



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciência

Faculdade de Engenharia

Carlos Alberto Ribeiro Junior

Análise numérica de escorregamentos em encostas

Rio de Janeiro

2011

Carlos Alberto Ribeiro Junior

Análise numérica de escorregamento em encostas



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Denise Maria Soares Gerscovich

Rio de Janeiro

2011

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

R484 Ribeiro Junior, Carlos Alberto.
Análise numérica de escorregamento em encostas / Carlos Alberto
Ribeiro Junior. – 2011.
128f.

Orientador: Denise Maria Soares Gerscovich
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro,
Faculdade de Engenharia.
Anexos e Apêndices: 127-137

1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade de taludes – Dissertação. 3.
Método dos elementos finitos – Dissertação. 4. Deslizamento de terras
– Dissertação. 5. Solos não saturados – Dissertação. I. Gerscovich,
Denise Maria Soares. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III.
Titulo

CDU 624:519.62

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Carlos Alberto Ribeiro Junior

Análise numérica de escorregamento em encostas

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 19 de dezembro de 2011.

Banca Examinadora:

Prof.^a Dr.^a Denise Maria Soares Gerscovich (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Robson Palhas Saramago
Universidade Federal Fluminense - UFF

Rio de Janeiro

2011

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a todos que acreditaram em mim, que me ajudaram de uma forma ou de outra a construir cada parágrafo, seja por motivação ou por uma simples questão de desafio.

Dedico este trabalho ao meu pai, Carlos Alberto Ribeiro. O verdadeiro mestre.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por estar sempre presente em minha vida.

À minha esposa Christiane Delart e minha filha Julia, que conviveram com a abstinência de marido e pai por muitas noites e finais de semana e, ainda assim sempre me apoiaram.

Aos amigos que nas horas de quase surto davam uma força vital. (Marcelo Vycas, Caroline Mansur, Daniele Arpino, Leonardo Marques, Paulo Vitor, Alexandre Schuler, Thiago Pereira, Marcia Gifoni, Tatiana, Fabiane Rebelo, Luiz Antonio, Cinthia Jacoby, Nelcir Calile, Carlos Mufarrej, Paulo Atem).

À minha orientadora, Denise, pelos desafios, desenvolvimento e aprendizado.

Aos professores do PGECIV, Denise, Ana Cristina, Marcus Pacheco e Bernadete. Pelos conhecimentos divididos e valiosos ensinamentos.

À Shirlei Barros, pela força, ajuda e paciência.

À professora e amiga, Ana Cristina, pela oportunidade, ajuda e conselhos.

Aos mestres que encontrei em minha vida profissional e acadêmica e, que me ajudaram a chegar aqui, (Prof. Guedes, Prof. Monteiro, Helio Vronsky)

À minha família, minha mãe Alzira Souza Ribeiro e meu pai Carlos Alberto Ribeiro. Meus irmãos Cristian Bernard e Cristiane, que formam a minha base.

RESUMO

RIBEIRO, Carlos Alberto Junior. *Análise numérica de escorregamento em encostas*. Rio de Janeiro, 2011. 129 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2011.

O perfeito entendimento de deslizamentos de terra tem sido objeto de grande interesse na engenharia geotécnica há muitos anos. Encostas naturais representam um desafio constante para os engenheiros, mais do que os taludes artificiais. Não é incomum que os escorregamentos causem perdas de vidas humanas e também danos materiais. As informações obtidas a partir de retro-análise de casos históricos, têm servido como uma ferramenta valiosa para a compreensão da estabilidade de taludes. Vale a pena notar que o primeiro método de cálculo de estabilidade de taludes, usando divisão de fatia, foi desenvolvido após um acidente na Noruega. Métodos de estabilidade por Equilíbrio Limite, desenvolvidos no século passado são atualmente utilizados na prática da engenharia. Apesar de suas deficiências, eles provaram ser confiáveis na determinação do Fator de Segurança. A geometria 2D e a abordagem completa da condição saturada são provavelmente as questões mais relevantes dos métodos atuais. A condição do solo não saturado está geralmente presente em taludes naturais e os métodos ignoram a influência da sucção do solo sobre a estabilidade do talude. O desenvolvimento de computadores no meio do século passado, tornaram os cálculos Equilíbrio Limite fáceis de serem executados. Por outro lado, eles não podem explicar a natureza do problema ou prever o comportamento do solo antes da ruptura. A década de 1960 marcou o início do desenvolvimento de programas de computador baseados em métodos numéricos que, entre outros, destaca-se, em geotecnia, a aplicação dos métodos de Elementos Finitos (FEM). Este método é ideal para muitos fins, uma vez que permite a simulação da sequência de construção e também a incorporação de diferentes modelos constitutivos. Este trabalho mostra a influência da sucção sobre a estabilidade de encostas naturais. Uma retroanálise de um escorregamento no Morro dos Cabritos, no Rio de Janeiro, foi feita através de um programa de análise de tensão (Plaxis 2D). Os resultados foram comparados com o FS obtido por programa de Equilíbrio Limite (Slide v5). O efeito de sucção do solo foi incorporada nas análises, através de sua influência sobre os parâmetros de resistência do solo e por diferentes possibilidades de infiltração de água na encosta. Este caso histórico foi estudado anteriormente por Gerscovich (1994), que na época, fez análise de fluxo e estabilidade utilizando uma abordagem de Equilíbrio Limite 3D. Os resultados mostraram boa concordância entre a análise de Elementos Finitos e a simulação de Equilíbrio Limite, sem a presença de nível de água. Os resultados confirmaram que foi necessário haver pressões positivas para explicar a ruptura do talude.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes; Encostas naturais; Solos não saturados; Métodos de elementos finitos; Equilíbrio limite.

ABSTRACT

The perfect understanding of landslides has been object of great interest in geotechnical engineering for many years. Natural slopes represent a constant challenge to engineers, more than artificial slopes. It's not unusual that landslides cause losses of human lives and also material damages. The information obtained from back-analysis of case histories, have served as a valuable tool in the understanding of slope stability. It is worthwhile to notice that the first method of slope stability calculation, using slice division, was developed after an accident in Norway. Limit Equilibrium stability methods, developed in the past century are currently used in engineering practice. Despite their shortcomings, they proved to be reliable in determining the Factor of Safety. The 2D geometry and the complete saturated condition approach are probably the most relevant issues of the current methods. The unsaturated soil condition is usually present in natural slopes and the methods disregard the influence of soil suction on the slope stability. The development of computers in the middle of the last century, have made the Limit Equilibrium calculations easy to be performed. On the other hand, they cannot explain the nature of the problem or predict soil behavior before failure. The 1960s marked the beginning of the development of computer programs based on numerical methods which, among others, highlighted the application of the Finite Element Methods (FEM) in geotechnics. This method is ideal for many purposes, since it allows the simulation of construction sequence and also the incorporation of different constitutive models. This work shows the influence of suction on the stability of natural slopes. A back analysis of the landslide of the Morro dos Cabritos, in Rio de Janeiro, was done using a stress analysis program (Plaxis 2D). The results were compared with the FS obtained by limit equilibrium program (Slide v5). The effect of soil suction was incorporated in the analyses, through its influence on the strength parameters of soil and by different possibilities of water infiltration into the hillside. This case history was previously studied by Gerscovich (1994), who at that time analyzed flow and stability using 3D limit equilibrium approach. The results showed good agreement between the finite element analysis and limit equilibrium simulations without the presence of water level. The results confirmed that positive pore pressures were required to explain slope failure.

Keywords: Slope stability; Natural hillsides; Unsaturated soils; 3D analysis; Finite element method; Limit equilibrium.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Característica de um talude, (Norma ABNT).....	18
Figura 2	Formas de taludes e influência nas águas superficiais - (Gerscovich, 2008).....	19
Figura 3	Esquema de métodos de cálculo de estabilidade por Equilíbrio Limite.....	30
Figura 4	Modelo de análise de talude adotado por (Chen & Chameau, 1982)....	34
Figura 5	Secção transversal de modelo de análise de estabilidade de talude em 3D proposto por Chen & Chameau (1982).....	35
Figura 6	Relação F_3/F_2 para ensaio em talude 2,5/1, $R_u = 0$ - (Chen & Chameau, 1982).	36
Figura 7	Superfícies críticas obtidas ($r_u=0$)– (Chen &Chameau, 1982).....	37
Figura 8	Relação F_3/F_2 para variação de ângulos de inclinação em talude com $l_c/h=0,5$; coesão = 28,7 KPa e $\phi' = 15^\circ$ – (Chen & Chameau, 1982)	37
Figura 9	Talude em 3D com parte central cilíndrica e extremidades curvas – (Hutchinson, 1988).....	38
Figura 10	Relação entre F_3 e F_2 para diversas extremidades e variação de L – (Hutchinson et al, 1988)	39
Figura 11	Gráfico de distribuição de casos ruptura, por comprimento e ângulo do talude . – (Hutchinson et al, 1988).....	40
Figura 12	Diagrama de corpo livre de coluna – Hungr (1987).....	41
Figura 13	Lamela tridimensional proposta por (Wolle, 1990) para análise de taludes infinitos.	43
Figura 14	Variação de FS e tensões σ e τ ao longo do talude – (Chen & Chameau, 1982)	46
Figura 15	Comportamento da variação do FS para solos coesivos e solos com alto valor de ângulo de atrito.	47
Figura 16	Modelo de análise para avaliação da interferência das laterais no FS – (Griffiths & Marquez, 2007).....	48
Figura 17	Relação do FS com a variação da inclinação das laterais – Alteração do comprimento do pé do talude (Griffiths & Marquez, 2007)	49

Figura 18	Relação do FS com a variação da inclinação das laterais – Alteração do comprimento da crista do talude (Griffiths & Marquez, 2007)	49
Figura 19	Fases de solos saturados e solos não saturados (Fredlund & Rahajo, 1993)	51
Figura 20	Envoltória de resistência em solos não saturados.	52
Figura 21	Raio mínimo e máximo na pesquisa da superfície crítica.	60
Figura 22	Modelo bidimensional utilizado para análise paramétrica (Griffiths & Marquez, 2007)	62
Figura 23	Pontos de plastificação em modelo de análise adotado.....	64
Figura 24	Modelo modificado de Griffiths & Marquez, (2007).	64
Figura 25	Localização e forma da superfície de ruptura em análise por MEF (Plaxis, 2007)	65
Figura 26	Análise por Equilíbrio Limite de modelo apresentado por Griffiths & Marquez– Slide V.5	65
Figura 27	Comparação entre níveis de refinamento de malha de Elementos Finitos.....	66
Figura 28	Localização dos pontos de tensão selecionados para avaliação da trajetória de tensões.....	68
Figura 29	Gráfico p x q – simulação do modelo da figura 27.	68
Figura 30	Mapa com a localização das encostas onde ocorreram os escorregamentos do Morro dos Cabritos e Cactáreo.....	71
Figura 31	Escorregamento no Morro dos Cabritos novembro de 1988 Gerscovich, (1994)	72
Figura 32	Mapa com localização de planos para perfil geotécnico e instrumentação (Gerscovich, 1994)	73
Figura 33	Regiões de mesma sucção após Análise de fluxo com sucção inicial de 0 a -20kPa (Gerscovich 1994).....	74
Figura 34	Distribuição de umidade com a profundidade (Gerscovich, 1994)	75
Figura 35	Curva característica do solo na região vizinha ao escorregamento (Gerscovich, 1994)	75
Figura 36	Envoltória de resistência adotada por Gerscovich (1994)	76
Figura 37	Modelo do Morro dos Cabritos - Lagoa.....	79
Figura 38	Faixas de valores de coesão determinadas a partir dos níveis de sucção encontrados nas simulações de Gerscovich (1994)	80

Figura 39	Superfície potencial de ruptura do cenário 1 - FS=1,19 (Plaxis V8).....	80
Figura 40	Superfícies potenciais de ruptura do cenário 1– Bishop –FS=1,23; M&P FS=1,23 (Slide V5)	81
Figura 41	Cenário 2, modelo com diferentes níveis de resistência em função da sucção obtida na simulação de fluxo com sucção inicial variando de 0 a -20kPa, realizada por Gerscovich (2004).	82
Figura 42	Detalhe da superfície potencial de ruptura do cenário 2 FS=1,12 (Plaxis V8).....	82
Figura 43	Superfície potencial de ruptura do cenário 2 – Bishop –FS=1,21; M&P FS=1,20 (Slide V5)	83
Figura 44	Detalhe da superfície de ruptura do cenário 3 - FS=0,88 (Plaxis V8) ..	84
Figura 45	Superfície de ruptura do cenário 3 – Bishop –FS=0,69; M&P FS=0,71 (Slide V5)	85
Figura 46	Detalhe da superfície potencial de ruptura do cenário 4. FS=1,11 Plaxis V8	85
Figura 47	Superfície potencial de ruptura do cenário 4 – Bishop –FS=1,21; M&P FS=1,20 (Slide V5)	86
Figura 48	Detalhe da superfície potencial de ruptura do cenário 5. FS=1,16 Plaxis V8	87
Figura 49	Superfície potencial de ruptura do cenário 5 – Bishop –FS=1,16; M&P FS=1,16 (Slide V5)	88
Figura 50	Detalhe da superfície de ruptura do cenário 6 – NA alto FS = 0,99 Plaxis V8	89
Figura 51	Detalhe da superfície de ruptura do cenário 6.- NA médio - FS = 1,04 Plaxis V8	90
Figura 52	Superfície potencial de ruptura do cenário 6 – NA alto – Bishop – FS=1,16; M&P FS=1,16 (Slide V5)	91
Figura 53	Superfície potencial de ruptura do cenário 6 – NA médio – Bishop – FS=1,16; M&P FS=1,16 (Slide V5)	92
Figura 54	Malha para avaliação da influência do nível d'água na estabilidade do talude	94
Figura 55	Resultado de simulações com variação de nível d'água (baixo, médio, alto)	95

