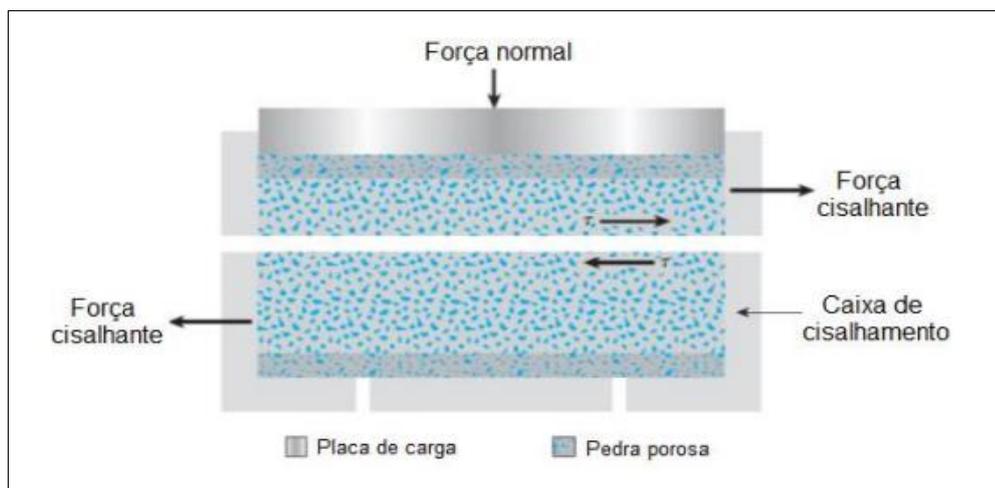
Fonte: Adaptado de Vargas, (1974)

- Cálculos:
 - Deformação cisalhante específica: $\epsilon_{hi} = l_{hi}/L$; l_{hi}
 - Leitura horizontal; L - lado do c.p.
 - Variação de volume do c.p.: $\Delta v_i = l_{vi} \cdot A$
 - Força cisalhante: $T_i = K \cdot l_{mi}$; l_{mi} - leitura do anel ;
 - K - constante do anel
 - Tensão cisalhante: $\tau_i = T_i/A$; A - área do c.p.
 - Tensão normal aplicada: $\sigma = N/A$; N - Carga normal

O aparato, também definido na ASTM D3080: 2004 em acordo com a ABNT NBR ISO 12957-1:2013 é composto brevemente de sistema de cisalhamento, motor para aplicação de deslocamento, e conjunto de hastes verticais, pratos e braço multiplicador de carga, para adensamento da amostra e aplicação de carga normal confinante.

O ensaio consistiu em depositar as amostras no sistema de cisalhamento, aplicar cargas de adensamento variadas para cada amostra e, após o tempo de adensamento, executar o cisalhamento da amostra.

Figura 3.10: Diagrama do arranjo para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Braja (2011)

Os ensaios de cisalhamento são feitos repetidamente em amostras similares. As tensões e os valores encontrados são traçados no gráfico a seguir que demonstra a curva de tensão de cisalhamento, onde é possível ver a linha de ruptura obtida após a amostra ser submetida ao ensaio.

3.4 Análise computacional de estabilidade de taludes

A análise e contraprova de projetos que levam em conta o fator de segurança o mais preciso possível, vem a partir das últimas décadas, cada vez mais utilizando computadores para a solução dos diversos problemas de Engenharia Civil.

Softwares, voltados para melhor determinação das estruturas, qualquer que seja a nossa área de atribuição profissional, entre as cinco definidas na Resolução 1010:2002 do Conselho Federal de Engenharia, Arquitetura e Agronomia (CONFEA), quais sejam: Construção Civil, Geotecnia, Hidrotécnica, Sistemas Estruturais e Transportes.

O manuseio destes assistentes de trabalho nas Obras de Terra e geotecnia é apresentar um exemplo de utilização dos recursos computacionais na solução de problemas de Engenharia Geotécnica, como por exemplo, na análise de estabilidade de taludes.

O Geo-Slope International (2002) é constituído de sete programas para geotecnia, quais sejam: Slope/W, Seep/W, Sigma/W, Quake/W, Ctran/W, Temp/W, Vadose/W. Cada um desses módulos tem uma aplicação diferente: modelos de

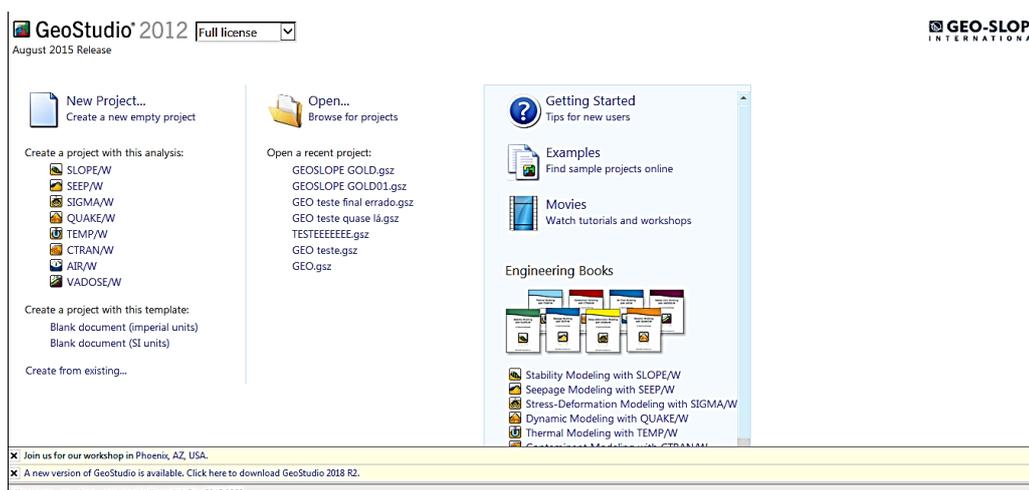
equilíbrio-limite para análise de estabilidade de taludes, determinação de redes de fluxo (por elementos finitos), análises tensão-deformação (elementos finitos), sismicidade, transporte de contaminantes, análise geotérmica e precipitação, respectivamente. São programas executados em ambiente *Windows*, às vezes interconectados para facilitar os cálculos necessários em cada caso.

O conjunto de Softwares da GeoStudio Optou-se por utilizar o software SLOPE/W (Taludes para Windows) do “pacote” de softwares da GeoStudio™ 2004.

Trata-se de software que é vendido no mercado com um preço razoável e com os direitos de propriedade reservados. Nossa utilização no estudo se restringirá a manipulação da versão Student (versão “free”). A fim de elaborar uma análise hipotética, os parâmetros obtidos do talude foram utilizados em simulações no software GeoStudio Slope/W® e o Gawacwin.

SLOPE / W é um software, cuja vertente remete para o cálculo do fator de segurança do solo (cálculo de estabilidade em taludes). Com SLOPE / W, você pode analisar ao mesmo tempo simples e complexos problemas para uma variedade de formas de superfície, condições de poropressão da água, propriedades do solo, métodos de análise e condições de carga.

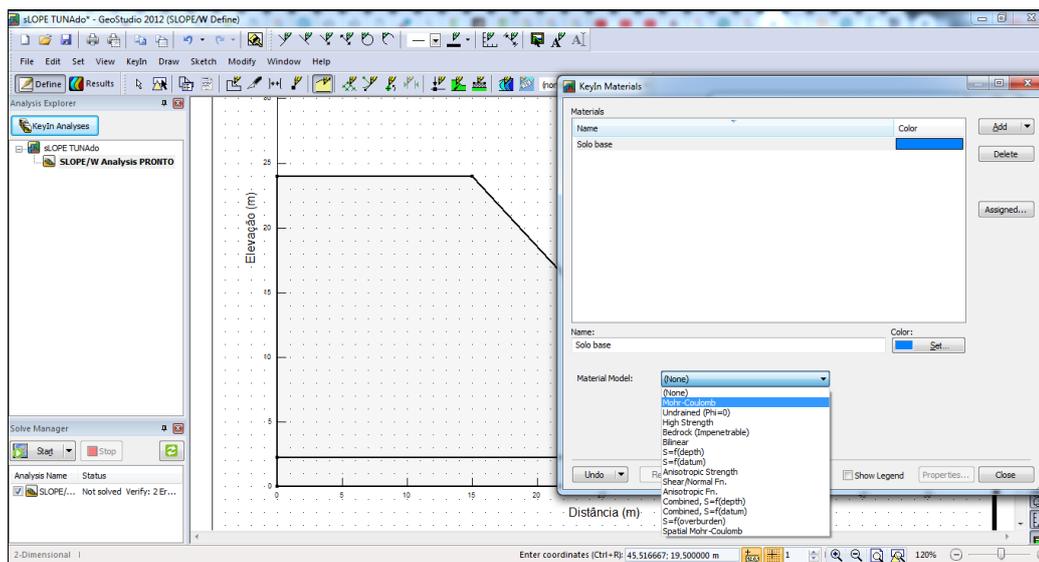
Figura3.11: Tela inicial Geo Studio



Fonte: O autor (2018)

Usando equilíbrio limite, SLOPE / W pode modelar os tipos de solo heterogêneo, complexas condições de pressão e geometria de superfície deslizantes, e variáveis na poropressão da água, usando uma grande variedade de modelos de solo.

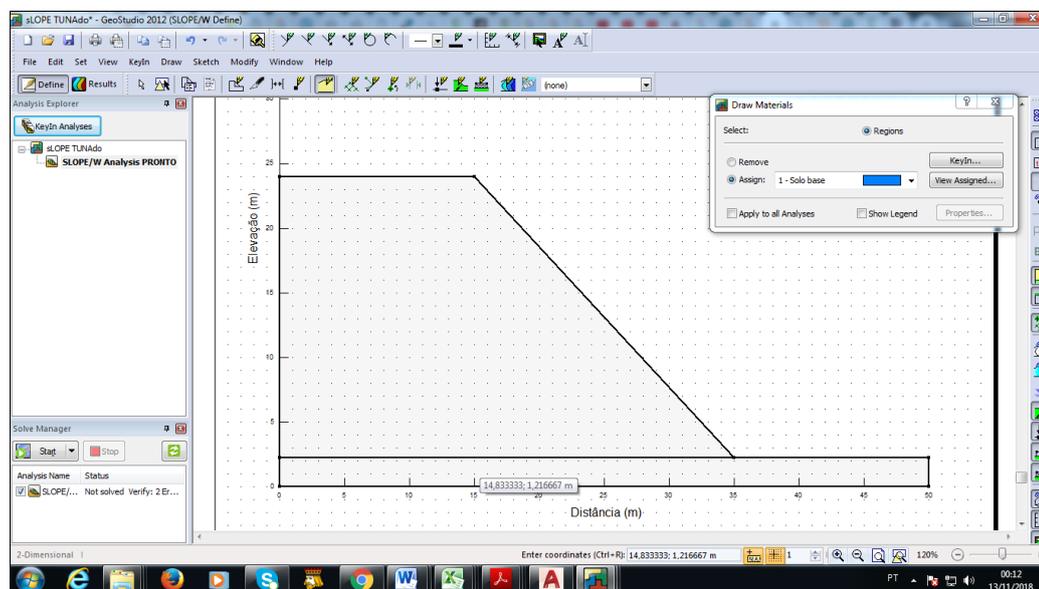
Figura3.12: Qualificação de materiais



Fonte: O autor (2018)

Análises de estabilidade de taludes podem ser realizadas utilizando os parâmetros de entrada determinística ou probabilística. Calcula através de uma análise de elementos finitos que podem ser utilizados para além dos cálculos de equilíbrio limite, para a análise da estabilidade do talude, o mais completo possível.

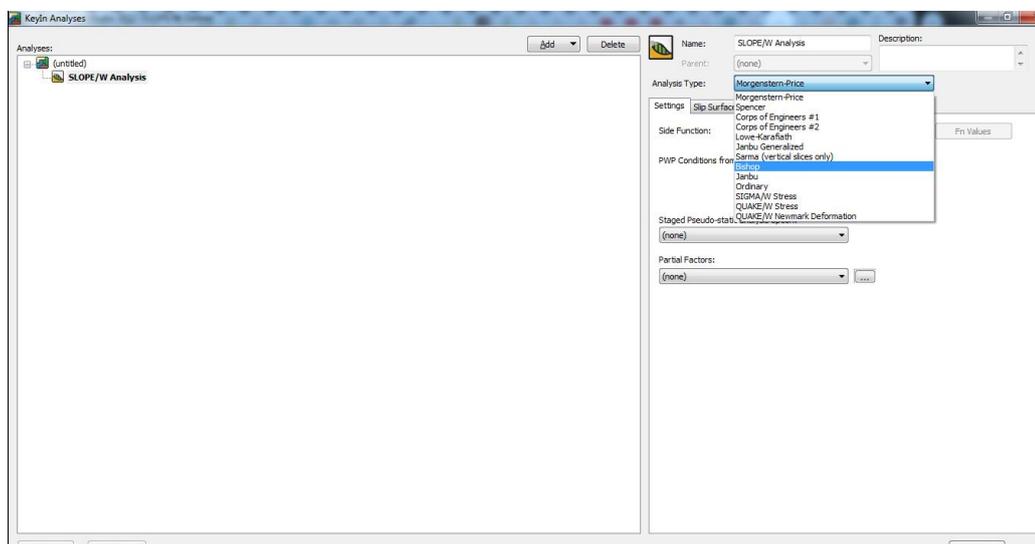
Figura3.13: Qualificação do solo



Fonte: O autor (2018)

Com esta vasta gama de funcionalidades, SLOPE / W pode ser usado para analisar quase qualquer problema de estabilidade de taludes que são encontrados nos projetos de engenharia geotécnica, civil e mineração.

Figura3.14: Qualificação do solo



Fonte: O autor (2018)

3.4.1 *Uso do sistema computacional para análise do muro de contenção em gabião*

Um sistema de análise de estabilidade de muros de arrimo de gabiões capaz de analisar diversas situações vem se tornando nos últimos tempos uma ferramenta preciosa para os engenheiros rodoviários e urbanos para projeção de estruturas de contenção.

O Grupo Maccaferri, em parceria com a GCP Engenharia, desenvolveu o software Gawacwin 1.0 para análise de estabilidade utilizando muros de gabião, podendo ser adquirido gratuitamente no site do Grupo Maccaferri (MACCAFERRI, 2009).

O software usa métodos de cálculo que fazem referência ao “Equilíbrio Limite”, as teorias de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen e Bishop para a verificação da estabilidade global da estrutura.

Com um sistema de navegação de fácil entendimento, o programa projeta os dados de entrada na tela de modo a representar graficamente o caso que será tratado através do desenho da seção do muro, terrapleno, fundação, sobrecargas externas e nível d’água.

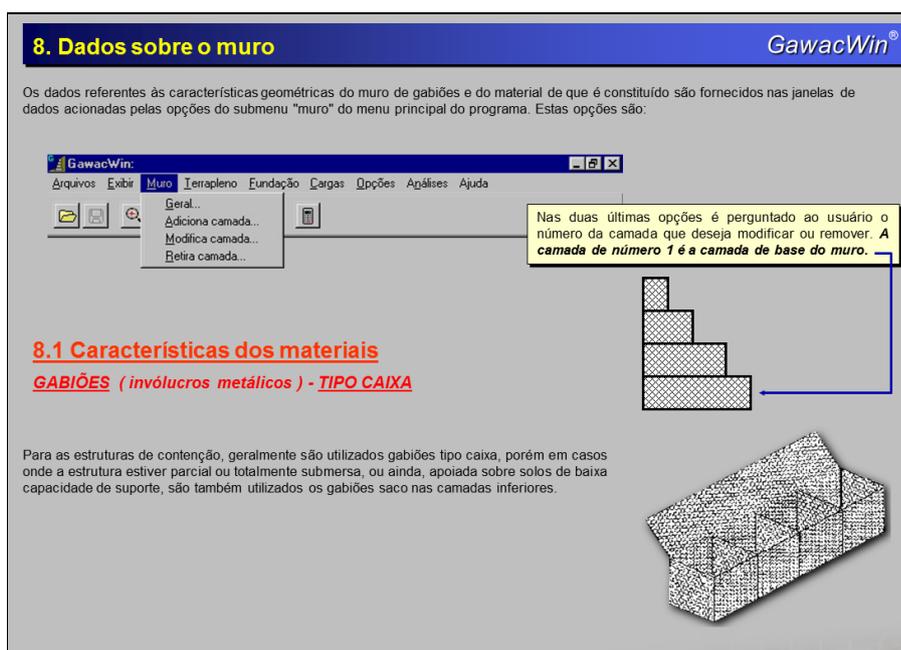
Os resultados que serão obtidos aparecem em um relatório gerado pelo programa após análise das hipóteses planas a respeito do problema em questão. Hipóteses tridimensionais transformariam o problema em um caso muito mais complexo para ser analisado.

Figura3.15: Interface do relatório de cálculo gerado pelo programa Gawacwin

GawacWin 1.0		Página 1			
Programa licenciado para: MACCAFERRI DO BRASIL LTDA.					
Projeto: Exemplo 06		Data: 2/27/99			
Arquivo: GW6					
DADOS DE ENTRADA					
Dados sobre o muro					
Inclinação do muro	: 0.00 graus				
Peso específico da pedra	: 24.20 kN/m ³				
Porosidade dos gabiões	: 30.00 %				
Geotêxtil no terrapleno	: Sim				
Redução do atrito	: 5.00 %				
Geotêxtil sob a base	: Não				
Redução do atrito	: %				
Malha e diâm. do arame:	: 8x10, ø 2.7 mm CD				
DADOS DE ENTRADA					
		Camada	Compr. m	Altura m	Início m
		1	1.50	1.00	-
		2	1.50	1.00	0.00
		3	1.00	1.00	0.25
Dados sobre o terrapleno					
Inclinação do 1° trecho	: 0.00 graus				
Comprimento do 1° trecho	: 10.00 m				
Inclinação do 2° trecho	: 0.00 graus				
Peso específico do solo	: 20.00 kN/m ³				
Ângulo de atrito do solo	: 35.00 graus				

Fonte: O autor (2018)

Figura3.16: Inserção de dados do muro



Fonte: O autor (2018)

Os gabiões tipo caixa são fabricados com painéis de tela em malha hexagonal de dupla torção, tipo 8 x 10 (ABNT NBR 10514:1988), confeccionados com arames de aço de baixo teor de carbono (ABNT NBR 8964: 2013).

Figura3.17: Dimensões padrão dos gabiões tipo caixa

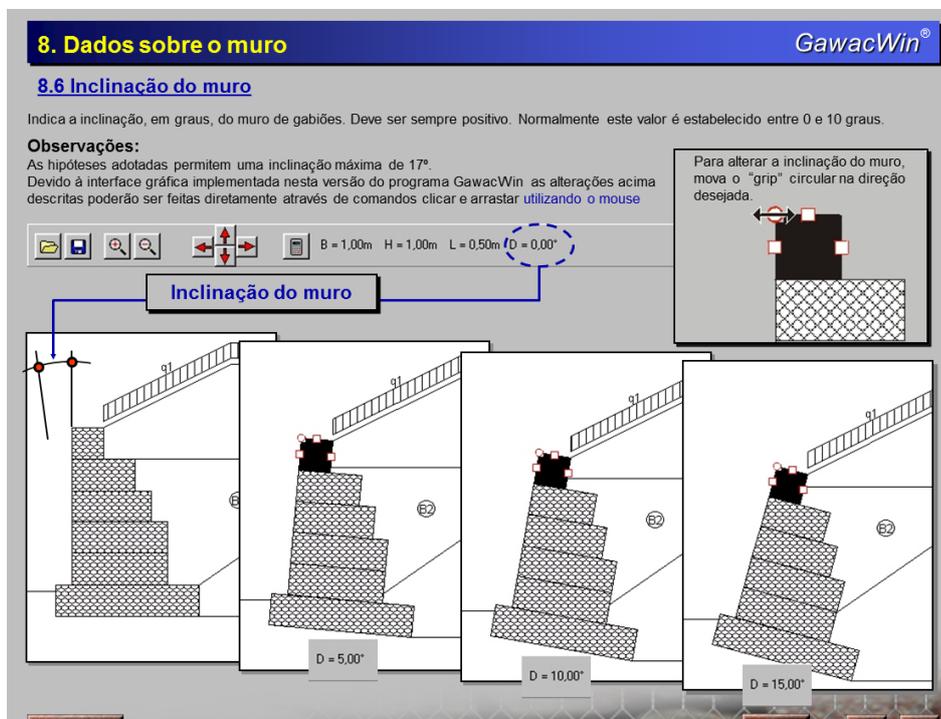
Gabiões Caixa com Diafragma				
Diafragma			Volume (m3)	Diafragmas (unid.)
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)		
1.50	1.00	0.50	0.75	-
2.00	1.00	0.50	1.00	1
3.00	1.00	0.50	1.50	2
4.00	1.00	0.50	2.00	3
5.00	1.50	0.50	3.75	4
1.50	1.00	1.00	1.50	-
2.00	1.00	1.00	2.00	1
3.00	1.00	1.00	3.00	2
4.00	1.00	1.00	4.00	3
5.00	1.50	1.00	7.50	4

Fonte: O autor (2018)

Os arames usados na feitura dos gabioes caixa são revestidos de GALMAC=Zinco/5% de alumínio- AST (856) e ABNT NBR 8964:2013, com massa mínima de 240g/m² de superfície de arame. Os arames também poderão receber um

revestimento suplementar em PVC, (ABNT NBR 10.514: 1988), obtido por extrusão e com espessura mínima de 04 m.

Figura3.18:Graus de inclinação (variáveis)



Fonte: O autor (2018)

Podendo inserir demais tipos de talude e variadas inclinações, o programa nos possibilita conhecer uma infinidade de cálculos, mais mesmo assim não configurando determinadas especificações é possível entrar em contato com a empresa e contar com um ícone de ajuda para adequar suas especificações.