Figura 56	Matriz de fator de segurança. Influência da altura no nível d'água e sua inclinação no fator de segurança da encosta do Morro dos Cabritos.....	96
Figura 57	Mapeamento da região de variação do nível d'água para FS=1	97
Figura 58	Região de escorregamento com plano do perfil estudado – B-B' Andrade, Campos, Vargas (1992).....	99
Figura 59	Curva característica	100
Figura 60	Modelo utilizado para simulação do Cactáreo.....	102
Figura 61	Superfície potencial de ruptura do cenário 1 –FS = 1,61 Plaxis V8 ...	103
Figura 62	Superfície potencial de ruptura do cenário 1 – Bishop –FS=1,69; M&P FS=1,69 (Slide V5)	103
Figura 63	Superfície de ruptura do cenário 2 – FS = 0,89 Plaxis V8.....	104
Figura 64	Superfície de ruptura do cenário 2 – Bishop –FS=1,00; M&P FS= 0,99 (Slide V5)	105
Figura 65	Superfície potencial de ruptura do cenário 3 – FS = 1,4 Plaxis V8	106
Figura 66	Superfície de potencial do cenário 3 –c/ raiz– Bishop –FS=1,46; M&P FS=1,46 (Slide V5)	106
Figura 67 –	Superfície potencial de ruptura do cenário 4 – $c'=7,3$ kPa – FS = 1,19 Plaxis V8	107
Figura 68	Superfície potencial de potencial do cenário 4 – $c'= 7,3$ kPa – Bishop–FS=1,28; M&P FS=1,27 (Slide V5).....	107
Figura 69	Superfície de ruptura do cenário 5 – $c'= 7,3$ com NA -kPa– Bishop – FS=0,99, M&P FS=0,98 (Slide V5).....	109
Figura 70	Superfície de ruptura do cenário 5 – $c'=7,3$ kPa com NA – FS = 0,95 Plaxis V8	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Características de movimento de terra - (Varnes, 1978)	21
Tabela 2	Tipos de movimento de terra - (NBR11682)	22
Tabela 3	Características de escorregamentos conforme sistema ALERTA RIO (Prefeitura do Rio de Janeiro).	23
Tabela 4	Fator de Segurança em função dos riscos à vida humana e perdas materiais (ABNT, 2007).	25
Tabela 5	Nível de segurança em relação aos riscos a vida humana-(ABNT, 2007).	26
Tabela 6	Nível de segurança em relação aos riscos materiais - (NBR 11682, 2007).	26
Tabela 7	Classificação de fatores de risco – (GEORIO -2000).	27
Tabela 8	Relação de características dos principais métodos de Cálculo de Estabilidade por Equilíbrio Limite	31
Tabela 9	Relação de L/h das análises de influência dos lados no FS.....	48
Tabela 10	Modelo de solos do programa Plaxis.....	58
Tabela 11	Parâmetros geotécnicos utilizados em modelagem 2D (Griffiths & Marquez, 2007)	63
Tabela 12	Avaliação da influência dos parâmetros de elasticidade no resultado de fator de segurança.....	67
Tabela 13	Parâmetros adotados por Gerscovich nas análises de estabilidade (Gerscovich, 1994)	77
Tabela 14	Parâmetros de resistência adotados nas análises de estabilidade deste trabalho	77
Tabela 15	Resumo dos resultados dos valores de fator de segurança entre os cenários propostos e comparação com os resultados de Gerscovich (1994).	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
EL	Equilíbrio Limite
FS_{3D}	Fator de segurança em três dimensões
FS_{2D}	Fator de segurança em duas dimensões
GEORIO	Fundação Instituto de Geotécnica do município do Rio de Janeiro
MEF	Método de Elementos Finitos
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEC	Método dos Elementos de Contorno
NBR	Norma Técnica Brasileira
SRF	<i>Strength Reduction Factor</i> (Fator de Redução de Resistência)

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	15
1.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
1.1	Características de Encostas e Solos.	18
1.2	Tipos de Movimentos de Massa.	20
1.3	Escorregamentos.	22
1.4	Análise de Estabilidade.....	24
1.4.1	Tipo de abordagem: Tensão efetiva x Tensão total.....	24
1.4.2	Tipo de abordagem: Determinística e Probabilística	24
1.4.3	Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite.....	28
1.4.3.2	Análise por Equilíbrio Limite em 3D.....	32
1.4.4	Análise de Estabilidade por Elementos Finitos.....	43
1.4.4.1	Influência da tensão cisalhante no fator de segurança.....	45
1.4.4.2	Influência dos Contornos na Estabilidade de Taludes com Aspectos 3D...47	
1.5	Solos Não Saturados.....	50
1.6	Casos Históricos	52
1.6.1	Análise de estabilidade 3D em Campos do Jordão, SP.	53
1.6.2	Retroanálise de ruptura ocorrida em talude não saturado em Recife.....	54
1.6.3	Análise de talude coluvionar da Serra do Mar.	55
1.6.4	Análise de estabilidade em Ouro Preto, MG.....	55
2	PROGRAMAS UTILIZADOS EM ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	57
2.1	Programa PLAXIS.....	57
2.1.1	Cálculo de estabilidade	58
2.2	Programa SLIDE	59
3	ANÁLISE PARAMÉTRICA EM 2D.	62
4	RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTOS HISTÓRICOS NO RJ	70
4.1	Retroanálise do Morro dos Cabritos.....	71
4.1.1	Parâmetros Hidráulicos	75
4.1.2	Parâmetros de Resistência.....	76
4.1.3	Análise Numérica	77
4.1.4	Análise de posição do Nível d'água.....	93

4.2	Retroanálise do Escorregamento na Encosta do Cactáreo	97
4.2.1	Parâmetros hidráulicos.....	99
4.2.2	Parâmetros de resistência.....	100
4.2.3	Análise Numérica	101
	CONCLUSÃO	111
	REFERÊNCIAS	113
	ANEXO A	118
	ANEXO B	120

INTRODUÇÃO

Na natureza, as encostas dos morros buscam a todo o momento o seu equilíbrio em um constante ciclo de transformação. Seja inicialmente pela decomposição da rocha mãe devido ação do intemperismo, ou pela ação biológica de plantas e animais, e mais recentemente, pela ação antrópica. As encostas frequentemente atingem, em alguma parte, um estado limite do seu equilíbrio, acabando por romper o contato com o maciço e provocando um movimento de massa na busca do reequilíbrio.

Atualmente há um razoável conhecimento dos fatores que influenciam negativa ou positivamente, a estabilidade de taludes em encostas, tais como, material constituinte, morfologia do local, ou ação de agentes externos.

Dentre todos os agentes indutores ao escorregamento, a água assume um papel de destaque, sendo a responsável pela maioria desses eventos, ao aumentar o peso do solo, quando em grande quantidade, ou ao provocar a redução da tensão efetiva, com o aumento da poropressão.

Por outro lado, a água tem papel fundamental na estabilidade de taludes, quando a sua quantidade não é suficiente para saturação do solo. Nesse caso, a água pode agir contribuindo para o aumento aparente da resistência do maciço ao criar regiões de solo não saturado, onde a sua pressão negativa (sucção) provoca a maior interação dos grãos, melhorando a resistência global do talude.

A sucção nos solos não saturados desempenha importante papel na estabilidade das encostas, porém, por ser um fenômeno diretamente relacionado à umidade, a sucção e respectivamente a coesão aparente são altamente sensíveis à variação de água no solo, podendo a sucção se anular facilmente com o aumento da umidade, tornando-se um fator deflagrador de escorregamentos.

O atual conhecimento sobre solos não saturados, apesar de amplo, ainda é pouco para o completo entendimento da sua influência sobre as encostas.

Outros aspectos de fundamental relevância na estabilidade de taludes são referentes à morfologia das encostas e aos parâmetros de resistência. Nos casos de rupturas existentes, as retroanálises podem oferecer importantes informações sobre características da região escorregada, e as condições que levaram o talude a ruptura.

As análises 2D realizadas por Equilíbrio Limite são vastamente utilizadas, e com resultados satisfatórios na maioria dos casos. Têm boa aplicação em projetos que envolvem taludes naturais ou artificiais. Nas retroanálises, onde busca-se identificar variáveis desconhecidas no problema, e entender a sequência de eventos que culminaram na ruptura, a análise 2D não contempla a influência das características de outros planos que não seja o da secção mais crítica, trazendo prejuízo de informações, por muitas vezes, essenciais a reconstituição do escorregamento.

Os métodos de cálculo por Equilíbrio Limite induzem o desenvolvimento da ruptura à regiões que atendam às condições pré estabelecidas de equilíbrio, desconsiderando a natureza do problema, suas diversas condições de contorno e peculiaridades, aumentando as incertezas sobre a análise.

Diante tais observações, ainda em caráter mais experimental que prático, as ferramentas computacionais baseadas em análises numéricas (Método dos Elementos Finitos - MEF), principalmente em 3D, podem ser consideradas atualmente as melhores formas de conhecer o desenvolvimento de um escorregamento e, dele tirar lições valiosas para a prevenção de novos eventos.

Objetivos e Metodologia

Em geral, os estudos que envolvem a análise de estabilidade de taludes baseiam-se em métodos de Equilíbrio Limite 2D, sendo as análises da estabilidade global realizadas na seção mais representativa do talude. A maioria dos métodos é baseada na divisão da massa instável em fatias, o que torna o problema estaticamente indeterminado; isto é, o número de incógnitas é superior ao de equações disponíveis. Ressalta-se ainda que, por não considerar alguns aspectos importantes do escorregamento, como as condições de borda e variação da geometria, além das simplificações inerentes ao método, a análise por Equilíbrio Limite pode levar a fatores de segurança (FS) conservadores.

Este trabalho se propõe a aplicação dos métodos de Análise de Equilíbrio Limite (EL) e Análise de Tensões (Método de Elementos Finitos - MEF) na

retroanálise do escorregamento ocorrido na Encosta do Morro dos Cabritos em 1988. Busca-se comparar os resultados de ambos os métodos.

Pretende-se ainda aplicar a teoria de solos não saturados nas análises de estabilidade, de forma a reproduzir as combinações de fatores que levaram a encosta à ruptura.

Estrutura da Dissertação

Após esta introdução é apresentado o capítulo 2 onde é feita uma revisão bibliográfica sobre o assunto, buscando-se apresentar, de forma ampla, os principais aspectos relacionados aos escorregamentos de terra. Devido à amplitude do assunto este capítulo foi dividido em cinco sub itens, onde inicialmente abordou-se os conceitos básicos relacionados à natureza de escorregamentos de terra. Em seguida, foi feita uma breve descrição sobre os tipos de análise em 2D e 3D em Equilíbrio Limite e Método dos Elementos Finitos. O quarto sub item faz uma breve revisão sobre solos não saturados. Por fim, foram relatados alguns casos de análises envolvendo efeitos 3D e solos não saturados.

No capítulo 3 faz-se uma apresentação dos principais programas computacionais utilizados para análise de estabilidade de taludes por Elementos Finitos, ou Equilíbrio Limite.

No capítulo 4 foram avaliadas algumas características particulares dos programas de Elementos Finitos.

Após calibração do programa de Elementos Finitos (Plaxis) foi realizada no capítulo 5 uma retroanálise do escorregamento ocorrido em 1988, no Morro dos Cabritos, no Rio de Janeiro. Nesse capítulo buscou-se reproduzir a geometria da seção mais crítica de encosta, sendo utilizados os parâmetros fornecidos por Gerscovich (1994), que realizou estudos de fluxo e estabilidade na encosta. Foram avaliadas situações com e sem presença de nível d'água. Por fim, ao concluir a retroanálise, através de modelo elastoplástico 2D, foi feita uma comparação com outra retroanálise feita por Equilíbrio Limite 2D.

O capítulo 6 apresenta as conclusões deste trabalho e oferece-se propostas de estudos futuros.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Características de Encostas e Solos.

Taludes são superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra ou rocha, podendo ser naturais ou artificiais, conforme mostrado na Figura 1. Face à inclinação da superfície, a massa de solo apresenta-se submetida à força da gravidade (peso próprio), ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento.

A componente de gravidade tenderá a mover o solo para baixo. Quando esta, somada às demais ações perturbadoras, se igualarem à resistência do solo, esse perderá a capacidade de se manter estável e haverá a ruptura.