4 ANÁLISES DOS RESULTADOS

A utilização dos aparatos laboratoriais, que foi a etapa de caracterização geotécnica compreendeu os ensaios de granulometria completa com peneiramento, sedimentação, limites e picnômetro e ainda os ensaios de cisalhamento direto e compactação, sendo uma parte dos ensaios realizada no Laboratório de Solos, da Doctum Caratinga e alguns realizados no Laboratório de Geotécnica – UFES, Vitória ES, com o auxílio de nosso orientador, *softwares* e equipamentos capazes de suprir toda demanda do nosso estudo.

Conforme descrito nos itens anteriores, diversas pesquisas apoiam-se na melhor caracterização de um solo através de aparatos laboratoriais.

Através da análise detalhada do solo, este trabalho busca fazer um estudo do talude, e calcular sua estabilidade através dos fatores de segurança.

Neste sentido, investigou-se o comportamento do solo sobre o talude, obtendo suas respectivas características através dos *softwares* utilizados, para dimensionamento do gabião e para a estabilidade do talude.

Nos últimos anos, pode se afirmar que o uso de *softwares* para análise e dimensionamento de vários tipos de estruturas, na engenharia civil e em diversas áreas, vem se destacando pela rapidez e praticidade. Para evitar o deslizamento de taludes naturais e artificiais foram desenvolvidas novas soluções, os muros de contenção, que existem vários como muros de arrimo, as cortinas de estacas e o de parede de diafragma.

Através de uma pesquisa exploratória de forma qualitativa e quantitativa, um estudo de caso que visa rever os parâmetros admitidos para uma contenção de um talude.

A fim de elaborar uma análise hipotética, os parâmetros obtidos do talude serão utilizados em simulações no *software* GeoStudio Slope/W® e o *software* da Maccaferri® Gawacwin. Uma base de dados consistente será registrada com situação do talude com uma altura 24 metros, 30 metros de inclinação, mantendo-se as relações de proporcionalidade de geometria em todos os casos.

Nos próximos itens deste capítulo, apresenta-se a caracterização geotécnica do solo utilizado.

4.1 Caracterização Geotécnica do material

O material retirado do local escolhido tem características argilo-arenosas, identificado de forma tátil visual, no momento que foi retirado na forma indeformada e deformada, norteado pelas regras para os ensaios necessários.

Foram realizados ensaios, para a avaliação geotécnica do solo os seguintes ensaios de caracterização:

- Granulometria completa
- Limites de Atterberg
- Densidade real dos grãos
- Cisalhamento direto
- Compactação

Nos ensaios seguiram as seguintes normas técnicas:

ABNT NBR 6457:1986 Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização

ABNT, NBR 7181:1984: Solo: análise granulométrica.

ABNT NBR 6508:1984 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica

ABNT NBR 6459: 1984 – Solo: Determinação do limite de liquidez

ABNT NBR 7180:1984 – Solo: Determinação do limite de plasticidade

4.1.1 Massa Específica dos Grãos

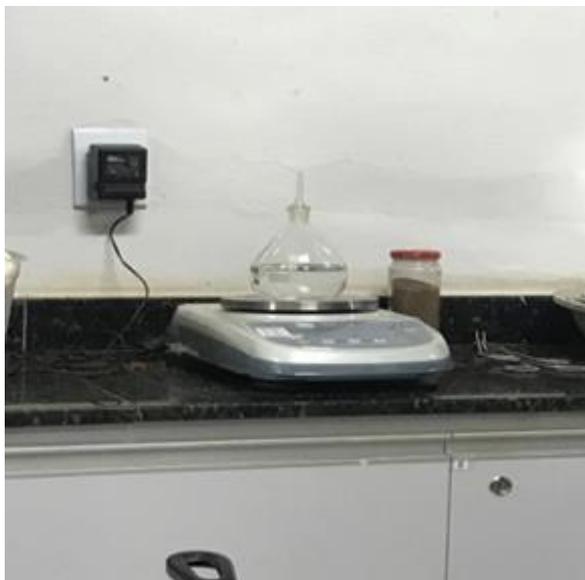
A determinação da massa específica dos grãos foi feita de acordo com norma ABNT NBR 6508/84 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica.

Chamada também de densidade relativa das partículas que constitui o solo a densidade real é a relação entre o peso específico das partículas sólidas, e o peso específico de igual volume de água a 4°C, aqui determinada pelo método do picnômetro.

Utilizando 10g de solo seco que foi colocado 24 horas antes na estufa e preparado de acordo com o método de preparação e de pesa-se o picnômetro vazio,

seco e limpo (P1); Coloca-se água destilada no picnômetro até cobrir, com excesso, a amostra.

Figura 4.1: Início do ensaio



Fonte: O autor (2018)

Figura 4.2: Inserção do solo no picnômetro



Fonte: O autor (2018)

Aquece-se o picnômetro, deixando a água ferver, pelo menos durante 15 minutos, para expulsar todo o ar existente entre as partículas do solo, agitando-se para evitar o superaquecimento.

Figura 4.3: Aquecimento do picnômetro



Fonte: O autor (2018)

A relação entre a massa de uma amostra de solo e o volume ocupado pelas suas partículas sólida, desconsiderando a porosidade, refere-se ao volume de sólidos de uma amostra de terra.

Quadro 4.1: Valores obtidos no ensaio

PESO ESPECÍFICO REAL							
Picnômetro nº		1	8	9	2	3	4
Picnômetro + água, P_1	(g)	633,70	636,60	640,90	634,20	638,5	633,9
Picnômetro + solo + água, P_2	(g)	656,10	681,20	670,70	666,40	669,5	663,9
Temperatura, T	(° C)	27	27	27	27	27	27
Becker nº		19 e 34	06 e 02	23 e 20	16 e 35	21 e 25	28 e 13
Becker + solo seco	(g)	274,25	270,76	257,13	256,96	257,24	241,76
Peso do Becker	(g)	238,79	199,89	209,89	205,84	208,17	194,15
Solo seco	(g)	35,46	70,87	47,24	51,12	49,07	47,61
Densidade da água, γ_T		0,9958	0,9958	0,9958	0,9958	0,9958	0,9958
Peso Específico Real, γ_s	(g/cm ³)	2,7038	2,6864	2,6973	2,6906	2,7041	2,6922

(Continua)

Quadro 4.1:Valores obtidos no ensaio

G_s	2,6958	2,6956
gs 1	2,6958	2,696
gs 2	2,6956	
gs 3	2,7026	
gs 4	2,6902	

Fonte: O autor(2018)

No ensaio de massa específica dos grãos o valor da massa específica foi determinado 4 vezes, para a amostra do solo. O valor final foi determinado pela média dos valores medidos, resultando em massa específica de $2,696 \text{ g/cm}^3 \pm 0,002 \text{ g/cm}^3$.

4.1.2 Ensaio de Granulometria

O ensaio foi realizado de maneira completa, envolvendo as etapas de peneiramento grosso, fino e sedimentação, visto que os solos apresentavam grãos de todas as faixas granulométricas.

Figura 4.4: Etapa de sedimentação da análise granulométrica

Fonte: O autor (2018).

Do ensaio de granulometria foram retirados os parâmetros D10 e D60 necessários para classificação das amostras segundo o Sistema Unificado de Classificação (SUC).

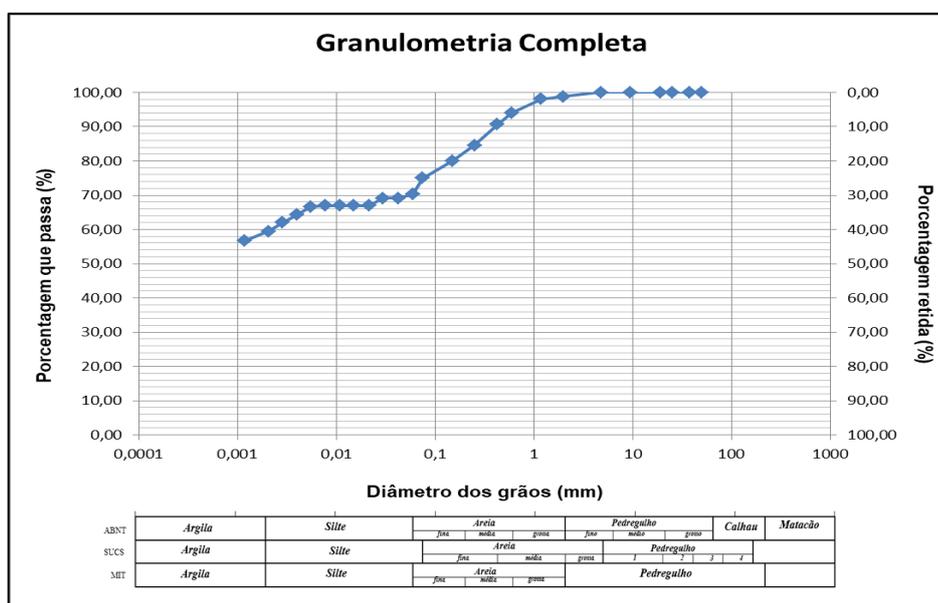
Os resultados da análise granulométrica podem ser observados na Tabela 4.1 e na Figura 4.5, o solo apresenta curva granulométrica. A amostra apresenta percentual de areia de 25,028% quantidade de argila 60%. A fração siltosa é de 14,97%.

Tabela 4.1: Porcentagens das faixas granulométricas para a amostra

	Argila	Silte	Areia			Pedregulho
Amostra	60(%)	14,97(%)	25,028(%)			0,0(%)
			Fina	Média	Grossa	
			15,65(%)	8,18(%)	1,19(%)	
AM1						

Fonte: Autor (2018)

Figura 4.5: Granulometria completa



Fonte: O autor (2018)

Utilizando o sistema unificado de classificação de solo (SUCS), o material foi classificado como uma argila de baixa plasticidade com areia CL – sendo a fração argilosa superior a 60%. Por meio do mesmo sistema, classificou-se o material como

uma areia argilosa SC, solo sedimentar com formação barreiras – sendo a fração argilosa superior a 60%, 25% de areia e 15% de silte. Foi calculado o índice de atividade das argilas, obtendo-se um valor médio igual a $0,7 \pm 0,1$. (O valor médio do diâmetro mediano dos grãos, d_{50} , é igual a 2,739g/cm).

Os registros de escorregamentos e obras, realizados pelo DNER, confirmam que a rodovia, naquela área há bastantes ocorrências de deslizamento de terra.

Argila inorgânica de baixa plasticidade e compressibilidade, siltosa e argilosa com o índice de liquidez menor que 50, o solo tem uma rigidez média e uma dilatação de rápida a lenta.

Como mais da metade do material e menor que a abertura de malha de 200, ele é classificado como granulação fina, de características não muito boas para drenagem, mais quando compactado se torna impermeável e é de trabalhabilidade regular a boa como material de construção.