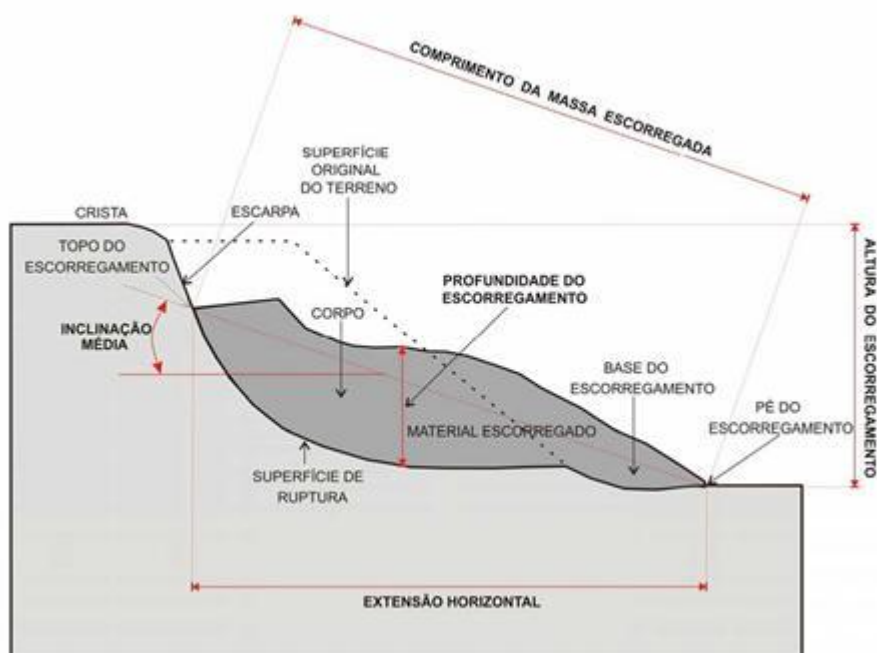


Figura 1 Característica de um talude, (Norma ABNT)

A gravidade por si só não é suficiente para provocar a ruptura de um talude. Portanto, a estabilidade do talude está também condicionada às propriedades geotécnicas dos materiais constituintes, à forma do talude e maciços adjacentes, à constituição e distribuição das discontinuidades, à presença de água, às tensões internas, aos abalos sísmicos ou outras ações dinâmicas (Costa Nunes, 1970). No

caso de taludes naturais, incluem-se ainda o clima, a cobertura vegetal e as drenagens naturais, (Tabalipa & Fiori, 2008).

A experiência tem mostrado que a alta declividade das encostas naturais não é uma condicionante preponderante na deflagração dos mecanismos de ruptura. No Rio de Janeiro, a morfologia da encosta favorecendo a infiltração de água é o principal mecanismo de ruptura.

A figura 2 apresenta cinco tipos de geometria de talude com a respectiva influência no fluxo de água superficial.

Tipo de Talude	Superfície	Condição da encosta com relação à água superficial
	Plana	-
	Convexa	Coletora
		Difusora
	Côncava	Coletora
		Difusora

Figura 2 Formas de taludes e influência nas águas superficiais - (Gerscovich, 2008)

Encostas são formadas por camadas de solos sobrepostas, formando horizontes. Essas camadas podem ser formadas por solo transportado ou resultante da decomposição da rocha mãe local. Os solos não transportados são denominados residuais, têm como característica o aumento gradual da resistência com a profundidade e a presença de fraturas reliquias, o que favorece a infiltração de água e aumento da poropressão.

Os horizontes de solo são normalmente classificados em saprólito, (região de rocha bastante fraturada), solo saprolítico (estado mais avançado de decomposição que o saprólito, apresentando além de rocha altamente alterada, alguns blocos já desprendidos do maciço) e solo laterítico, solo com alto grau de decomposição quase sem feições da rocha mãe.

Dos solos transportados, os colúvios, são aqueles que se depositam nas encostas dos morros onde não haja curso d'água. Os colúvios são comumente encontrados em depósitos caótico de blocos gerando acentuada descontinuidade hidráulica e mecânica. Tal descontinuidade também favorece a infiltração de água e o aumento da poropressão positiva a partir do contato solo-rocha, resultando na instabilidade.

A infiltração de água nas encostas, independente do tipo de solo. Pode provocar variação na poropressão e no peso da massa de solo e, principalmente pode alterar a umidade do talude, se esse encontrar-se inicialmente não saturado. Dependendo das condições iniciais de umidade do solo, tal variação da umidade pode levar à perda de resistência aparente e contribuir para a instabilidade.

1.2 Tipos de Movimentos de Massa.

Todo talude tem em si a condição básica para deflagrar o movimento de massa, ou seja, superfície inclinada sujeita à ação da gravidade.

Ao perder a estabilidade, um talude terá a massa de sua porção instável em movimento descendente, com características distintas em cada caso, em função de uma série de fatores que moldarão a forma desse movimento.

O movimento de massa, em geral, não é resultado de um fator isolado, sendo necessário haver condições favoráveis ao evento, provocadas pelas características dos materiais formadores dos taludes e por fatores ambientais, caracterizados como agentes predisponentes, que, junto com os agentes deflagradores, resultam na ocorrência do movimento.

Diversos autores propuseram classificações para movimentos de terra, entre os quais cita-se Varnes (1958) e Hutchinson (1968).

Varnes (1958) classificou os escorregamentos basicamente pelo tipo de movimento e pelo tipo de material (Tabela 1), sendo a classificação mais utilizada mundialmente. No Brasil, os critérios apresentados por Augusto Filho O. (1995) e Augusto Filho & Virgili (1998) têm sido bastante utilizados para caracterizar movimentos de terra.

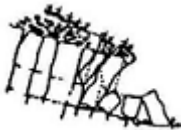
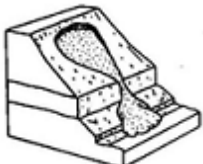
Tabela 1 Características de movimento de terra - (Varnes, 1978)

Tipo de movimento		Tipo de material		
		Rocha	Solo de Engenharia	
			Grosseiro	Fino
Quedas		De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos		De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Abatimento de rocha;	Abatimento de detritos;	Abatimento de Terra;
	Translacional	De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
Expansões laterais		De rocha	De detritos	De terra
Corridas / Escoamentos		De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
			Rastejo de solo	
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos				

Há outras classificações, como por exemplo, as sugeridas por Vargas & Picheler (1957), que se destina a identificar movimentos de massa em regiões de clima tropical. Barata (1969), que definiu a queda de blocos e os escorregamentos planares como preponderantes no Rio de Janeiro.

A norma ABNT de estabilidade de taludes (NBR 11682), subdivide os movimento de massa nos quatro tipos listados na Tabela 2.

Tabela 2 Tipos de movimento de terra - (NBR11682)

Queda / rolamento		Desprendimento de fragmentos do terreno, de qualquer tamanho, que caem de certa altura, em queda livre ou com qualquer outra trajetória e tipo de movimento.
Tombamento		Movimento de massa em forma de báscula com eixo na base.
Escorregamento		Movimento de massa por deslocamento sobre uma ou mais superfícies.
Escoamento		Movimentos sem forma definida, podendo se muito lentos (rastejo) ou muito rápidos (corridas).

1.3 Escorregamentos.

Escorregamentos são, em geral, movimentos de massa de significativa frequência na natureza. Em alguns casos, de consequências catastróficas.

Geralmente apresentam limites bem definidos e velocidades entre de 1,5 m/mês e 0,3 m/min, segundo escala Varnes (1978) apud Gerscovich (2008). Podem ser translacionais, rotacionais ou complexos. Por suas dimensões, podem caracterizar-se como localizados ou serem significativamente amplos, atingindo centenas de metros de extensão. Em geral, escorregamentos rotacionais assumem formas de colher e, por isso, apresentam características 3D, devido ao efeito das bordas.

O sistema Alerta RIO da Defesa Civil Municipal do Rio de Janeiro (2003), tem classificao própria, voltada para a possibilidade de escorregamentos, em funo da intensidade e distribuio das chuvas. As ocorrências são agrupadas nos quatro

tipos apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 Características de escorregamentos conforme sistema ALERTA RIO (Prefeitura do Rio de Janeiro).

Circunstanciais	movimento não provocado diretamente por chuvas e, apresenta baixa probabilidade de ocorrência.
Ocasionais	movimento provocado por chuvas, normalmente em taludes artificiais, com distribuição pouco expressiva.
Esparcos	movimento de massa deflagrado pelas chuvas, em taludes naturais ou artificiais, com distribuição moderada a grande.
Generalizados	movimentos deflagrados diretamente por chuvas, em taludes naturais e artificiais, com grande distribuição, principalmente nas vias que cortam os maciços.

Duas causas podem ser responsáveis pela ocorrência de escorregamentos; o aumento do peso da massa potencialmente instável ou a diminuição da resistência ao cisalhamento, (Caputo,1981).

Devido aos fatores geomorfológicos, geotécnicos e geológicos é difícil prever onde e quando um escorregamento pode acontecer. Contudo, sabe-se que a infiltração de água em períodos chuvosos tem um papel fundamental na deflagração dos escorregamentos, já que o aumento da poro pressão provoca a redução da tensão efetiva do solo e, conseqüentemente, a redução na sua resistência ao cisalhamento (Gerscovich, 2010).

Dependendo da quantidade de água, os escorregamentos podem desencadear outros processos como escoamentos ou corridas, ou ainda provocar novos escorregamentos sucessivos, em função da massa escorregada atuar como sobrecarga sobre as cotas inferiores dos taludes ou por descalçar a região localizada nas cotas superiores.

1.4 Análise de Estabilidade.

1.4.1 Tipo de abordagem: Tensão efetiva x Tensão total.

A definição de estabilidade de um talude baseia-se na comparação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões cisalhantes transmitidas aos grãos do solo. Portanto, o cálculo da resistência e consequentemente da tensão efetiva, deve considerar a situação mais desfavorável.

Por outro lado a resistência ao cisalhamento é proporcional à tensão efetiva, portanto não é uma grandeza constante, sendo variável em função da geração de poropressão ou das condições de umidade.

Em determinadas situações, a geração de poropressão, quer por construção de aterros sobre solos compressíveis, quer por execução de escavações em solos argilosos pode acarretar em diferentes enfoques quanto ao momento crítico em termos de estabilidade da obra; isto é, o tipo de análise mais adequado é sempre considerar os parâmetros efetivos e a poropressão independentemente (análise por tensão efetiva). Entretanto, para casos de solos argilosos normalmente adensados ou levemente pré adensados, análises em termos de tensões totais, utilizando resistência não drenada (s_u), têm demonstrado fornecer resultados satisfatórios.

Para encostas naturais, as análises de estabilidade devem ser sempre desenvolvidas em termos efetivos.

1.4.2 Tipo de abordagem: Determinística e Probabilística

A estabilidade de talude pode ser avaliada segundo abordagem determinística ou probabilística. Na análise determinística a segurança do talude é medida por um fator de segurança. Já a análise probabilística, estima a segurança a partir da probabilidade de ocorrência da ruptura do talude. (GEORIO, 2000)

A abordagem determinística pode ser executada por Equilíbrio Limite ou

Análise Numérica. Seja por Equilíbrio Limite ou Métodos Numéricos, alguns valores utilizados nos cálculos incorporam dúvidas de natureza geológica, hidrológica e/ou mecânica que podem levar, inclusive, a resultados equivocados.

A análise de estabilidade determinística baseia-se em calcular um fator de segurança (FS), que representa o valor necessário para reduzir os parâmetros de resistência, de forma que a tensão cisalhante resultante se iguale à tensão mobilizada. Para considerar um talude estável esse fator de segurança deve necessariamente ser maior que a unidade. O FS admissível para projeto deve ser maior à medida que se aumenta o grau de incertezas referentes aos parâmetros do solo, custos de recuperação, e perda de vidas humanas.

A norma técnica da ABNT de estabilidade de taludes naturais define os fatores de segurança (FS) admissíveis variando entre 1,2 e 1,5 como mostra a Tabela 4. Em função do impacto de potenciais rupturas de talude em relação ao envolvimento de vidas humanas, (Tabela 5) e perdas materiais (Tabela 6).

Tabela 4 Fator de Segurança em função dos riscos à vida humana e perdas materiais (ABNT, 2007).

Danos materiais e ambientais \ Danos à 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

Tabela 5 Nível de segurança em relação aos riscos a vida humana - (ABNT, 2007).

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

Tabela 6 Nível de segurança em relação aos riscos materiais - (NBR 11682, 2007).

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como as proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas
Médio	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos Ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderado.
Baixo	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos Ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

A norma estabelece que o FS deva ser majorado em 10% caso haja grande variação nos resultados dos ensaios geotécnicos.

O Manual da GEORIO (2000) apresenta uma matriz que relaciona perdas econômicas e perdas de vidas humanas para a definição de parâmetros de FS, conforme mostra a Tabela 7.

Tabela 7 Classificação de fatores de risco – (GEORIO -2000).

Risco de perdas econômicas	Risco de perdas de vidas humanas		
	Desprezível	Médio	Elevado
Desprezível	1,1	1,2	1,4
Médio	1,2	1,3	1,4
Elevado	1,4	1,4	1,5

Há dois tipos de interpretação para a análise de risco de ruína ou ruptura de uma obra. A primeira é a probabilidade estatística, que é impessoal e pode ser interpretada quanto à frequência de ocorrência de eventos, A segunda é a probabilidade de decisão, que representa o grau de confiança individual em uma análise (Pacheco, 1992).

No estudo de estabilidade de taludes, o FS é uma variável aleatória, função de outras variáveis aleatórias (coesão e ângulo de atrito), portanto é prudente concluir sobre a distribuição de FS somente através da distribuição probabilística das variáveis independentes (ϕ , c), consideradas conhecidas.

A análise probabilística avalia as condições de estabilidade de taludes considerando os erros associados à natureza do problema e à variabilidade das características do talude e do solo que o constitui. Por essa análise caracteriza-se a segurança de um talude pelo valor do fator de segurança (FS) baseado em valores médios corrigidos por parâmetros probabilísticos ou, pelo valor do índice de confiabilidade (β), que envolve implicitamente o comportamento de uma função de parâmetros aleatórios, a qual define o estado de segurança de um talude. Busca-se com isso, um melhor entendimento sobre o problema e o aumento da certeza nos resultados.

A norma técnica – ABNT – sobre estabilidade de taludes estabelece os critérios para correção da variabilidade estatística dos resultados obtidos nos ensaios, considerando a incerteza na resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura (variabilidade espacial) e a incerteza devido a baixa quantidade de corpos de prova (erro de amostragem).