Métodos de execução do ensaio são demonstrados nas figuras a seguir:

Figura 4.6: Pesagem do material para início do ensaio



Fonte: O autor (2018)

Figura4.7: Destorroamento da amostra



Fonte : O autor (2018)

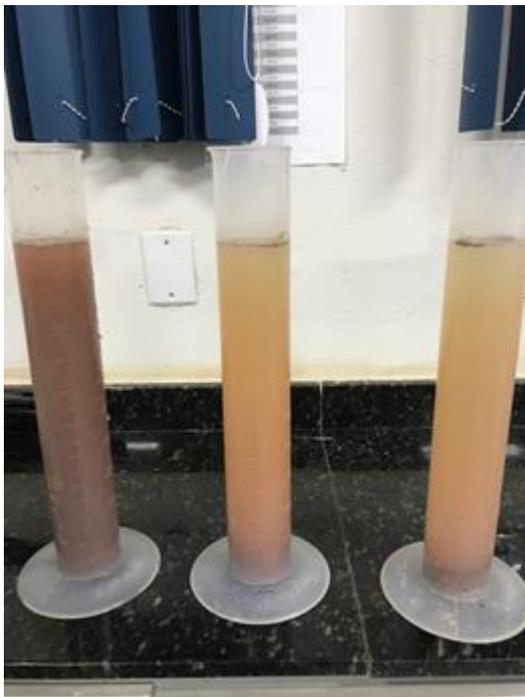
Figura4.8: Aparelho agitador mecânico de peneiras



Fonte: O autor (2018)

- Sedimentação-Execução

Figura4.9: Becker com material para encantamento.



Fonte: O autor (2018)

Figura4.10: Agitando e misturando material



Fonte: O autor (2018)

Figura4.11: Aparelho para dispersão com hélices substituíveis e copo com chicanas



Fonte: O autor (2018)

4.1.3 Limites de Atterberg

Os ensaios de Limites de Atterberg foram feitos de acordo com as normas ABNT NBR 6459/84 e ABNT NBR 7180/84.

Retira-se 10g do solo, após coloca-se o mesmo na palma da Mão e formando uma pequena bola e a leva para a placa de vidro, onde vai ser rolada sobre a mesma, devendo ter 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.

O filete que se formou não pode se fragmentar antes de alcançar três mm, volta se com a amostra para a cápsula e adicionamos mais água e repetir o processo novamente.

Quando a amostra em filete atingiu 3mm de diâmetro e 10cm de comprimento, retirou-se uma pequena amostra da parte de onde fragmentou, pesa e leva a estufa (110C) em um recipiente adequado para calcular a umidade.

Coloca-se a amostra após o seu devido prepara, depois do processo de peneiramento, estufa e pesagem e misturou-se água ate obtermos uma massa plástica.

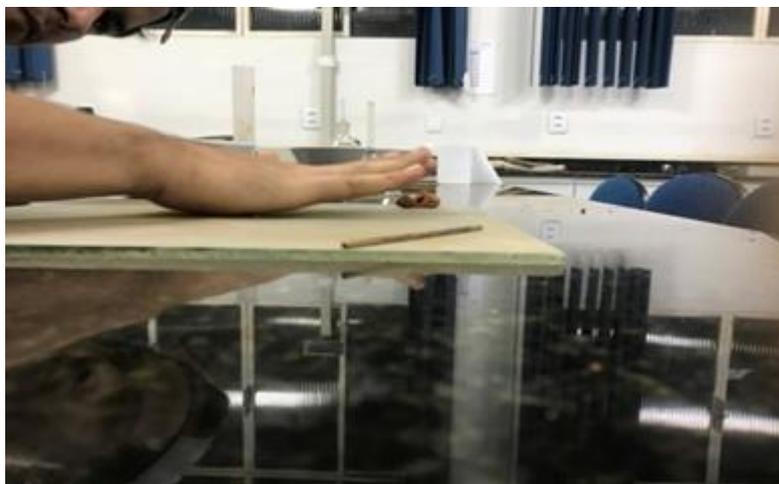
Após este processo formou-se uma pequena bola, que foi rolada sobre a placa de vidro, formando o cilindro de aproximadamente 3 mm e 10cm de comprimento.

Figura4.12: Processo de rolagem da amostra



Fonte: O autor (2018)

Figura4.13: Processo de rolagem da amostra



Fonte: O autor (2018)

Forçando seu rompimento e retirando a amostra para a estufa para se obter a determinação de sua umidade. O procedimento foi repetido por mais duas vezes.

4.1.4 Limites de Plasticidade

Após a amostra ser preparada segundo a norma, utiliza-se 65 gramas do material passado na peneira de 0,425 mm e foram acrescentados 20 cm de água

destilada, misturando o material até resultar em uma lama, como demonstra a figura a seguir:

Figura 4.14: Adição de água a amostra



Fonte: O autor (2018)

Foi transferido para a aparelhagem e moldada segundo a norma ABNT NBR 6457:1986 com 1 cm de espessura, a massa foi dividida, abrindo uma rachadura no meio, como demonstra a figura abaixo, após este procedimento iniciou-se o processo de golpeamento da concha até as bordas se unirem, retirando o material do aparelho e o levando a estufa.

Figura 4.15: Preparação da amostra para o golpeamento



Fonte: O autor (2018).

Para os limites de Atterberg, os ensaios foram realizados nos laboratórios da Doctum Caratinga e os valores do limite de liquidez médios (LL) encontrados foram iguais a $23,76\% \pm 2,4\%$. Os valores de limite de plasticidade médios (LP) encontrados foram iguais a $3,8\% \pm 0,9\%$.

Através dos valores de LL e LP foi determinado o valor do Índice de Plasticidade (IP), sendo igual a $19,96\% \pm 2,8\%$ [$IP = LL - LP$].

4.1.5 Ensaio de compactação

Após a preparação da amostra seguindo as especificações da norma, foi separado todo material pertinente ao ensaio foi dado o início do ensaio. Os ensaios de compactação foram realizados no Laboratório de Geotécnica da Doctum Caratinga, de acordo com a norma ABNT NBR 7182/86, e foram realizados os estudos em cinco amostras, para que se obtivesse seu índice médio. A execução do ensaio está demonstrada na Figura 4.16

Figura4.16: Destorroamento da amostra

Fonte: O autor (2018)

Fixou-se o molde cilíndrico à sua base, acoplou-se o cilindro complementar e o conjunto fixado em uma base rígida. Se necessário, coloca-se uma folha de papel, filtro com diâmetro igual ao do molde utilizado, de modo a evitar a que se prenda material compactado com a superfície metálica da base ou do disco espaçador.

Figura4.17: Cilindro pequeno

Fonte: O autor (2018)

Figura4.18: Cilindro pequeno

Fonte: O autor (2018)

Na bandeja metálica, com auxílio da proveta de vidro, adicionou-se água destilada, gradativamente e removendo continuamente o material, de forma a se obter o teor de umidade em torno de 5% abaixo do teor de umidade ótima presumível.

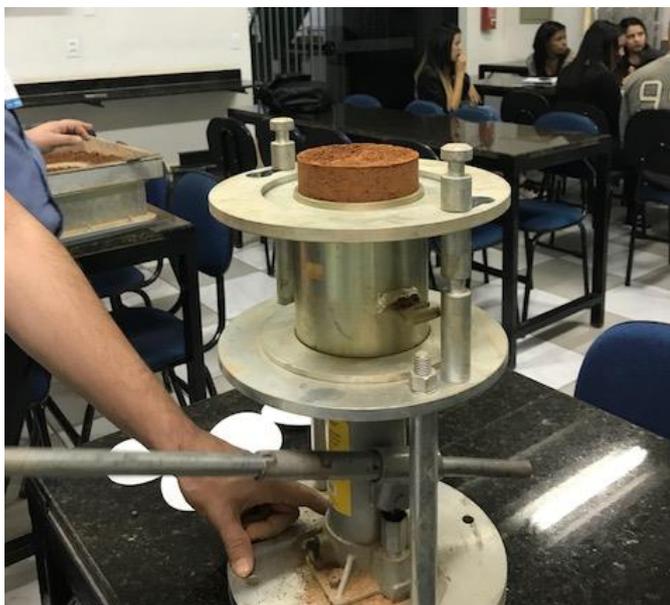
Após completa homogeneização do material, procederam-se à sua compactação, atendo-se ao soquete, número de camadas e número de golpes por camada, correspondentes à energia desejada, como especificada na norma.

Após a compactação da última camada, retirou-se o cilindro complementar depois de escarificar o material em contato com a parede do mesmo, com auxílio de espátula. Deve haver um excesso de, no máximo, 10 mm de solo compactado acima do molde que deverá ser removido e rasado com auxílio de régua biselada. Feito isso, remove-se o molde cilíndrico de sua base.

Figura4.19: Procedimento de compactação

Fonte: O autor (2018)

Após pesar o conjunto, com resolução de 1 g e por subtração do peso do molde cilíndrico, obter o peso úmido do solo compactado, P_h . Com auxílio do extrator, foi retirado o corpo-de-prova do molde e do centro do mesmo, tomada uma amostra para determinação do teor de umidade, h , de acordo com o Método de Ensaio – ME-1, da PCR.

Figura4.20: Retirada da amostra do aparelho

Fonte: O autor (2018)

Destorroado o material, com auxílio da desempenadeira e da espátula, até que passe integralmente na peneira de 4,8 mm ou na de 19 mm, respectivamente, conforme a amostra, após preparada, tenha ou não passado integralmente na peneira de 4,8 mm, foi unido o material obtido com o remanescente na bandeja e adicionado água destilada, revolvendo o material, de forma a incrementar o teor de umidade de aproximadamente 2%.

O peso específico aparente seco é dado pela fórmula:

$$\gamma_d = \frac{Ph \cdot 100}{V(100 + W)} \quad (3.4)$$

No qual,

- γ_d = peso específico aparente seco, em g/cm³;
- Ph = peso úmido do solo compactado, em g;
- V = volume útil do molde cilíndrico (interno), em cm³;
- W = teor de umidade do solo compactado em %.