1.4.3 Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite

Estudos de estabilidade de taludes são, na grande maioria dos casos, realizados adotando uma geometria 2D associada à hipótese de deformação plana. Esse tipo de análise, em geral, é considerado a favor da segurança, visto que fornece fatores de segurança conservativos. De fato, este padrão ocorre quando é adotada a seção mais desfavorável do talude. Em alguns casos, entretanto, a escolha desta seção nem sempre é óbvia. Em taludes de solo estratificado, por exemplo, onde ocorrem variações no plano horizontal, a análise 2D pode não ser capaz de incorporar essas variações e resultar em fator de segurança mais elevados. Em outras palavras, uma combinação de propriedades do solo e de geometria do talude pode resultar no cálculo de fator de segurança 3D mais baixos (Griffiths & Marquez, 2007).

Apesar de melhor representar a realidade de um escorregamento, a análise em 3D ainda é pouco utilizada na prática. Por um lado, isso pode ser explicado, possivelmente, por uma questão de adaptação dos profissionais com os métodos 2D e seus resultados satisfatórios e, por outro lado, pela proposta da maioria dos resultados em 3D ser menos conservadora, aumentando o risco da análise e consequentemente a insegurança de quem o faz. Além desses aspectos, há que se considerar o valor dos programas 3D, que ainda é significativamente elevado em relação aos programas 2D.

Seja qual for a metodologia de cálculo, em Equilíbrio Limite, o conceito básico da teoria recai na solução das equações de equilíbrio estático do corpo rígido, isto é, equilíbrio de forças e de momentos.

Por ser um método que incorpora somente as equações de equilíbrio de forças, ele não oferece informações sobre as deformações, o que a acaba sendo um limitador. Consequentemente não é possível conhecer, avaliar ou simular o desenvolvimento da ruptura.

Apesar da simplicidade da metodologia os problemas de estabilidade têm diversas condições de ordem geotécnica que não podem deixar de ser observadas e, acabam sendo adaptadas nas considerações a seguir:

- i. A ruptura acontece simultaneamente ao longo de uma superfície, que pode ser de qualquer geometria;
- ii. A massa de solo se encontra em condições iminentes de ruptura e, o critério de Mohr Coulomb é satisfeito;
- iii. O fator de segurança é único ao longo de toda a superfície de ruptura;
- iv. A trajetória de tensões é vertical;
- v. O modelo de deformação do material é rígido plástico;
- vi. As equações de equilíbrio estático são válidas até o momento da ruptura, quando na verdade o processo é cinemático.

Das considerações apresentadas acima é importante observar que a ruptura simultânea elimina a possibilidade de avaliação de ruptura progressiva ou sucessiva. Também no campo, diferentes tensões podem ocorrer ao longo do plano de ruptura.

Atender ao critério de Mohr Coulomb significa ter o limite de estabilidade regido pela equação (1), tradicionalmente usada em mecânica dos solos. Conhecidamente a envoltória de ruptura de Mohr Coulomb é uma simplificação do comportamento do solo, o qual não mantém relação linear entre as tensões cisalhantes e normal.

$$\tau = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{FS}$$

$$FS = \frac{c'}{\tau} + \sigma' \frac{\tan \varphi'}{\tau} \quad (1)$$

Dentre todas as considerações, o fato de se analisar uma ou algumas poucas seções do talude, caso da análise 2D, e a partir de então estipular um FS representativo para toda a massa, já traz em si uma simplificação. Porém, há várias razões para a utilização dos métodos de Equilíbrio Limite, dentre elas a possibilidade de resolução simples na observação de resultados adequados para o projeto.

Como comentado anteriormente, o cálculo de fator de segurança por equilíbrio estático gera uma indeterminação visto que o número de incógnitas é superior ao de equações.

Com a finalidade de encontrar soluções para o problema de hiperestaticidade, diversos pesquisadores propuseram ao longo da história métodos de cálculos partindo das premissas comuns ao processo de Equilíbrio Limite.

Os métodos mais usuais estão apresentados na figura 3, subdivididos em função da forma da superfície de ruptura. A tabela 8 resume as principais características dos métodos.

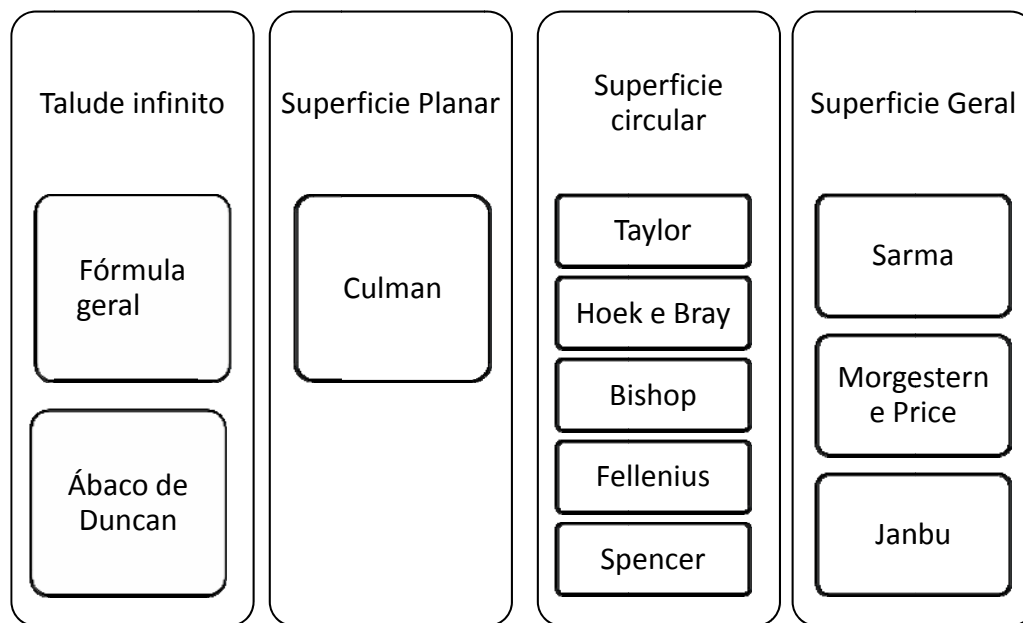


Figura 3 Esquema de métodos de cálculo de estabilidade por Equilíbrio Limite.

Tabela 8 Relação de características dos principais métodos de Cálculo de Estabilidade por Equilíbrio Limite

Método Característica	Taylor (1948)	Hoek & Bray, (1981)	Fellenius (1936)	Bishop (1955)	Bishop e Morgenstern	Spencer (1967)	Janbu (1973)	Morgenstern & Price (1968)	Sarma (1973– 1979)	Talude Infinito
Solo homogêneo	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Solo estratificado			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Tipo de superfície	circular	circular	circular	circular	circular	circular	qualquer	qualquer	qualquer	Paralela a encosta
Geometria do talude	simples	simples	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer	qualquer
Utilização de ábacos	✓	✓			✓					
Método das fatias			✓	✓		✓	✓	✓	✓	✓
Solução interativa				✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Método rigoroso						✓	✓	✓	✓	
Incorpora diferentes condições de poropressão	✓	fluxo	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Notas sobre forças			(1)	(2)		(3)	(4)		(5)	(6)

(1) Equilíbrio de forças na direção normal ao plano de ruptura;

(2) Equilíbrio de forças na direção vertical;

(3) Forças interlamelares representadas por resultante, em termos de tensões totais, passando pelo ponto de interseção das demais forças;

(4) Despreza forças verticais e a resultante passa pelo ponto médio da base;

(5) Considera forças sísmicas;

(6) Estabilidade geral representada pela estabilidade de uma fatia.

Com as facilidades atuais de acesso a computadores, aliadas à existência de diversos programas comerciais de análise de estabilidade, o uso dos métodos gráficos de Equilíbrio Limite está caindo em desuso. Acredita-se que com o tempo o uso de métodos de Equilíbrio Limite possam também ser substituídos por métodos que permitam a introdução de modelos constitutivos mais adequados, que contemplem também trajetórias de carregamento e descarregamento mais próximas da realidade de campo e com isso seja possível ter melhores previsões dos deslocamentos de massa. Nesse sentido os modelos baseados em análise de tensões por Elementos Finitos e Diferenças Finitas apresentam vantagens consideráveis em relação ao Equilíbrio Limite.

1.4.3.2 Análise por Equilíbrio Limite em 3D.

Vários autores Chen & Chameau (1982); Huang et al (2002); Hungr (1987); Gens, Hutchinson & Cavounidis (1988); e Michalowski (1989) propuseram métodos de análise 3D, baseados em extrapolações dos métodos de Equilíbrio Limite em 2D.

A análise de estabilidade de taludes em duas dimensões, apesar dos bons resultados, não deixa de ser uma aproximação da realidade de campo, devido às simplificações e às considerações incorporadas ao cálculo. De modo geral, sabe-se que o fator de segurança em três dimensões costuma apresentar resultado maior que em duas dimensões, o que deixa essa última análise a favor da segurança. Por outro lado, conforme citado por Griffiths & Marquez (2007), essa característica entre as análises não pode ser encarada como uma regra, pois, combinações não comuns de certas propriedades geotécnicas e de geometria poderiam levar a um mecanismo tridimensional de ruptura mais crítico.

A principal limitação da análise 2D é desconsiderar o comprimento transversal ao plano de escorregamento e com isso, os efeitos da geometria, principalmente das extremidades que passam a ser negligenciados.

Analisar a estabilidade de taludes em três dimensões reduz, em parte, os erros gerados pelas simplificações e omissões da análise 2D, sendo esperado,

portanto, um resultado de fator de segurança que tenha em si, as variáveis que melhor caracterizam o talude e o próprio escorregamento.

Mesmo havendo uma melhor aproximação da realidade, a análise 3D acaba recaindo em algumas simplificações, como por exemplo a suposição sobre as extremidades, que não representam completamente a realidade dos escorregamentos de campo, onde há a influência das três dimensões.

Sendo o comprimento no sentido transversal ao plano de escorregamento o diferencial da análise 3D em relação a análise 2D, a terceira dimensão traz consigo novas variáveis aos problemas de estabilidade de taludes, como:

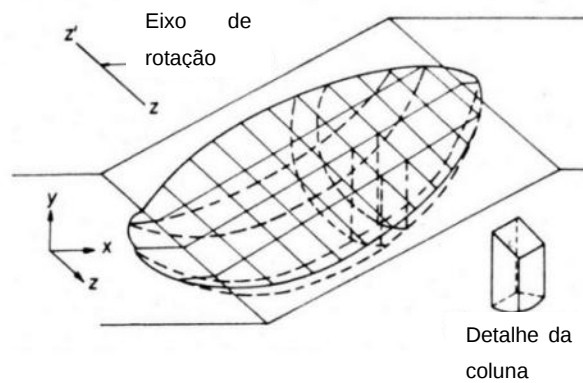
- ✓ Problemas de fluxo de água nas três dimensões;
- ✓ Anisotropia em 3D;
- ✓ Influência das superfícies laterais do escorregamento no fator de segurança;
- e
- ✓ Influência do relevo ao longo da terceira dimensão.

O problema da influência das superfícies laterais foi estudado por Hutchinson et al (1988) que cita a necessidade da análise 3D nas situações onde haja variação na geometria e quando o solo não for homogêneo. O autor cita que as extremidades deixam de exercer influência sobre o fator de segurança quando, a razão entre o comprimento e a altura do escorregamento for maior que 20, ou seja, $L/H > 20$ (L= comprimento na terceira dimensão e H altura do escorregamento).

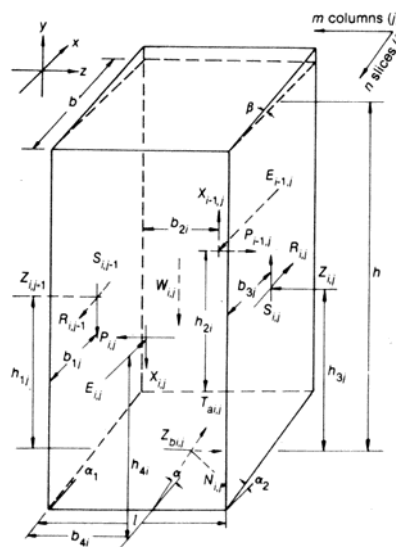
A seguir são apresentados alguns estudos relacionados à análise de estabilidade de taludes observando os efeitos tridimensionais.

- Chen e Chameau (1982)

Chen e Chameau (1982) extrapolaram a ideia de divisão da massa instável em fatias, das análises em duas dimensões, para a elaboração de um método de coluna em três dimensões, conforme apresentado na Figura 4, onde o fator de segurança é determinado por equilíbrio de forças e momento em cada fatia.



a) Representação das colunas



b) Diagrama de corpo livre de uma coluna

Figura 4 Modelo de análise de talude adotado por (Chen & Chameau, 1982)

Assim como na abordagem 2D, a criação de colunas nos problemas tridimensionais introduz incógnitas em número maior que as equações da estática, com isso, os autores fizeram considerações e simplificações quanto ao local de aplicação e direção das forças resultantes, conforme apresentado a seguir.

- ✓ O movimento é simétrico;
- ✓ O movimento ocorre somente nas direções (x) e (y) - ver figura 4;
- ✓ Não há qualquer tipo de movimento na direção (z);
- ✓ As colunas são consideradas pequenas o suficiente para que todas as forças possam ser consideradas nos eixos verticais dos lados;
- ✓ As forças cisalhantes são consideradas paralelas à base da coluna;

- ✓ A parte do cisalhamento referente à coesão atua em $h/2$ da base; e
- ✓ A parte do cisalhamento referente ao atrito atua na altura $h/3$ da base.