Para determinação da curva de saturação de um solo, utiliza-se a Fórmula 3.5.

$$\gamma_d = \frac{S_r}{\frac{w}{\gamma_d} + \frac{S_r}{\gamma_q}} \quad (3.5)$$

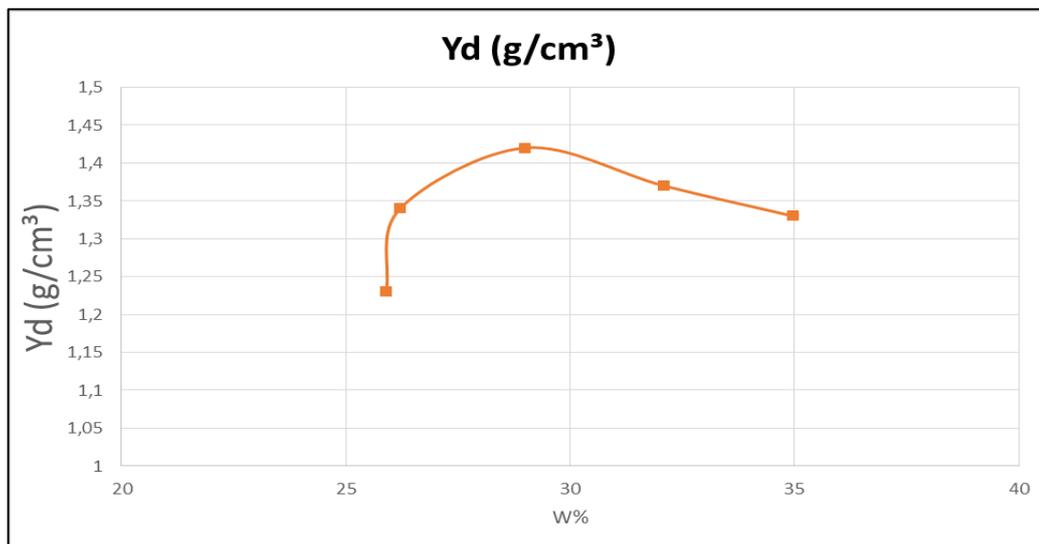
No qual,

- γ_d é o peso específico aparente seco, em g/cm³;
- S_r é o grau de saturação, considerado igual a 100%;
- w é o teor de umidade em %;
- γ_q é o peso específico dos grãos do solo, em (g/cm³).

Conforme descrito no procedimento do ensaio de cisalhamento direto, as amostras a serem cisalhadas deveriam ser previamente compactadas na umidade ótima. Com o intuito de se determinar a umidade ótima, realizou-se o ensaio de

compactação, cujos resultados serviram de base para se traçar a curva de compactação.

Figura4.21: Curva de compactação da amostra



Fonte: O autor (2018).

Dados de compactação: massa específica aparente = 14,2 g/cm³ e a umidade ótima = 28,994%.

4.1.6 Ensaio de cisalhamento direto

O corpo de prova talhado da amostra em forma quadrada, sendo a caixa de cisalhamento instalada na prensa, onde a força foi aplicada ao corpo de prova na direção perpendicular ao seu eixo.

Figura4.22: Aparelho para ensaio de cisalhamento manual

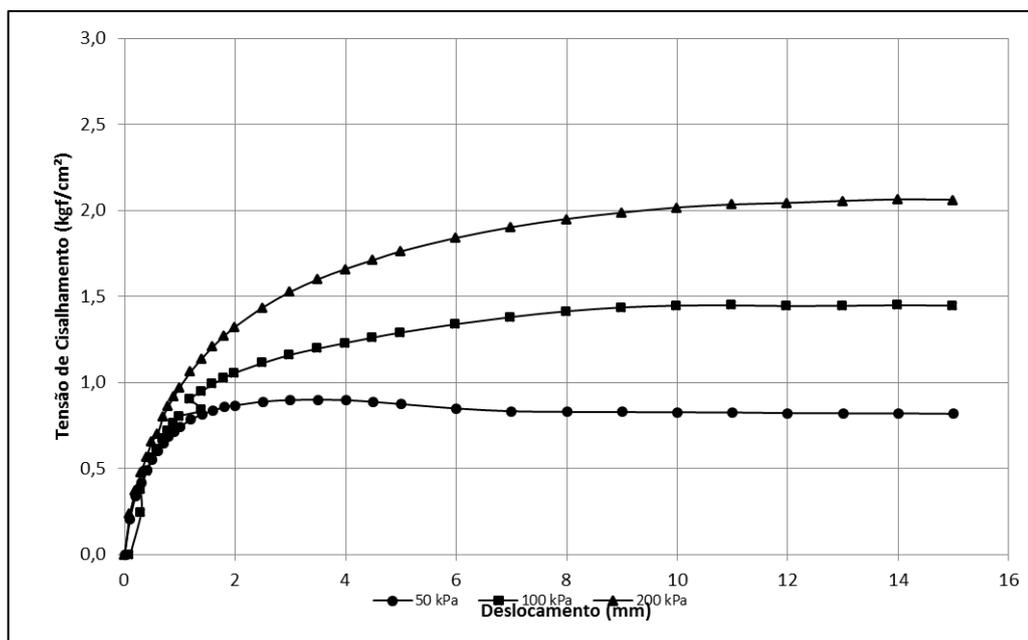


Fonte: O autor (2018)

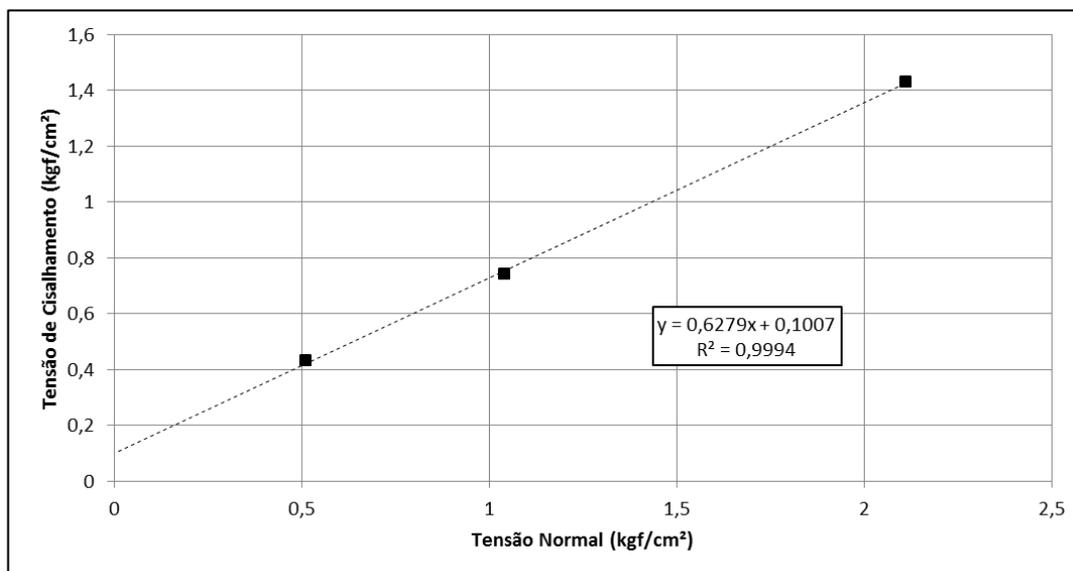
Seguindo as recomendações da norma ASTM D-3080, as amostras foram retiradas e moldadas e levadas ao laboratório da UFES-Vitoria, ES, seguindo os procedimentos normativos para se obter valores de deslocamento horizontal, tensão cisalhante e tensão normal, foram realizados os ensaios no laboratório de Solos, contando com a ajuda do assistente laboratorial fulano.

O material apresentou uma curva de tensão cisalhante com picos de resistência dificilmente precisos, levando a uma análise mais profunda do momento de ruptura efetiva.

Nessa ausência de um ponto definido, com a presença de um patamar quase constante, sendo o momento medido pela tensão apresentada no ponto de inflexão.

Figura4.23: Gráfico de tensão de cisalhamento x deslocamento

Fonte: O autor (2018)

Figura4.24:Envoltória de ruptura do solo

Fonte: O autor (2018)

As tensões cisalhantes de ruptura correspondentes são: 51 kPa, 106 kPa, 212 kPa e, que geram com ajustes a envoltória de ruptura de Mohr-Colulomb, como apresentado acima.

Com o traçado da envoltória os valores de coesão e ângulo de atrito foram obtidos como 1,0 kPa e 32,2°.

4.2 Hipótese de Análise de estabilidade

GeoStudio Slope/W®

A fim de elaborar uma análise hipotética, os parâmetros obtidos do talude foram utilizados em simulações no software GeoStudio Slope/W®. Uma base de dados consistente foi registrada com situação do talude com uma altura de aproximadamente 24 metros, e em inclinação de 45°, mantendo-se as relações de proporcionalidade de geometria em todos os casos.

Estas análises foram feitas através de métodos apresentados na revisão bibliográfica, que inclui os de Coulomb e Rankine. Para a utilização desse software, foi necessário utilizar alguns parâmetros relacionados ao muro de gabião, tais como:

Ângulo de atrito entre os gabiões - Valor Típico: 32° (Maccaferri);

Peso específico dos gabiões - Valores Típicos entre 16,8 kN/m³ e 18 kN/m³ (Maccaferri);

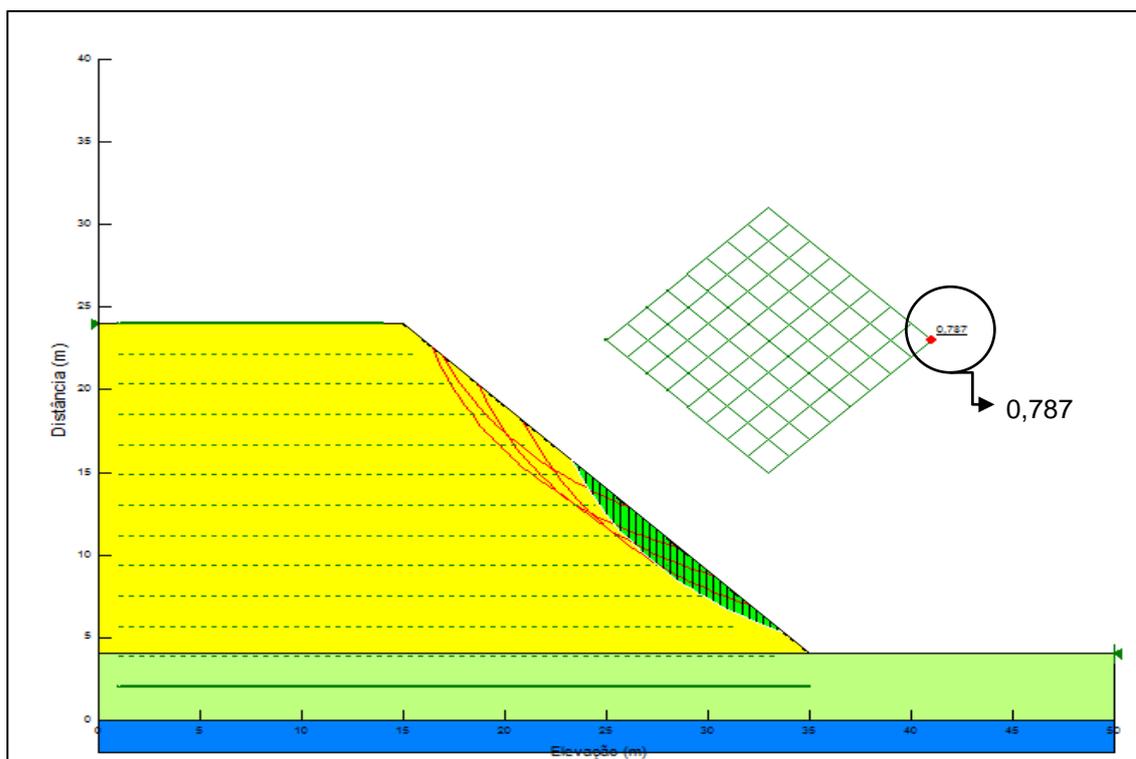
Coesão entre os gabiões (kPa) - Aproximadamente 0,208 kPa (Maccaferri);

Realizaram-se também alternâncias no dimensionamento do montante de solo acima do gabião, pois, visto que o talude tende a permanecer em processo erosivo, pode-se simular um acúmulo de solo erodido, obtendo-se então novos valores de FS para o muro de contenção e em relação a sua segurança.