Chen e Chameau determinaram o fator de segurança tridimensional em um modelo cuja superfície de ruptura é formada por um centro cilíndrico com extremidades em forma de semi-elipsóides, conforme apresentado na Figura 5.

Os autores variaram as distância entre l_c e l_s como forma de mensurar a influência das extremidades laterais da superfície de ruptura.

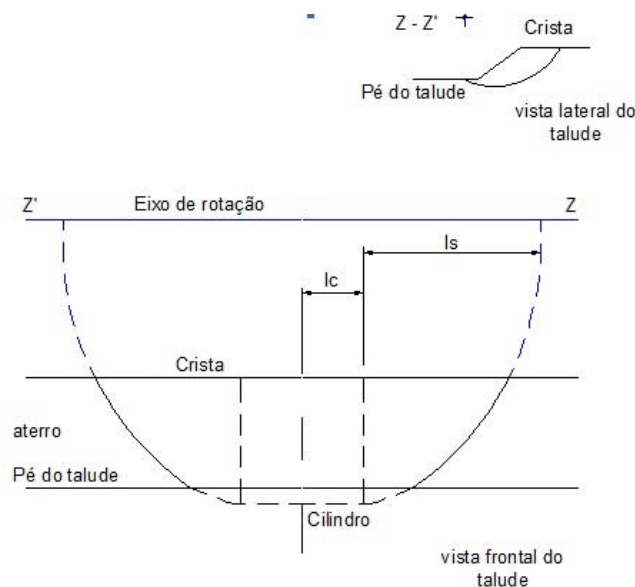


Figura 5 Seção transversal de modelo de análise de estabilidade de talude em 3D proposto por Chen & Chameau (1982).

Os resultados dessas simulações foram comparados com uma análise de estabilidade 2D realizada na seção mais crítica do modelo 3D, usando o método do Spencer. Verificou-se que a análise tridimensional, de um modo geral, forneceu FS 20% maior que a análise bidimensional.

Os efeitos das extremidades foram estudados para três condições diferentes de c' e ϕ' , junto com a variação da largura da região central da superfície de ruptura (l_c) e, da largura das extremidades (l_s) apresentados na figura 5.

Observa-se que o aumento da distância l_s (Figura 6) induz a uma redução significativa na relação FS_3/FS_2 , ou seja, a influência dos efeitos 3D tornavam-se desprezíveis. Resultado semelhante foi observado com o aumento da largura da seção central porém, nesse caso, a intensidade da variação foi moderada.

A variação da coesão também foi estudada. As análises mostram que em situações particulares ($c'=0$ e $\phi'=40^\circ$), a redução da coesão levou a um fator de segurança 3D menor que o fator de segurança 2D, mesmo para um ângulo de atrito mais elevado. Hungr (1987) também observou tal comportamento.

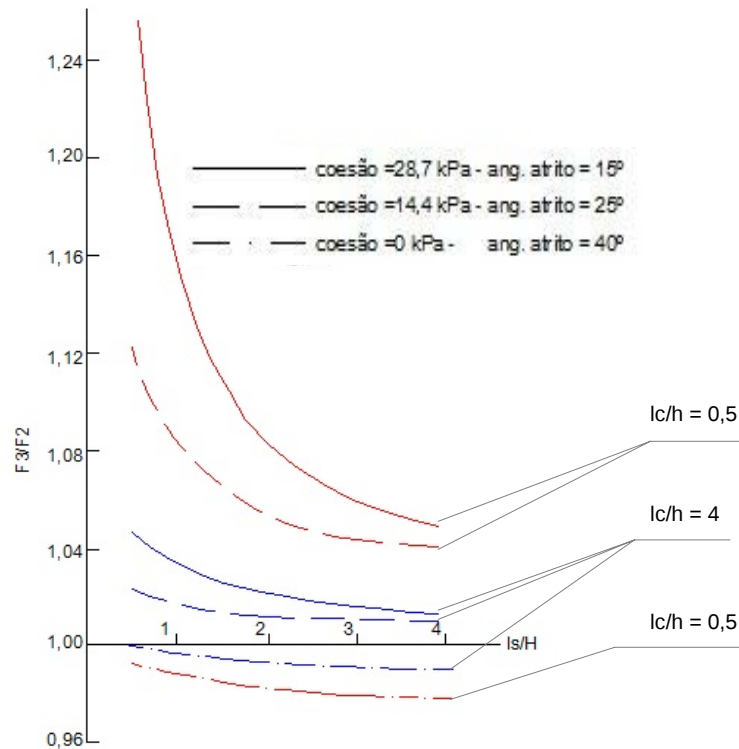


Figura 6 Relação F_3/F_2 para ensaio em talude 2,5/1, $R_u = 0$ - (Chen & Chameau, 1982).

Chen & Chameau (1982) estudaram ainda a influência da inclinação do talude sob o aspecto 2D e 3D. Em suas análises em modelos 3D, os autores observaram que taludes mais íngremes tendem a apresentar círculos de ruptura mais rasos como mostra a Figura 7. Adicionalmente, verificaram que, independente da inclinação do talude, maiores valores de c' também tendem a fornecer superfícies mais profundas.

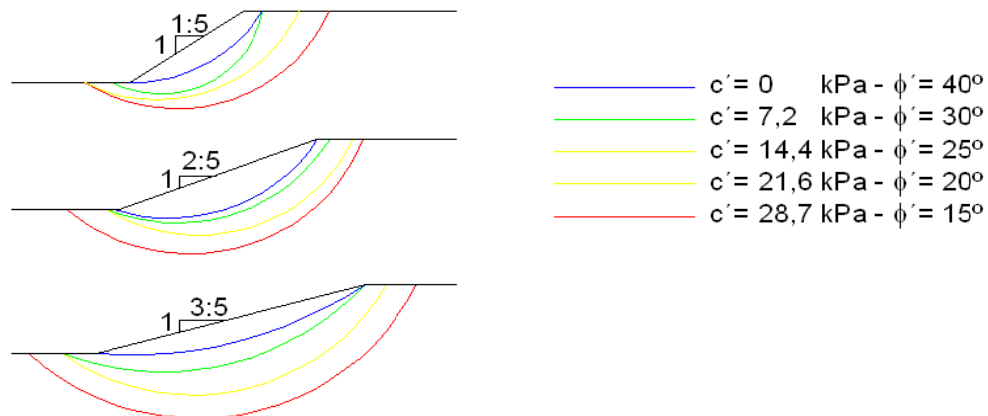


Figura 7 Superfícies críticas obtidas ($r_u=0$)– (Chen &Chameau, 1982).

A influência da inclinação do talude na relação entre FS_{3D}/FS_{2D} (Figura 8) foi avaliada considerando duas hipóteses para a presença de água no talude ($r_u=0$ e $r_u=0,5$). Fixando a largura do trecho central da superfície de ruptura como sendo $l_c/h=0,5$ e parâmetros de resistência $c'=28,7$ kPa e $\phi'=15^\circ$ observaram que quanto mais íngreme é a superfície do talude, maior é a relação entre FS_{3D} e FS_{2D} , independente das pressões de água. Os efeitos 3D também ficaram reduzidos com o aumento da largura do escorregamento (distância l_s).

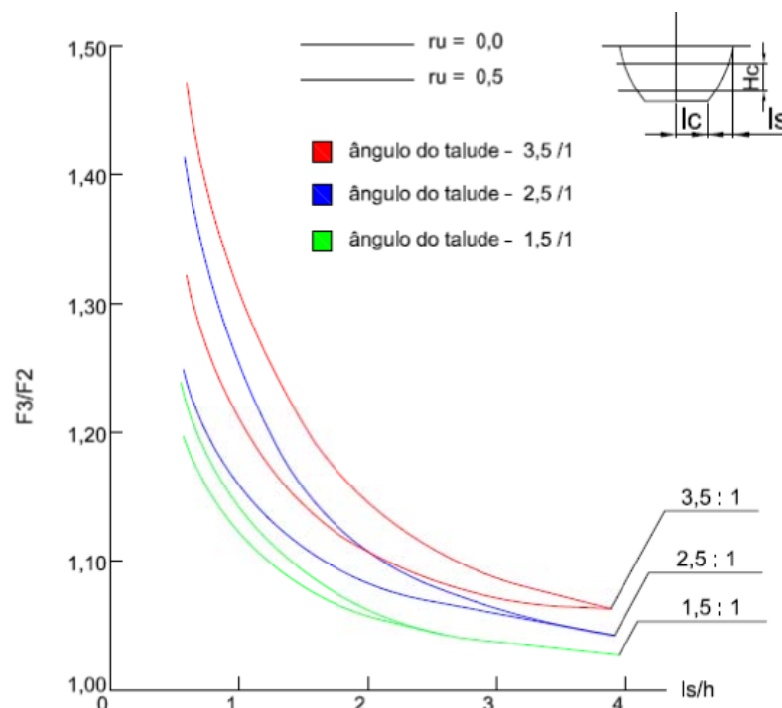


Figura 8 Relação $F3/F2$ para variação de ângulos de inclinação em talude com $l_c/h=0,5$; coesão = 28,7 KPa e $\phi' = 15^\circ$ – (Chen & Chameau, 1982).

- Hutchinson, Gens & Cavounidis (1988)

Hutchinson et al (1988) observaram que as extremidades de um escorregamento podem assumir formas diversas (planas ou curvas) as quais, apresentam forte influência sobre a estabilidade do talude. Os autores destacaram a possibilidade de haver cinco tipos de curvas possíveis compondo as laterais de escorregamento com efeitos tridimensionais: hiperbólica, parabólica, plana, exponencial e elíptica. A Figura 9 apresenta um exemplo de extremidade curva

Hutchinson et al (1988) desenvolveram uma extensão da teoria de Taylor (1937) para a determinação do fator de segurança 3D.

O fator de segurança é determinado pelo equilíbrio de momentos em um modelo tridimensional com extremidades planas. O local de ruptura é adotado como passando pelo pé, pelo corpo, ou pela base do talude.

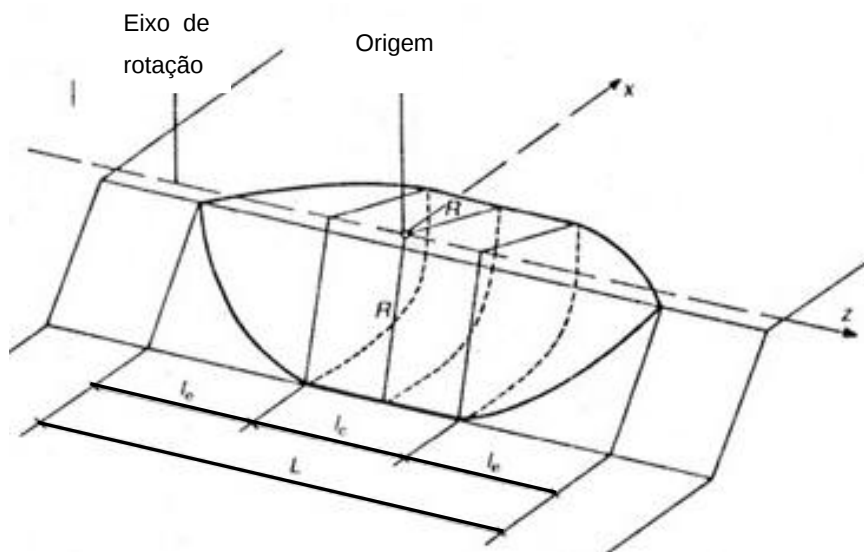


Figura 9 Talude em 3D com parte central cilíndrica e extremidades curvas – (Hutchinson, 1988).

Os autores observaram que a adoção de superfícies planas leva a fatores de segurança muito elevados, podendo chegar a ser 35% mais alto que os resultados em duas dimensões. Melhores resultados poderiam ser obtidos com superfícies curvas. Devido aos resultados superestimados e por não ser a melhor representação das laterais de um escorregamento, as superfícies planas não são indicadas para análises mais refinadas, sendo, portanto, recomendadas para análises iniciais,

devido à sua simplicidade.

Os autores plotaram no gráfico da figura 10 a relação entre o comprimento no sentido transversal ao plano de escorregamento (L) e a altura do escorregamento (H), contra a razão FS_{3D}/FS_{2D} . O gráfico evidencia a convergência do FS_{3D} com o FS_{2D} para valor crescente do comprimento L .

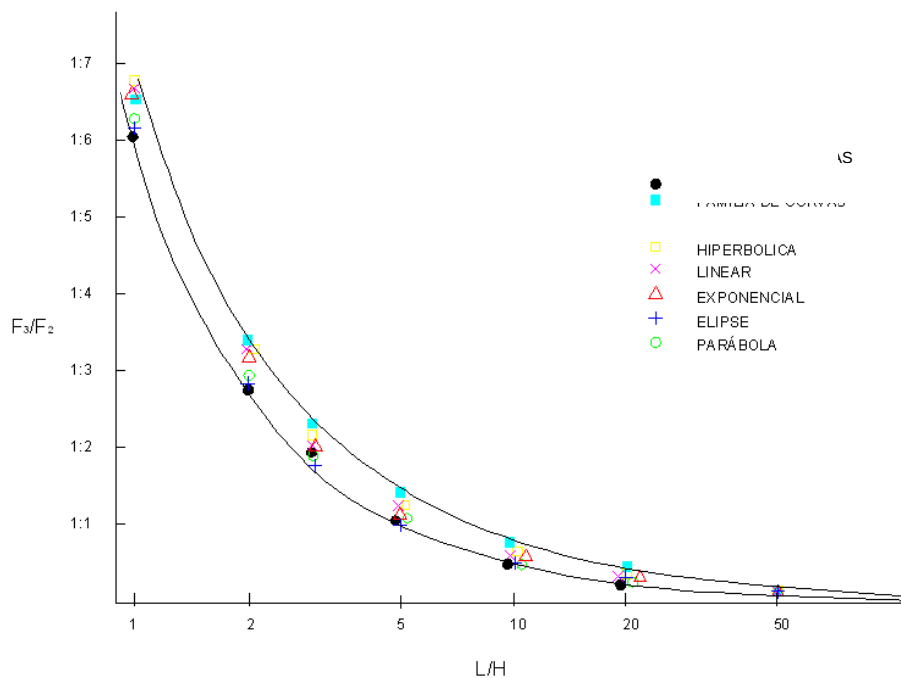


Figura 10 Relação entre F_3 e F_2 para diversas extremidades e variação de L – (Hutchinson et al, 1988)

Para a condição de extremidade plana, Hutchinson, Gens & Cavounidis (1988), construíram ábacos para cálculo do FS_{3D} , considerando diferentes hipóteses de ruptura: passando pelo pé, pelo corpo ou pela base do talude. Estas condições foram aplicadas a 11 casos históricos de escorregamentos em solos argilosos saturados.

Os resultados mostrados na figura 11, indicam que a ruptura pela base do talude ocorreu, principalmente, no casos onde o ângulo (i) é inferior a 40° . Somente um caso de ruptura pelo talude foi registrado. Os demais casos, se caracterizam pelo círculo de ruptura passando pelo pé do talude. Estes aconteceram nos taludes com inclinação (i) superior a 75° e a relação L/H menor que 5.

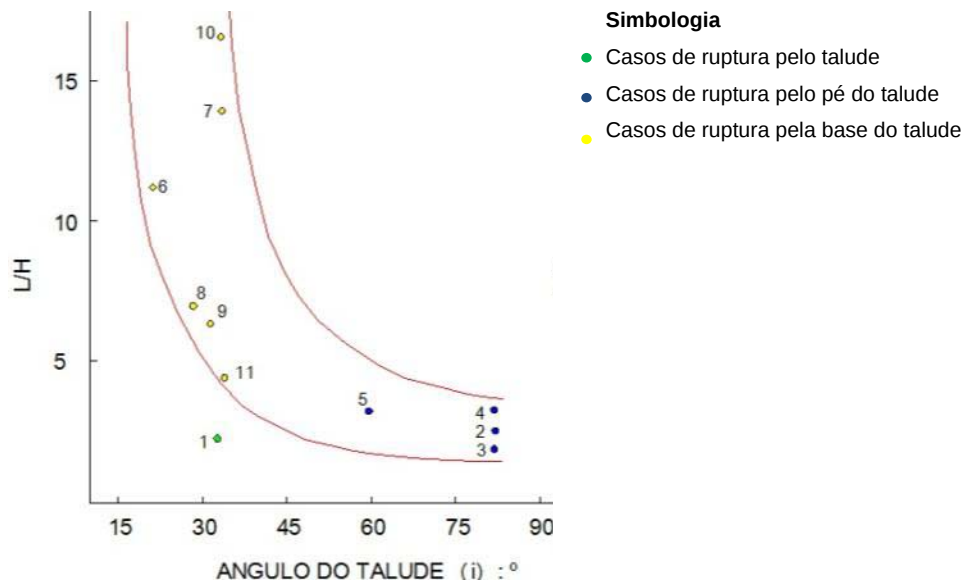


Figura 11 Gráfico de distribuição de casos ruptura, por comprimento e ângulo do talude . – (Hutchinson et al, 1988).

- Hungr (1987) e Hungr et al(1989)

Hungr (1987) ampliou o método 2D de cálculo de estabilidade de taludes desenvolvido por Bishop (1955), para um método em 3D baseado em colunas, podendo ser aplicado a escorregamentos tanto rotacionais como translacionais, sendo adotadas as seguintes condições:

- As restrições do método 2D foram mantidas no método 3D;
- As forças de cisalhamento verticais nas faces das colunas são negligenciadas;
- A determinação de todas as incógnitas é obtida pelo equilíbrio das forças verticais em cada coluna e o equilíbrio de momentos do conjunto; e
- As forças cisalhantes longitudinais das faces verticais de cada coluna são negligenciadas nas equações de equilíbrio.

A Figura 12 apresenta um diagrama de corpo livre para a coluna do método de cálculo proposto por Hungr (1987).

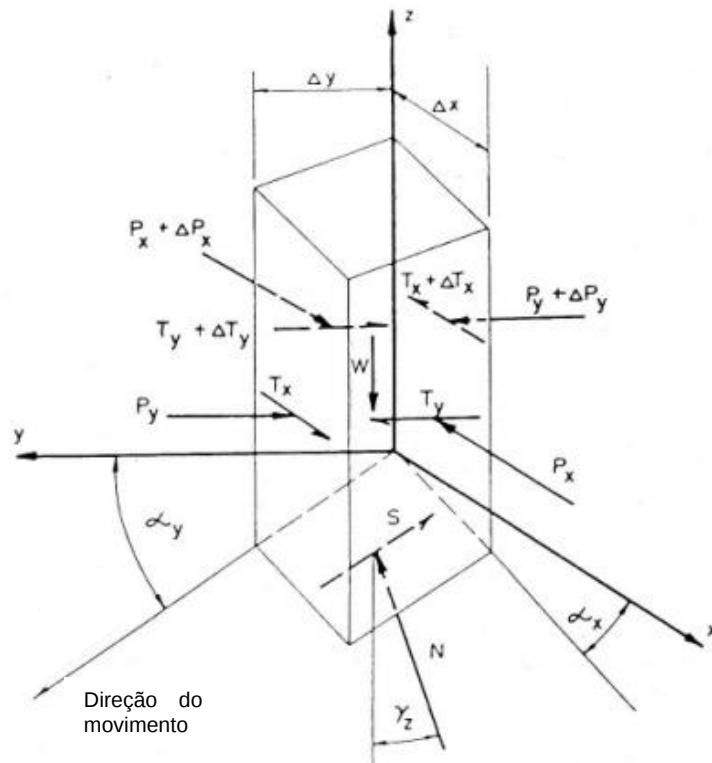


Figura 12 Diagrama de corpo livre de coluna – Hungr (1987)

Hungr (1987) implementou as formulações desenvolvidas em seu trabalho, no programa CLARA para análise de estabilidade 3D, por Equilíbrio Limite.

Hungr et al (1989) mostram que o fator de segurança é obtido pela soma de momentos em relação ao um eixo paralelo ao eixo “x”, dado pela equação (2).

$$F = \frac{\sum [cAR + (N - uA)R \tan \varphi]}{\sum Wx - \sum Nf^{\cos \gamma_z} / \cos \alpha_y + \sum Wke + Ed} \quad (2)$$

Onde : A é área líquida da base; u é a poropressão; R, x, f, d são braços de alavanca da força resistente, do peso da coluna, da força normal e das forças normais respectivamente; E é a resultante das componentes horizontais das cargas aplicadas; k é o parâmetro relacionado à aceleração horizontal em tremor de terra; α_y e γ_z são ângulos e referem-se às inclinações da base da coluna e da força; e W é o Peso da coluna

Hungr et al (1989) compararam os resultados da metodologia em 3D com as análises, também em 3D, de diversos outros autores em diferente tipos de taludes e superfícies de escorregamento. A grande maioria dos resultados se apresentou bastante próximo, tanto na superfície de ruptura, quanto no fator de segurança.

Em suas análises o autor concluiu que o método de Bishop simplificado, utilizado como base no método de 3D (programa CLARA), apresenta resultados com boa precisão para escorregamentos rotacionais simétricos. Por outro lado, tende a produzir FS conservativos quando usados em superfícies assimétricas e escorregamentos que não sejam rotacionais. Segundo o autor, esse resultado é em função da negligência das tensões internas de resistência adotadas no método de Bishop.

- Wolle (1990)

Wolle (1990) foi um dos precursores no estabelecimento de metodologias de análise de estabilidade das encostas brasileiras, sob o enfoque 3D. A predominância de escorregamentos translacionais nas encostas da Serra do Mar, com características semelhantes: pequena profundidade (da ordem de 1 m), grandes extensões (de 20 m a 200 m) e larguras relativamente constantes (variando entre um mínimo de 6 e máximo de 30 m) levou o autor a propor um processo de cálculo que incluísse o efeito das bordas e assim melhorasse o entendimento sobre a largura desse tipo de escorregamento, uma vez que o comprimento é em função da topografia e a profundidade em função da morfologia. Outra proposta do autor é em relação à incorporação da vegetação ao cálculo de estabilidade.

O modelo desenvolvido adaptou as equações do método de Equilíbrio Limite, associadas à condição de talude infinito, incluindo bordas laterais planas, como mostra a

Figura 13.

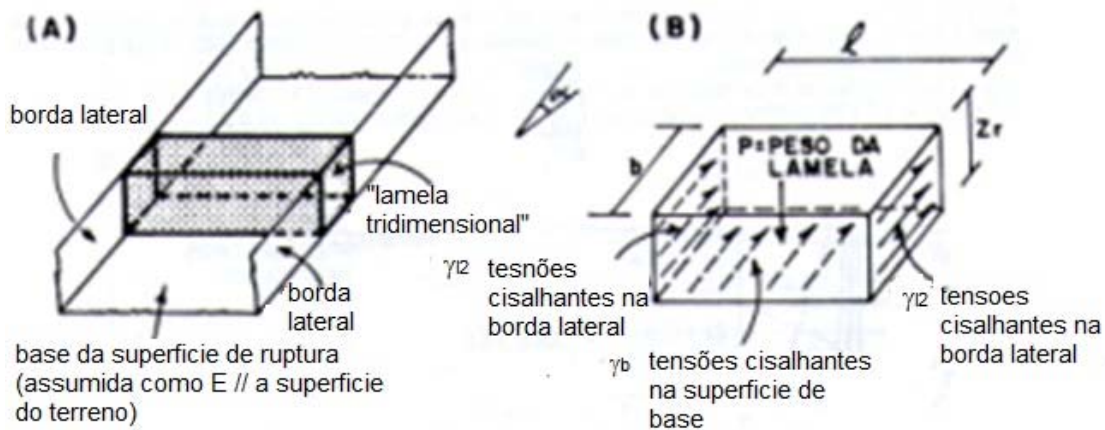


Figura 13 Lamela tridimensional proposta por (Wolle, 1990) para análise de taludes infinitos.

1.4.4 Análise de Estabilidade por Elementos Finitos.

Devido ao comportamento complexo dos solos, a execução de experimentos que retratem com fidelidade as condições nas quais o solo será submetido no campo é às vezes dispendiosa, quando não impossível. Como alternativa, estudos numéricos têm sido cada vez mais utilizados em projetos geotécnicos.

A vantagem do uso de ferramentas numéricas na busca da compreensão da resposta dos solos aos diversos sistemas construtivos reside na possibilidade de incorporação da não linearidade da curva $\sigma \times \varepsilon$, da anisotropia, da não homogeneidade, da influência do estado inicial de tensões e das etapas construtivas. Como resultado, identificam-se áreas rompidas ou plastificadas, níveis de tensão e magnitude das deformações.

Os métodos numéricos são divididos em três tipos diferentes de abordagem:

i. Método das Diferenças Finitas (MDF)- Método que substitui a equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma equação algébrica que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em quatro pontos vizinhos. A solução é fornecida em pontos no domínio do problema.

ii. Método dos Elementos de Contorno (MEC) – Método similar aos Elementos Finitos, utilizado basicamente em problemas lineares e homogêneos, tem como característica a divisão somente do contorno, o que reduz o trabalho de

divisão e o número de equações. Como somente o contorno é estudado, a complexidade inerente ao solo torna este método pouco indicado para a geotécnica.

iii. Método dos Elementos Finitos (MEF) – Método que consiste na divisão do meio contínuo em elementos cujo comportamento pode ser formulado em função da sua geometria e de suas propriedades. O conjunto de elementos discretizados no modelo forma a malha de Elementos Finitos. Os elementos são conectados por nós, cuja a quantidade irá afetar diretamente a precisão do resultado. Estes elementos podem ter propriedades diferentes entre si, uma vez que, as leis básicas do problema são atribuídas a pontos de tensão no interior dos elementos, e funções de interpolação são utilizadas para estender os resultados aos nós, onde são computados os deslocamentos. O MEF, por sua versatilidade é o mais utilizado em geotecnia. O aumento da quantidade de nós faz a solução por Elementos Finitos convergir para a solução exata. Deve-se considerar que, ao refinar uma malha, está-se aumentando automaticamente a quantidade de nós e, isso leva a um maior esforço computacional e maior consumo de tempo para realização do cálculo.

Em alguns casos o maior refinamento não promove melhorias significativas nos resultados. Griffiths e Marquez (2007) realizaram análises de estabilidade 3D por Elementos Finitos com diferentes discretizações e concluíram que a diferença entre FS não ultrapassava 2%.

Griffiths e Lane (1999) apresentam algumas vantagens do uso de programas de Elementos Finitos para realização de análises de estabilidade, em detrimento de soluções baseadas no método de Equilíbrio Limite, entre elas destaca-se as resumidas a seguir:

- i. Não é necessário arbitrar a superfície crítica, a ruptura vai acontecer na região onde a massa de solo não tiver resistência ao cisalhamento suficiente para equilibrar as tensões cisalhantes geradas;
- ii. Por não ser necessário subdividir a massa em fatias, não há necessidade de introdução de hipóteses quanto aos esforços entre fatias e, consequentemente, interferências nos cálculos de equilíbrio de forças e momentos. No Método de Elementos Finitos (MEF) o equilíbrio é mantido até a ruptura;
- iii. É possível conhecer as informações sobre as deformações; e

- iv. É possível monitorar rupturas locais até o instante do colapso.