Para a análise de estabilidade do talude foi utilizado parâmetros geométricos conhecidos do talude, e realizaram-se algumas alternâncias para melhoramento do mesmo de acordo com a ABNT NBR 11682:2009 (estabilidade de taludes) através da simulação de cortes, na situação natural, e em diferentes inclinações para cada altura – 3:1, 3:3 (V:H).

A Figura 4.25 mostra o talude em seu estado natural sem contenção e sem cortes.

Figura4.25: Apresentação do talude estudado ao natural.(Bishop Crítico)

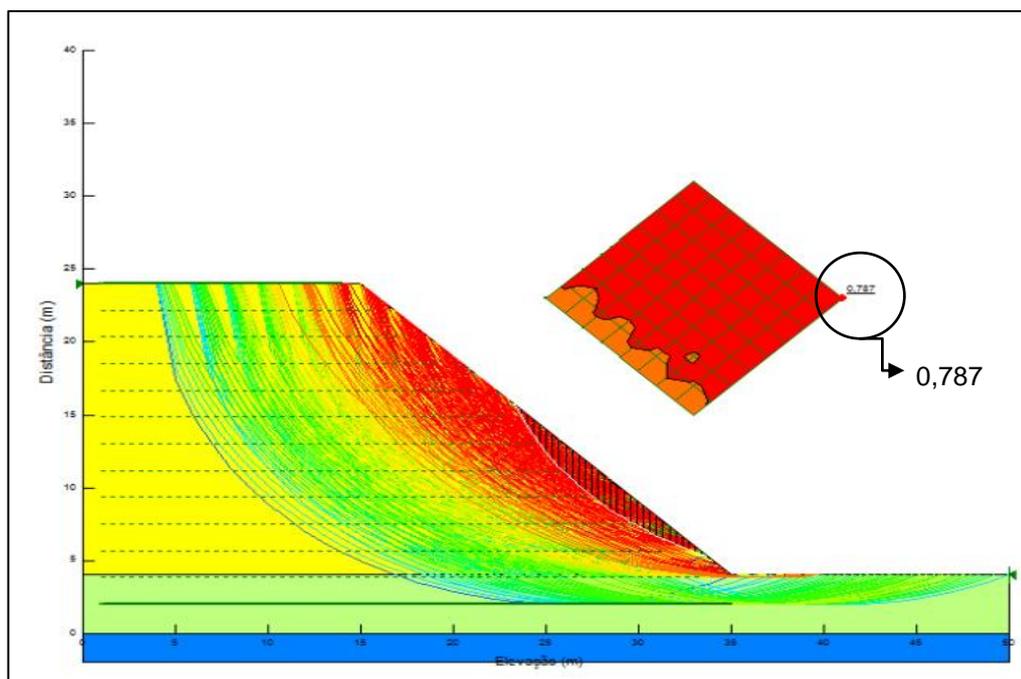


Fonte: GeoStudio 2012 (slope/w Results)

Utilizou-se o método proposto por Fellenius (1936) e BISHOP (1955), conhecido como método das fatias e resumido por Bishop simplificado, para análise de estabilidade, método este que subdivide o talude analisado em fatias, dividindo a massa acima da superfície de ruptura.

Pode-se notar a influência da inclinação e obtendo os valores de FS, tomando como base os valores mínimos, médios e máximos das variáveis estudadas, variando apenas a inclinação do talude dentro da faixa pré-estabelecida. A figura a seguir evidencia o momento crítico do talude, e a localização do ponto de ruptura. Análises pelo método de Fellenius (1936):

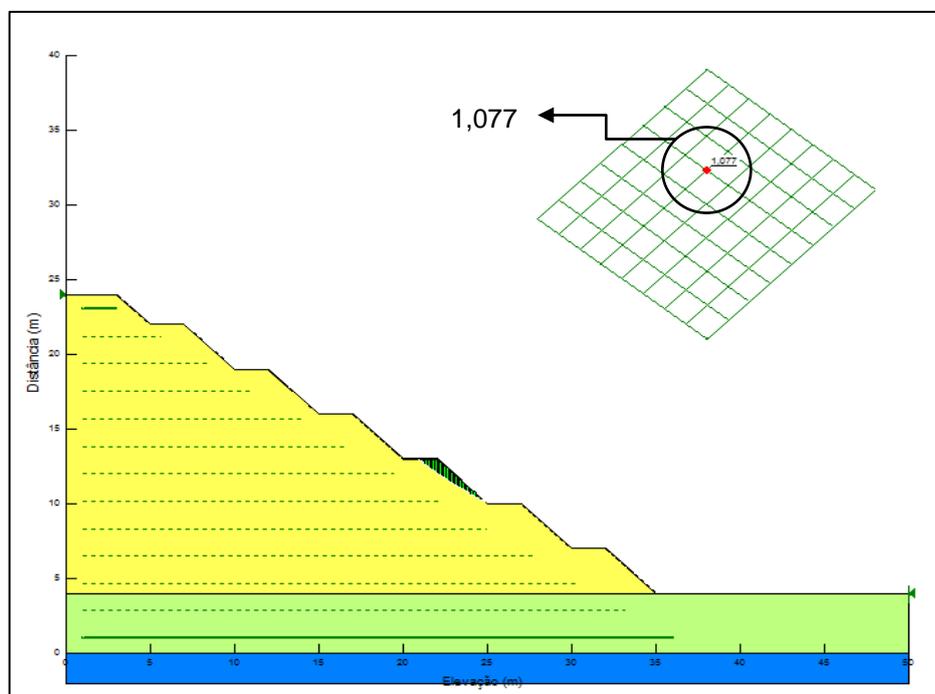
Figura4.26: Talude natural momento crítico



Fonte: GeoStudio (2012)

Usando ainda o método de Bishop, foi simulado a 45°, com medidas 3:3.

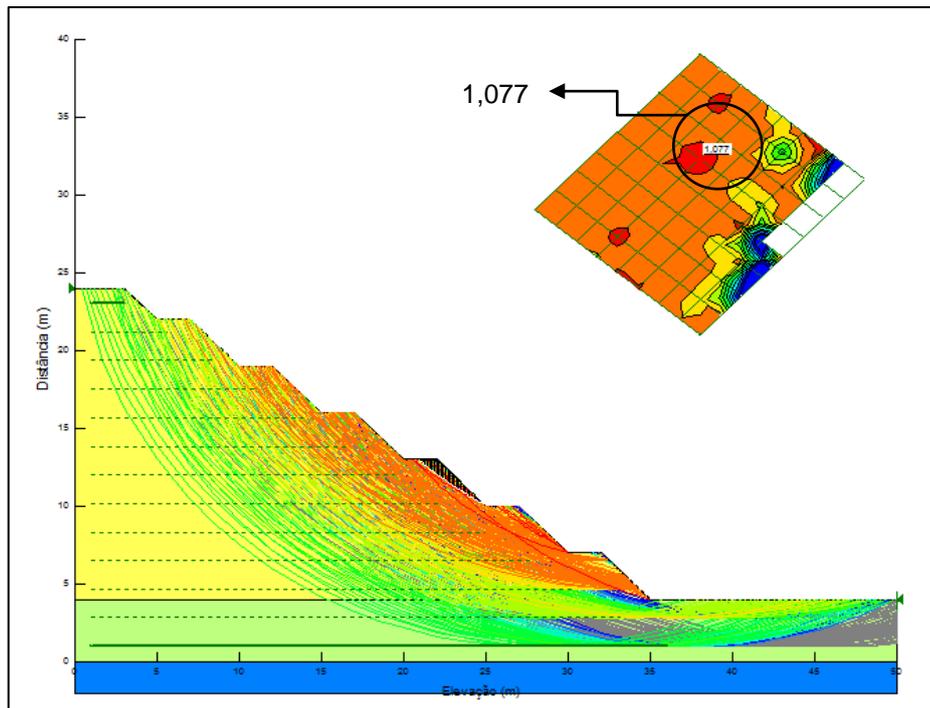
Figura4.27: Bishop aplicação corte 3 x 3



Fonte: GeoStudio (2012)

A figura a seguir define o ponto crítico do corte e seu possível ponto máximo de ruptura.

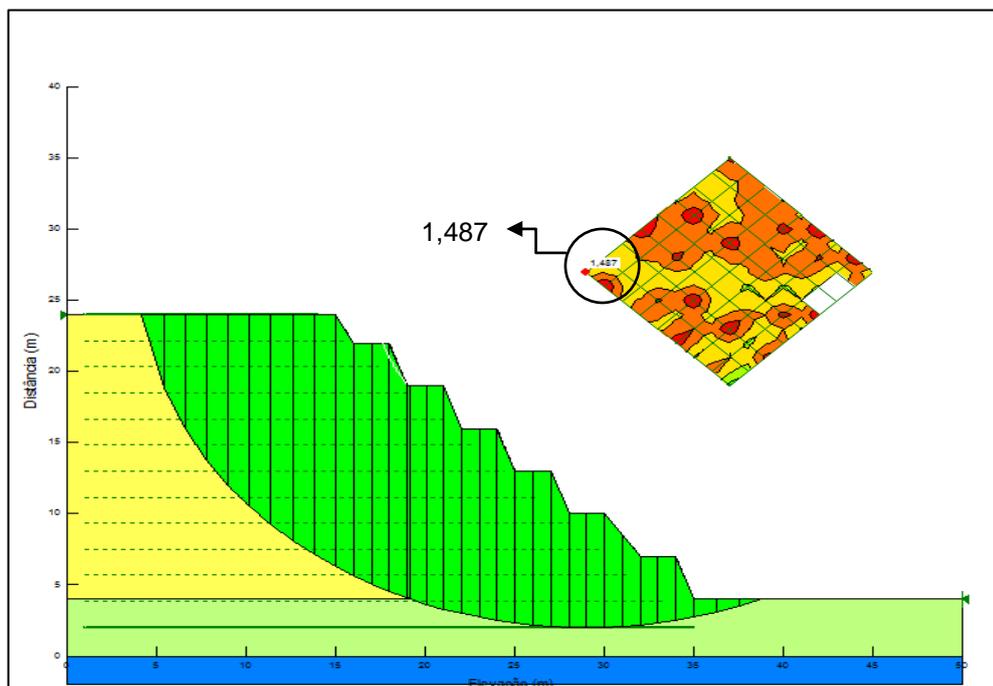
Figura4.28: Seção crítica 3 x 3 ponto crítico



Fonte: GeoStudio (2012)

Ao continuarmos as simulações de corte do talude sem contenção identificamos na figura a seguir Fellenius 3:1 crítico 72°.