Em programas baseados em Elementos Finitos as tensões iniciais são geradas pela ação do peso próprio e, os valores são comparados com as tensões na ruptura. Caso sejam iguais, ocorre a plastificação da região e a parcela não linear do algoritmo é ativada; os excessos de tensão são então transmitidos para os pontos vizinhos, que por sua vez são testados com relação ao critério de ruptura, e assim por diante. O processo iterativo continua até a formação de região de plastificação contínua.

Nas análises de estabilidade de talude pelo Método dos Elementos Finitos são dados de entrada, a coesão (c'), o ângulo de atrito (ϕ'), o peso específico (γ), o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de elasticidade (E).

Brinkgreve e Bakker (1991) citam que é possível carregar solos coesivos até o colapso por incremento da gravidade ou em centrifugas, porém, em solos caracterizados pelo atrito, esse carregamento não é tão simples e com isso a determinação do fator de segurança (FS) se faz pela redução dos parâmetros de resistência, conforme mostra a equação (3). Uma técnica desenvolvida por Taylor (1948), é a mais adequada para algumas aplicações da engenharia de solos, como obras cuja a estabilidade não dependa somente da carga externa, mas principalmente do peso próprio.

$$FS = \frac{c'}{c'_{red}} = \frac{\tan\phi'}{\tan\phi'_{red}} \quad (3)$$

Onde c_{red} e $\tan\phi_{red}$ são os parâmetros reduzidos.

1.4.4.1 Influência da tensão cisalhante no fator de segurança.

Análises por MEF permitem identificar a magnitude das tensões mobilizadas ao longo da superfície de ruptura. Com isso, é possível observar processos de ruptura localizada que traduzem de forma mais realista o comportamento de campo. A Figura 14, extraída de Chen & Chameau (1982), mostra o comportamento das

tensões cisalhantes em função das tensões normais, ao longo do comprimento do talude, em dois planos diferentes, ao longo do eixo "z" ($z = 0,76\text{m}$ e $z = 6,97\text{m}$). As análises, em 3D, consideraram solo basicamente coesivo ($c'=34$ e $\phi'=6^\circ$).

A análise apresentada na Figura 14 mostra a elevação das tensões normais e cisalhantes a partir do pé do talude. O maior valor das tensões foi atingido no ponto médio da região de escorregamento, voltando a baixos valores na escarpa. Os autores citam que a tensão cisalhante, apesar de apresentar o mesmo comportamento da tensão normal, tem a intensidade da ordem de 20% desta última.

Quanto ao fator de segurança, observa-se que o seu comportamento foi inverso ao das tensões, começando com altos valores no pé do escorregamento, atingindo os menores valores no plano médio do escorregamento e, voltando a apresentar valores mais elevados junto a superfície da escarpa. Convém lembrar que os métodos de Equilíbrio Limite, amplamente adotados na prática, assume que todos os pontos ao longo da superfície de ruptura apresentam o mesmo fator de segurança.

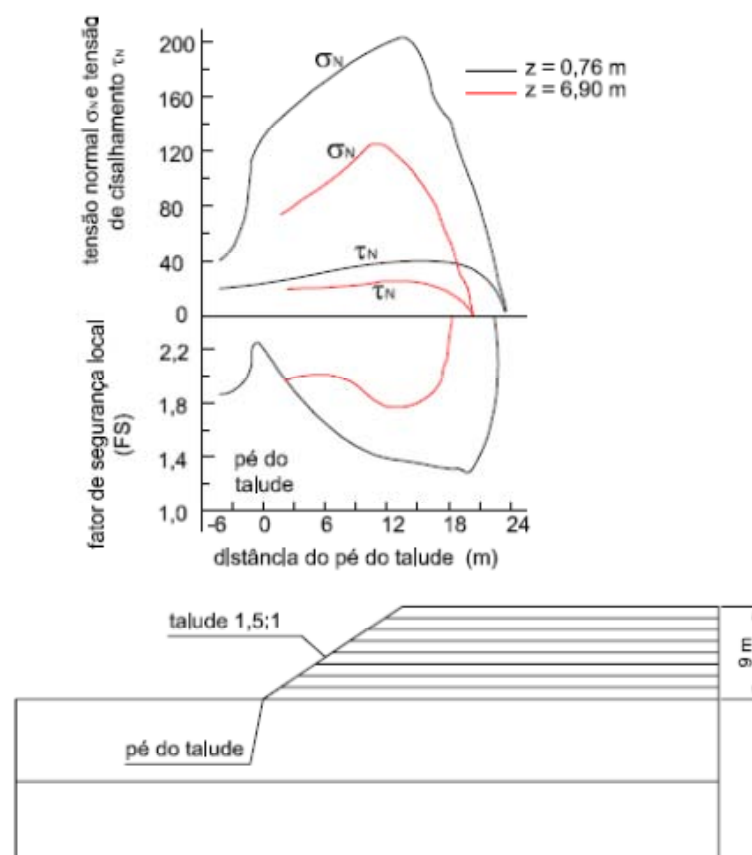


Figura 14 Variação de FS e tensões σ e τ ao longo do talude – (Chen & Chameau, 1982)

Seria de se esperar que maiores FS fossem observados em regiões com tensões normais mais elevadas. Porém, como foi adotado um solo basicamente coesivo ($c' > \phi'$), a variação da tensão normal não reflete significativamente a resistência do solo; logo, os fatores de segurança acabam sendo baixos.

Este fato foi comprovado no presente trabalho, a partir da análise realizada considerando material mais granular ($c' = 6$ kPa e $\phi' = 34,5^\circ$). Os resultados da simulação numérica para geometria semelhante a adotada por Chen & Chameau (1982) estão mostradas na figura 15. Observa-se neste caso o fator de segurança variando proporcionalmente com as tensões σ e τ .

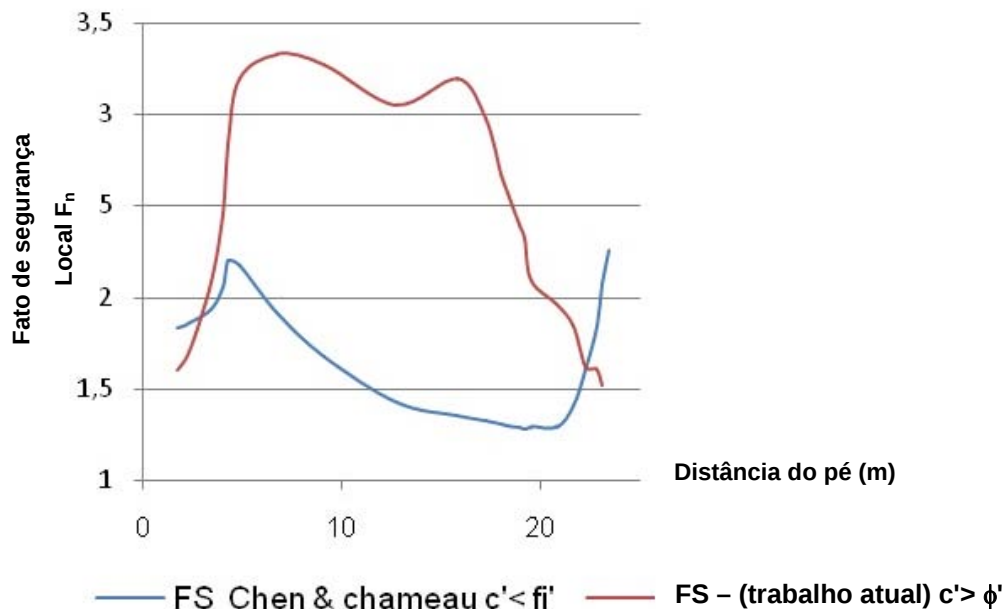


Figura 15 Comportamento da variação do FS para solos coesivos e solos com alto valor de ângulo de atrito.

1.4.4.2 Influência dos Contornos na Estabilidade de Taludes com Aspectos 3D.

Griffiths & Marquez (2007) avaliaram a influência das laterais de um talude em sua estabilidade. Diferentemente das análises feitas em Equilíbrio Limite, por Chen & Chameau e Hutchinson, que estudaram as formas de extremidades, Griffiths & Marquez, avaliaram a influência da inclinação das laterais do talude, um caso típico

de análise 3D em modelo elastoplástico.

Para a análise os autores simularam o modelo da Figura 16, impondo restrições nos contornos laterais para diferentes valores do ângulo α . Adicionalmente a dimensão do pé do talude (L_2) e da crista (L_1) foram alteradas individualmente conforme as relações mostradas na tabela 9.

As relações entre os comprimentos L_1 e L_2 com a altura (h) do talude estão resumidos na tabela 9.

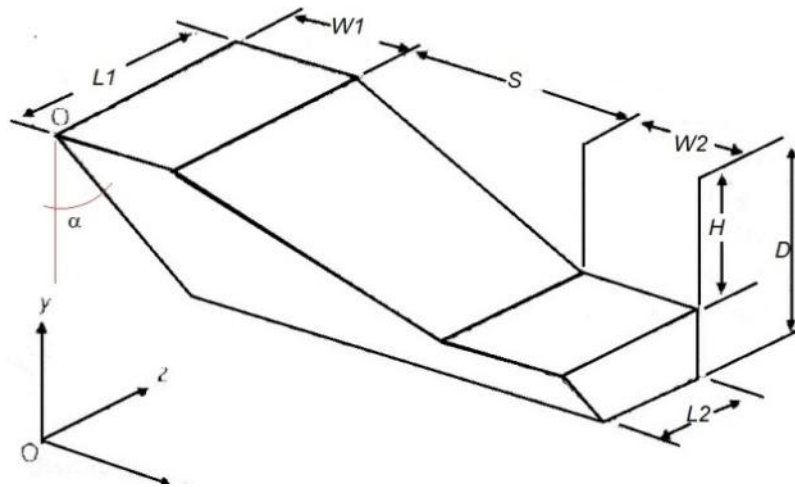


Figura 16 Modelo de análise para avaliação da interferência das laterais no FS – (Griffiths & Marquez, 2007)

Tabela 9 Relação de L/h das análises de influência dos lados no FS.

Caso 1 – largura da crista constante e variação do ângulo α .	$L_2/H = 0,83$
	$L_2/H = 1,67$
Caso 2 – largura do pé constante e variação do ângulo α .	$L_1/H = 0,83$
	$L_1/H = 1,67$

Na primeira análise (caso 1) os autores identificaram um acréscimo no FS de segurança em relação ao modelo com faces verticais. Esse acréscimo foi atribuído ao maior confinamento do solo, conforme pode ser observado a Figura 17. A relação L_2/H mostra que, quanto maior o valor de L_2 menor é o efeito 3D; portanto, menor é o fator de segurança.

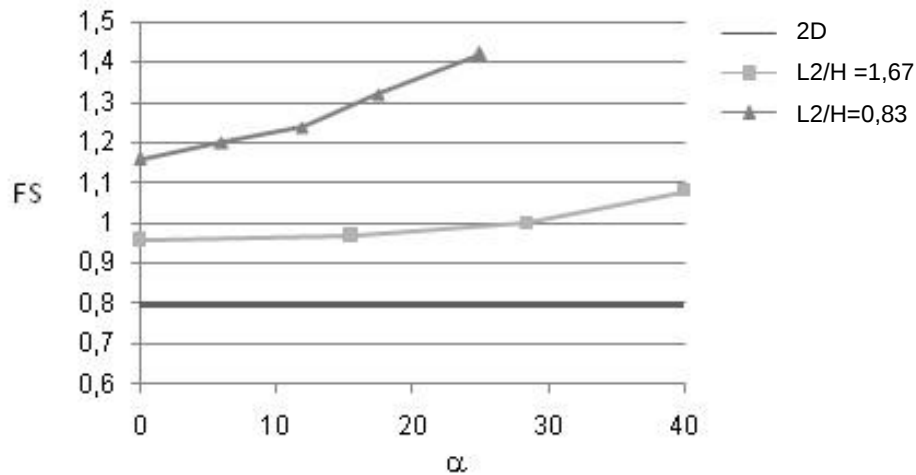


Figura 17 Relação do FS com a variação da inclinação das laterais – Alteração do comprimento do pé do talude (Griffiths & Marquez, 2007)

Na segunda análise (caso 2) onde fixou-se o pé do talude, ocorreu efeito contrário, pois, ao aumentar o ângulo α o solo passa a ser aliviado do confinamento, reduzindo assim o FS. O gráfico da Figura 18 apresenta a influência do ângulo α no FS em modelos com confinamento diferentes.

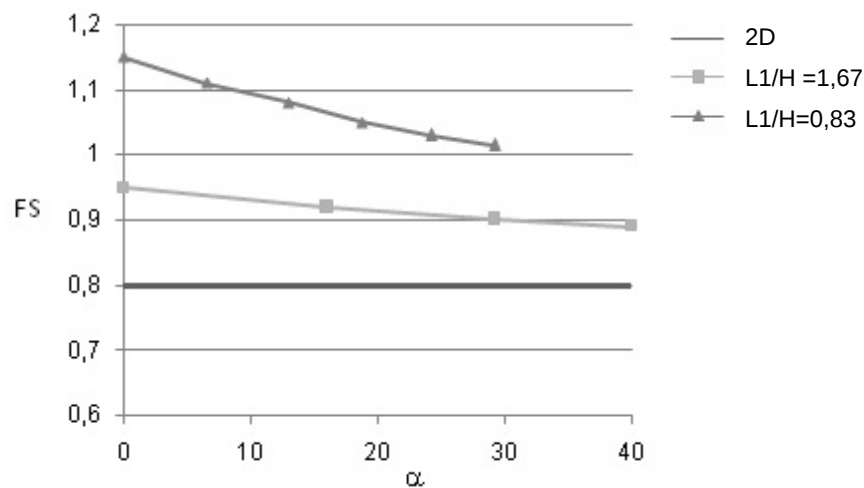


Figura 18 Relação do FS com a variação da inclinação das laterais – Alteração do comprimento da crista do talude (Griffiths & Marquez, 2007)

1.5 Solos Não Saturados

A maior parte dos problemas de mecânica dos solos é tratada comumente pela teoria de solos saturados, que apesar de abrangente, não consegue explicar o comportamento de alguns solos sob a influência da variação de umidade. Quando a variação de umidade no solo é significativa a teoria de solos não saturados torna-se melhor aplicada. Com isso, a mecânica dos solos pode ser dividida em duas grandes áreas – solos saturados e solos não saturados.