Figura4.29: Fellenius 3 por 1 crítico 72°



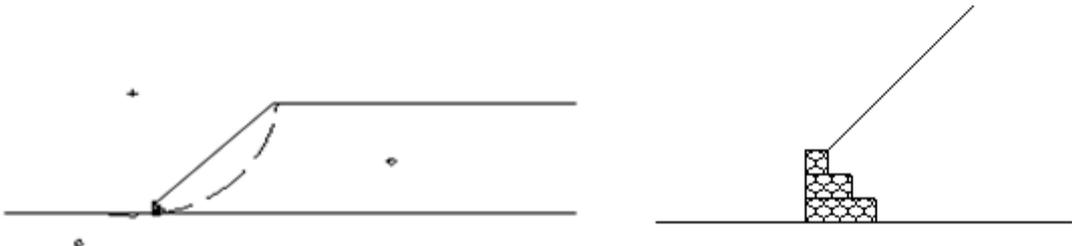
Fonte: GeoStudio (2012)

4.2.1 *Maccaferri® Gawacwin.*

Utilizando o software da Maccaferri® Gawacwin, foi dimensionado o gabião com dimensões pré-estabelecidas do talude referencia e detalhamento do solo sobre influencia no muro de gabião, para obtenção dos parâmetros dos fatores de segurança contra deslizamentos, tombamento e ruptura global.

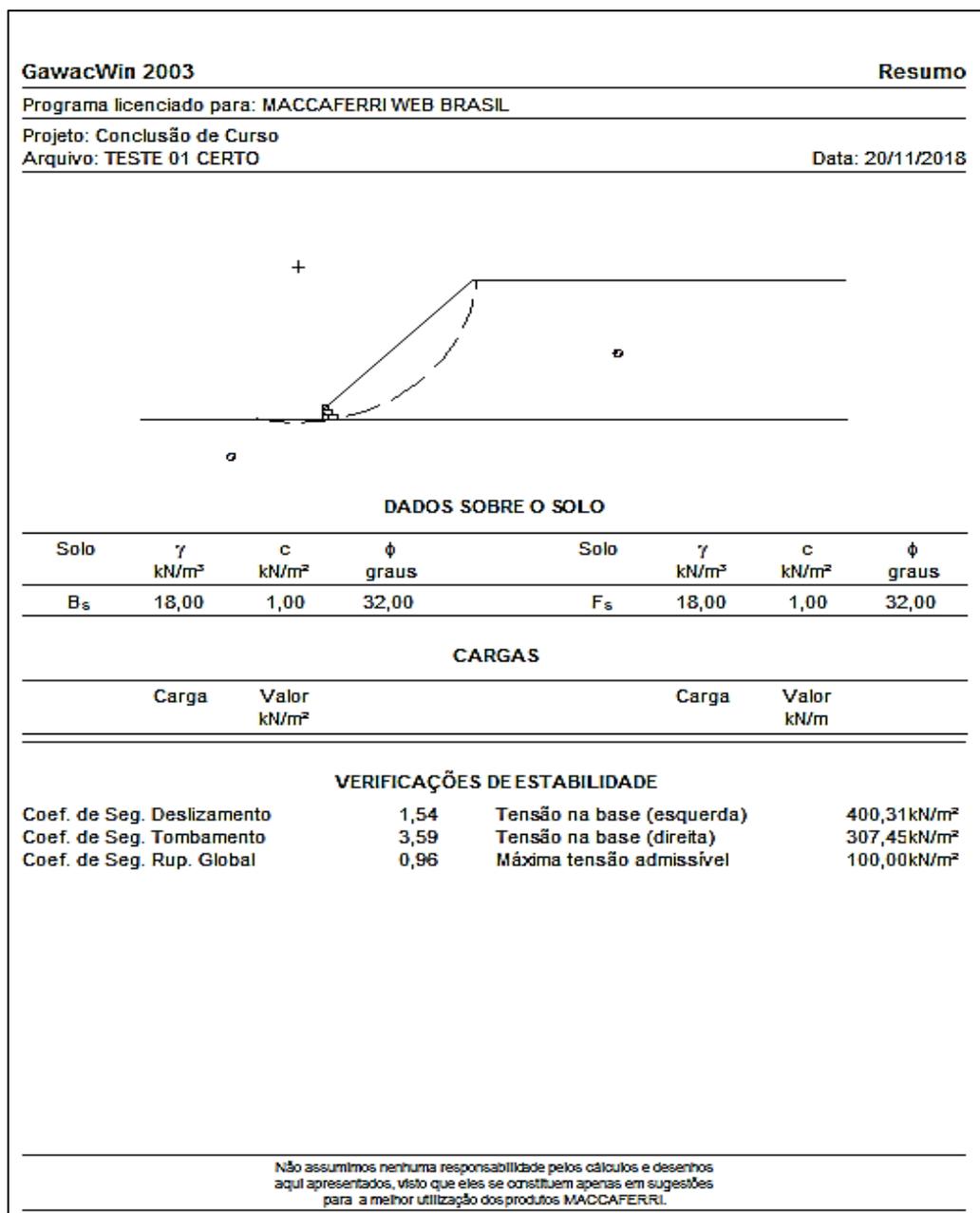
As configurações adotadas para o talude referência podem ser demonstradas a seguir no relatório, as configurações foram inseridas no programa. A imagem a seguir demonstra o relatório do gawacwin.

Figura4.30: Parâmetros do talude

GawacWin 2003		Página 1			
Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL					
Projeto: Conclusão de Curso			Data: 20/11/2018		
Arquivo: TESTE 01 CERTO					
DADOS DE ENTRADA					
Dados sobre o muro					
Inclinação do muro	: 0,00 graus	Camada	Compr.	Altura	Início
Peso específico da pedra	: 24,00 kN/m ³		m	m	m
Porosidade dos gabiões	: 25,00 %	1	3,00	1,00	-
Geotêxtil no terrapleno	: Não	2	2,00	1,00	0,00
Redução do atrito	: %	3	1,00	1,00	0,00
Geotêxtil sob a base	: Não				
Redução do atrito	: %				
Malha e diâm. do arame:	8x10, ø 2.7 mm CD				
					
Dados sobre o terrapleno					
Inclinação do 1º trecho	: 45,00 graus				
Comprimento do 1º trecho	: 28,00 m				
Inclinação do 2º trecho	: 0,00 graus				
Peso específico do solo	: 18,00 kN/m ³				
Ângulo de atrito do solo	: 32,00 graus				
Coesão do solo	: 1,00 kN/m ²				
Camadas Adicionais no Terrapleno					
Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
<small>Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.</small>					

Fonte:Gawacwin (Maccaferri).(2003)

Figura4.31: Parâmetros do talude



Fonte:Gawacwin (Maccaferri).(2003)

Os resultados das configurações do talude natural demonstram valores de FS insuficientes para indica-lo estável, tendo em vista que seu coeficiente de segurança contra ruptura global não atinge $FS > 1,5$.

Sendo:

Os resultados dos parâmetros do talude

- Coeficiente de Segurança – Deslizamento: 1,54

- Coeficiente de Segurança – Tombamento: 3,59
- Coeficiente de Ruptura Global: 0,96

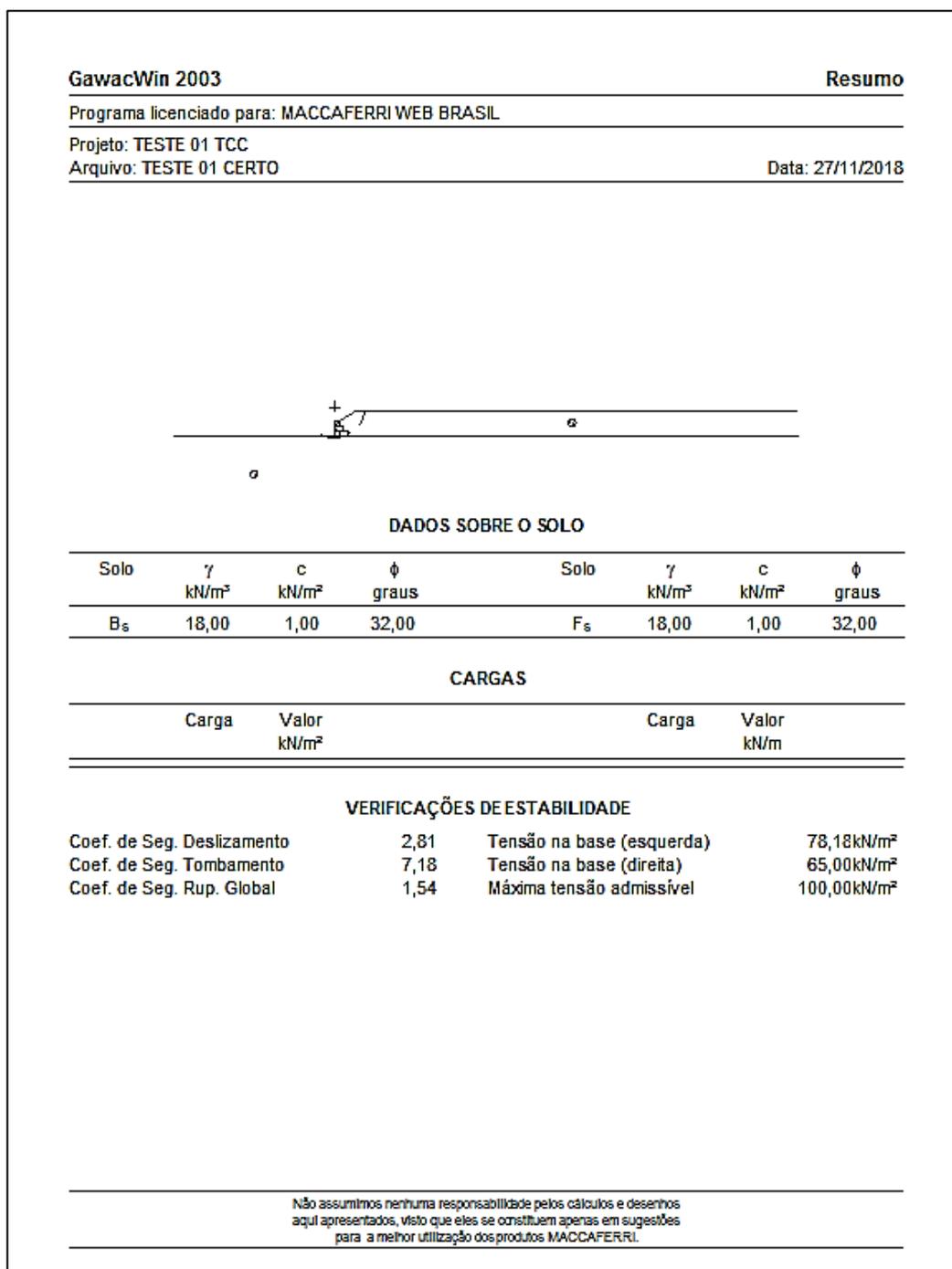
As configurações da Figura 4.32 representam o melhor momento de estabilidade em relação aos fatores de segurança, onde os parâmetros adotados foram o corte a 32° 3:2 com berma de 2 metros e a estrutura de contenção em gabião tipo-caixa.

Figura4.32: Dados da fundação

GawacWin 2003		Página 1			
Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL					
Projeto: TESTE 01 TCC		Data: 27/11/2018			
Arquivo: TESTE 01 CERTO					
DADOS DE ENTRADA					
Dados sobre o muro					
Inclinação do muro	: 0,00 graus	Camada	Compr.	Altura	Início
Peso específico da pedra	: 24,00 kN/m ³		m	m	m
Porosidade dos gabiões	: 25,00 %	1	3,00	1,00	-
Geotêxtil no terrapleno	: Não	2	2,00	1,00	0,00
Redução do atrito	: %	3	1,00	1,00	0,00
Geotêxtil sob a base	: Não				
Redução do atrito	: %				
Malha e diâm. do arame:	8x10, ø 2.7 mm CD				
Dados sobre o terrapleno					
Inclinação do 1º trecho	: 32,00 graus				
Comprimento do 1º trecho	: 3,50 m				
Inclinação do 2º trecho	: 0,00 graus				
Peso específico do solo	: 18,00 kN/m ³				
Ângulo de atrito do solo	: 32,00 graus				
Coesão do solo	: 1,00 kN/m ²				
Camadas Adicionais no Terrapleno					
Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
<small>Não assumimos nenhuma responsabilidade pelos cálculos e desenhos aqui apresentados, visto que eles se constituem apenas em sugestões para a melhor utilização dos produtos MACCAFERRI.</small>					

Fonte: Gawacwin (Maccaferri).(2003)

Figura 4.33: Resultados das análises



Fonte: Gawacwin (Maccaferri).(2003)

Resultados das análises:

Os resultados obtidos através da utilização do software Gawacwin, com base nas configurações inseridas da contenção e corte, obtiveram os fatores de segurança expressos na figura 4.32. Valores estes de FS que satisfazem a condição de estabilidade do talude e da contenção, sendo eles >1,5.

No qual,

Coeficiente de Segurança – Deslizamento: 2,81

Coeficiente de Segurança – Tombamento: 7,18

Coeficiente de Ruptura Global: 1,54

Analisando apenas a variação da inclinação, conforme as figuras acima, mediante aos valores mínimos, médios e máximos das demais variáveis, observa-se também o aumento dos resultados de FS para os métodos de cortes estudados com a modificação da inclinação do corte do talude.

4.3 Quanto à forma de contenção

Ao analisar todas as informações expostas acima, observam-se os fatores de segurança, para os critérios verificados, são os mais próximos do limite. Sendo assim, esta é a condição estudada mais eficaz. É válido ressaltar que neste estudo foram analisadas apenas três situações pré-determinadas, podendo ser este gabião ainda mais testado através de novas disposições e dimensões no corte do talude.

Existem muitas variáveis que envolvem o processo de ruptura do solo. Pouco ainda se conhece sobre a representatividade das grandezas hidráulicas ou geotécnicas no processo erosivo do mesmo. Ademais, as correlações entre estas grandezas e a taxa de erosão do solo ainda são incipientes.

Evidenciou-se a importância e a necessidade de se contenção de um talude, através dos meios apresentados. No entanto, é importante que outros critérios sejam analisados para a determinação da melhor estrutura a ser adotada na encosta em questão. Além da viabilidade econômica, devem ser considerados ainda fatores técnicos e ambientais como: rapidez e facilidade de execução, disponibilidade de mão de obra especializada.

O sistema de execução do muro de gabião, quando comparado com outros tipos de contenção, requer menos etapas; basta montar as telas metálicas e preenche-las com as pedras. Os muros de concretos precisam de fôrma, concretagem e colocação das pedras de mão, tendo ainda que se esperar a cura do concreto. O gabião depois de montado já está pronto para o serviço de aterro.

Já o muro de concreto, depois de curado e tendo atingido a resistência necessária, permite um aterramento mais rápido e intensivo. Ainda assim, o tempo

de execução do muro de concreto é bem maior do que o tempo para a execução do muro de gabião.

Como citado neste trabalho, o muro de gabião é uma estrutura prática que pode ser construída com ou sem equipamento mecânico, não exigindo mão de obra especializada para sua construção.

Entretanto, o muro de concreto requer maiores cuidados no que diz respeito à sua execução, como na confecção de fôrmas, execução do cimbramento e concretagem, exigindo ainda que se tenha uma central de concreto próxima à obra, o que neste caso é praticamente inviável já que a localização da encosta é em zona rural e o volume demandado de concreto é baixo para que se tenha uma infraestrutura deste porte.

A estrutura do muro de gabião permite uma grande interação com o meio ambiente, permitindo o crescimento de plantas e gramíneas em sua superfície. Este fato pode contribuir para a amenização do processo erosivo em que se encontra a encosta em questão.

Não obstante, quando é analisada a viabilidade técnica, financeira e ambiental, o muro de gabião se mostra mais adequado. Portanto, é válido ressaltar que embora os custos relativos a alguns tipos de obra sejam determinantes para a escolha da contenção a utilizar, outros critérios técnicos também são relevantes, e podem inviabilizar alguns desses tipos.

Fatores como: rapidez e facilidade de execução, disponibilidade de recursos e mão de obra, flexibilidade e acomodação da estrutura, permeabilidade e sustentabilidade são de suma importância para a determinação do melhor tipo de estrutura a ser adotado para uma obra de recuperação ambiental.

Em suma, nota-se a grande importância da correta realização dos ensaios de caracterização e obtenção de parâmetros de resistência e deformação para o dimensionamento de estruturas de contenção. Pois, uma vez definidos erroneamente tais parâmetros, a estrutura dimensionada não representará a real situação analisada, podendo colocar em risco a própria estrutura, estradas, seres humanos e edificações ao redor.

5 CONCLUSÃO

Através dos ensaios realizados em laboratório, juntamente das análises computacionais, é permitido concluir que:

- Observa-se que o talude em estado natural encontra-se na iminência de sua ruptura, com fator de segurança obtido igual a 0,79, aproximadamente, desrespeitando as diretrizes da norma NBR 11682/2009 para zonas urbanas;
- A estabilização do talude apenas com corte não se mostrou satisfatória, pois foi observada ruptura local ao longo das bermas de seus patamares;
- A solução composta entre o corte e contenção se mostrou eficiente, pois o fator de segurança alcançado igual a 1,54 obedece às diretrizes da norma NBR11682/2009 para zonas urbanas, como os fatores de segurança do muro, tanto para o deslizamento, como para o tombamento também foram atendidos, com valores iguais a 2,81 e 7,18, respectivamente;
- Através de visita técnica *in loco*, foi observada a ruptura do maciço ao longo de sua face, com deslocamento excessivo do muro pré-existente, justificando, por sua vez, a estabilização do maciço;

Conclui-se, portanto, que a solução viável para a estabilização do talude em estudo é o corte com 32° juntamente da contenção em gabião tipo-caixa, ao longo dos patamares de cada berma.

Ao final deste trabalho, ficaram evidentes a importância e a relevância do conhecimento geotécnico do solo e do seu comportamento. O ponto de colapso de um solo será a composição das características geotécnicas do material e as condições naturais em que estará sendo solicitado pelo meio.

REFERÊNCIAS

AMERICAN STANDARDS FOR TESTING MATERIALS. *ASTM 3080. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions*. West Conshohocken, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6457. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6459. Determinação do limite de liquidez*. São Paulo, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7180. Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7181. Análise granulométrica*. São Paulo, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7182. Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1986b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9604. Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8964. Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção*. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 10514. Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões – Especificação*. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11682. Estabilidade de talude*. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12023. Solo-cimento - Ensaio de compactação - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12957-1*. Geossintéticos: determinação das características de atrito. Rio de Janeiro, 2013.

ALMEIDA, C., DUARTE, A. *Proposta para estabilização de talude na rodovia br-230, km 19*. 2016. 102 p. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal da Paraíba - Centro de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil. João Pessoa. 2016.

CENTRO NACIONAL DEMONITORAMENTO E ALERTAS DE DESASTRES NATURAIS (CEMADEN). *Movimento de Massa*. São Paulo.

CONSELHO FEDERAL DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E AGRONOMIA. *Resolução 1010*. Brasília, 2013.

BISHOP, A. W., The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes, *Geotechnique*, 1955, vol. 5, n.1, pp. 7-17.

DALDEGAN, E. *Muro de Arrimo: Tipos de muro e cuidados essenciais*. Disponível em: <https://www.engenhariaconcreta.com/muro-de-arrimo-tipos-de-muro-e-cuidados-essenciais/> 14 de agosto de 2018.

DAS, Braja M. et al. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2011. 610 p.

BISHOP, A. W. *Performance of Analysis Methods of Slope Stability for Different Geotechnical Classes Soil on Earth Dams*. Vol.36, n.6, p.1027-1036

DAS, Braja M, KHALED , S. *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*.6 São Paulo: Cengage Learning, 2014. 610p.

FIORI, A.P.; CARMIGNANI, L. *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas - aplicações na estabilidade de taludes*. 3ª ed. Curitiba: Oficina de Textos/UFPR, 2011. 602 P.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO (GEO-RIO). *Manual Técnico de Encostas*. Rio de Janeiro. 2014.

GERSCOVICH, D. M. S. *Estabilidade de taludes com exercícios resolvidos*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.

GERSCOVICH, D., DANZIGER, B. R., SARAMAGO, R. *Contenções: Teoria e aplicações em obras*. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2016. 240 p.

GEO-SLOPE. *Stability Modeling with SLOPE/W*. Calgary: GEO-SLOPE International Ltd, 2013.

GOOGLE EARTH. Disponível em: <<https://www.google.com/earth/>> Acesso em 18 Ago. 2018.

GURGEL, J. G. *Origem e formação dos solos*. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/johngurgel/disciplinas/2.2051.1v-mecanica-dos-solos-1/apostila%20de%20solos.pdf>> 26 de setembro de 2018.

INFANTI, J.N.; FORNASARI, F.N. *Processos de dinâmica superficial*. Geologia de engenharia. São Paulo: ABGE, 1998. pág 131-152.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. *Craig Mecânica dos Solos*. 8ª ed. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2014. 440p.

LACERDA, W. A., DINIZ, V. M. C. *Estabilidade em três dimensões de uma língua coluvionar infinita e estreita confinada em solo residual*. In: Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 2001, Rio de Janeiro. v. 1, p. 363-372.

MASSAD, F., *Obras de terra: curso básico de geotécnica*. 2ª ed. São Paulo: Editora Oficina de textos, 2003. 123p.

MACCAFERRI. Disponível em: <<https://www.maccaferri.com/br/>> Acesso em: 22 de novembro de 2018.

MARANGON, M. *Tópicos de geotecnia e obras de terra*. 2006. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid04EstabilidadeTaludes01.pdf> Acesso em : 16 Mai. 2018.

MONTGOMERY, C.W. *Environmental geology*. 3ª ed. Dubuque: Wm. C. Brown Publishers, 1992. 465p.

SCOZ, V., *Estudo da estabilidade e dimensionamento de um talude em solo*. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil. Florianópolis. 2002.

VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. 1 ed. São Paulo: McGraw Hill do Brasil Ltda. 1974.