Na natureza solos residuais e alguns solos sedimentares podem se apresentar sob condição não saturada. Os solos compactados também são de natureza não saturada. Os solos expansivos e os solos colapsíveis, assim classificados devido os seus respectivos comportamentos em relação à umidade, são também exemplos de solos não saturados.

O solo não saturado acontece na região acima do nível d'água, onde a umidade é resultante de processos de secagem ou evaporação, assim como, provenientes da ação da capilaridade. A quantidade de água não é suficiente para saturar os vazios do solo, gerando uma região com vazios preenchidos com ar e com água.

Nos solos não saturados a interface ar – água denomina-se menisco e, é considerada uma película elástica, que ao contrair-se tem forma semiesférica, com direção voltada para o líquido, cuja a pressão é menor que a do ar.

A forma do menisco indica que a pressão na água é negativa, o que confere maior resistência ao solo, favorecendo a estabilidade e possibilitando a execução de escavações com taludes íngremes.

Por outro lado, a poropressão negativa é também a responsável pelo aparecimento de fissuras de tração. A redução da umidade e consequente redução do raio de curvatura dos meniscos promove a contração da massa.

A influência da membrana no comportamento mecânico do solo a faz ser considerada uma quarta fase, sendo as outras três, os grãos, o ar e a água. Nessa configuração a água e o ar são considerados fases fluidas, e o grão e a membrana são considerados fases sólidas. A Figura 19 compara as diversas faces da solo não saturado com a do saturado.

A poropressão negativa, também denominada sucção, está diretamente associada à quantidade de água presente no meio. Esta relação, conhecida como curva característica ou curva de retenção, constitui uma das informações mais relevantes no estudo do comportamento de solos não saturados.

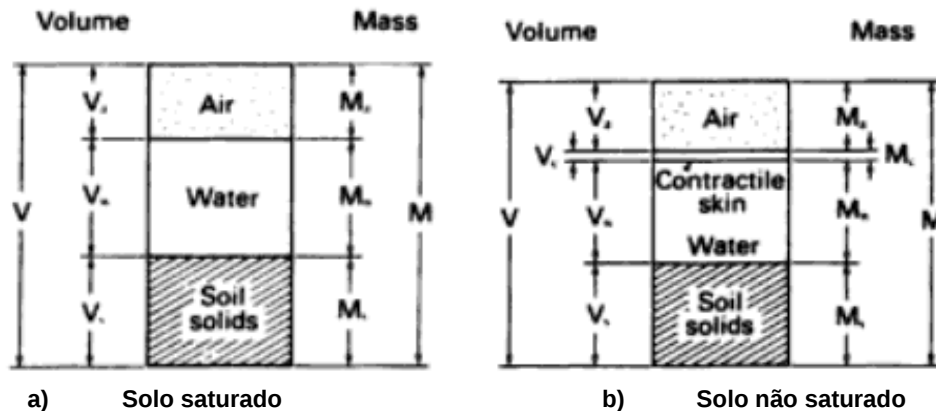


Figura 19 Fases de solos saturados e solos não saturados (Fredlund & Rahajo, 1993)

A sucção é definida pela diferença entre as pressões na água e no ar contido nos vazios ($\psi = u_a - u_w$).

Para a determinação da resistência dos solos não saturados Fredlund e colaboradores (1993) propuseram um critério que inclui o efeito da sucção, representado pela equação (4).

$$\tau = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (4)$$

Onde τ é a tensão cisalhante, c' é o intercepto coesivo, $(u_a - u_w)$ é a sucção, σ é a tensão normal, u_a é a pressão no ar, ϕ' é o ângulo de atrito interno e ϕ^b é o ângulo de variação da coesão aparente, provocada pela sucção.

A equação (4) é representada no espaço tridimensional, conforme mostra a Figura 20. O gráfico pode ser entendido como uma extrapolação da envoltória para solos saturados (σ vs τ) acrescido do eixo de sucção ($u_a - u_w$) na terceira dimensão.

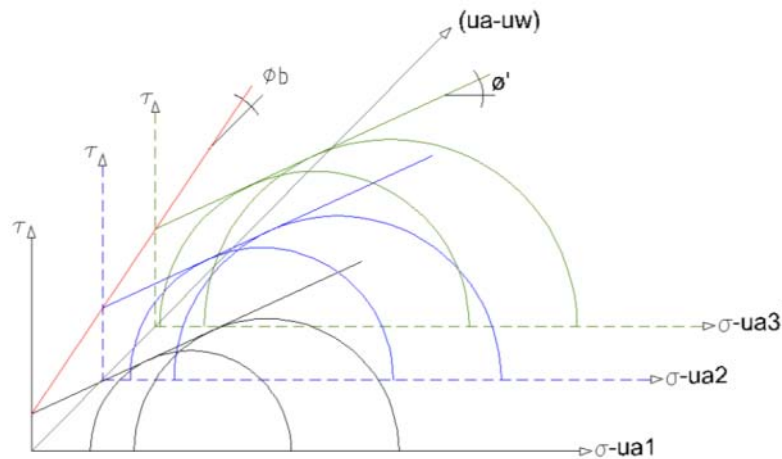


Figura 20 Envoltória de resistência em solos não saturados.

Examinando a equação 4 observa-se que o efeito da sucção pode ser representado como um incremento na parcela de coesão (c), definido pela equação (5).

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (5)$$

A teoria sobre solos não saturados tem relevante importância na análise de estabilidade de taludes, pois um incremento na umidade do solo pode ser um agente potencial de escorregamentos em encostas naturais, bastando um período de chuva como agente deflagrador para que o movimento aconteça.

Certamente o aumento da propressão, com a elevação de nível d'água, e o aumento de peso da massa saturada, após um período chuvoso, sejam os fatores mais relevantes na geração de um processo de escorregamento. Porém, a variação de umidade da região não saturada deve certamente ser observada, assim como, ser considerada no dimensionamento de um talude artificial.

1.6 Casos Históricos

A influência da umidade na estabilidade de taludes há muito é conhecida e atualmente abordada em diversos trabalhos, que não apenas buscam um melhor entendimento sobre o assunto, como também apresentam experiência e lições

aprendidas.

Menos comum são as utilizações de análises em 3D, atualmente mais utilizadas no meio acadêmico que no meio profissional.

A seguir são relatados alguns casos de análises envolvendo solos não saturados e também casos de avaliações em 3D.

1.6.1 Análise de estabilidade 3D em Campos do Jordão, SP.

Silva e Zuquette (2009) utilizaram o modelo de infiltração de Van Genuchten no estudo de infiltração de água em solos, associada à análise de Equilíbrio Limite 3D para avaliar a estabilidade de duas áreas em Campos do Jordão. O perfil consistia de solo residual e aluvião na sua estratigrafia cuja maior espessura adotada no cálculo tem 1,70m.

A simulação 3D foi feita em perfis selecionados das encostas com planos de ruptura pré definidos em profundidades diferentes. Foram analisados quatro cenários: Dois definidos a partir dos dados gerados pela infiltração das chuvas de 2001 e 1995, tomadas como referência no trabalho. E outras duas simulações considerando coesão quase desprezível.

Os autores chamaram a atenção para escolha criteriosa das regiões definidas para o cálculo de estabilidade em 3D visto a importância dessa etapa do cálculo no resultado final. Indicaram ainda que o método de Equilíbrio Limite 3D é mais eficaz em áreas pequena, de forma a evitar a incorporação de declividades indesejadas no cálculo, como a presença de vales ou mudanças das direções de mergulho da encosta. Segundo os autores os vales ou mudanças das direções de mergulho podem provocar a presença de grids com declividades muito baixas elevando o fator de segurança geral. A presença de grids com direção de mergulho (direção de vertente) muito diferente da direção de inclinação geral da encosta também pode contribuir para o aumento do FS.

Todas as simulações com baixo valores de coesão (0,1 kPa) chegaram a valores de FS margeando o limite da estabilidade, com maior FS = 1,11.

Os autores observaram uma variação significativa, entre 15% e 30%, do fator de segurança entre as duas superfícies de ruptura simuladas. Diferença ainda maior quando são considerados valores de coesão quase desprezível, onde concluíram sobre a importância da coesão na estabilidade de taludes. O que confirma o estudo de Chen & Chameau (1982), sobre coesão, apresentado nesse trabalho.

Apesar da conclusão a respeito da importância da coesão na estabilidade, não houve tratamento da influência da sucção na resistência em função da coesão aparente, apesar de serem apresentados valores de coesão que sugerem essa aplicação.

1.6.2 Retroanálise de ruptura ocorrida em talude não saturado em Recife.

Silva Filho e Dantas Neto (2009), realizaram uma análise por Elementos Finitos 2D para avaliar as condições de equilíbrio de um talude de escavação na obra do metrô de Recife, que rompeu em agosto de 2007, próximo à estação de Mondubim.

O talude de 6,00m de altura, com proporções de 1 (H):10 (V) foi escavado em solo argilo arenoso proveniente da formação de Barreiras.

Os autores apresentaram o método de análise de estabilidade por Elemento Finitos através da técnica de redução $\phi \times c'$ e citam que, apesar da importância dos parâmetros de elasticidade ν e E nos deslocamentos, na técnica de redução c' e ϕ' , tais parâmetros têm pequena influência no fator de segurança, sendo sugerido os valores propostos por Griffiths e Lane, (1999) de $E' = 10^5$ kN/m² e ν de 0,3. A pouca influência de ν e E nos resultados de FS pela técnica de redução c e ϕ foi observada também por Martins (2003).

Os autores confrontaram as análises por MEF com o Método de Equilíbrio Limite de Bishop. Em ambos os métodos, encontraram o valor de FS de 1,1 com superfície de ruptura bastante superficial, corroborando o formato do escorregamento. Os autores concluíram que o método de Elementos Finitos pode ser utilizado com facilidades em problemas rotineiros, com a vantagem não incorporar as simplificações comuns nos métodos de Equilíbrio Limite.

1.6.3 Análise de talude coluvionar da Serra do Mar.

Yomura e Dyminski (2009) avaliaram a estabilidade de um talude com 100 m de altura, composto por solo residual, soto-posto a uma camada de solo coluvionar na serra do Mar em Paraná. O local de análise é próximo ao km 673 da rodovia BR 376. Além da rodovia, as instalações de oleodutos, gasodutos e linhas de transmissão, fazem dessa encosta um local de atenção quanto à sua estabilidade.

Os autores analisaram a estabilidade do talude através de quatro simulações por Elementos Finitos, supondo diferentes condições de umidade e percolação de água, onde buscaram mostrar a variação dos coeficientes de segurança nas diversas situações.

Os autores observaram que a superfície crítica de ruptura é maior sob condições de fluxo subterrâneo. Nos casos de solos não saturados o fluxo subterrâneo induz ao maior fator de segurança.

1.6.4 Análise de estabilidade em Ouro Preto, MG

Ferreira, et al (2009) retroanalisaram a estabilidade de uma encosta com inclinação média de 45° e 50 m de altura, composta basicamente de xisto muito alterado, dando origem a um solo silte arenoso e silte areno argiloso.

A ruptura ocorrida tem geometria circular, não apresenta influências das descontinuidades, porém, devido ao solo local ser uma rocha muito alterada, os autores citam que tal situação é limítrofe entre solo e rocha, o que ainda confere ao solo influência da anisotropia e da xistosidade da rocha na sua resistência ao cisalhamento.

Os autores dividiram o maciço em 6 planos de análise, verticais e paralelos e, realizaram uma análise de estabilidade por Equilíbrio Limite em 2D, avaliando a influência do nível d'água na estabilidade do talude em cada seção.

Para avaliar a variação do nível do lençol freático, os autores utilizaram os parâmetros hidráulicos relacionados ao silte sugeridos pelo programa GEO-SLOPE.

Os autores observaram que o nível d'água necessário para levar o talude a ruptura era diferente em cada perfil. Esse comportamento foi associado à diferença dos planos de análise, o que levou os autores a concluir que o problema é tridimensional.

Não foi considerado pelos autores, nesse trabalho, a hipótese de se estar lidando com uma situação de solo não saturado.

PROGRAMAS UTILIZADOS EM ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.

A execução de rotinas de cálculos é atualmente otimizada pela utilização de computadores e programas específicos para as mais diversas aplicações na engenharia, inclusive geotécnica. Além dos programas acadêmicos, ainda em fase de experimentação, há programas já amplamente utilizados para análises de estabilidade, seja em 2D ou 3D, de base em modelos elastoplásticos ou modelos por Equilíbrio Limite.

No mercado existem diversos *softwares* comerciais como o Plaxis (Elementos Finitos – 2D e 3D), FLAC (Elementos Finitos – 2D e 3D), Geoslope (Equilíbrio Limite e Elementos Finitos - 2D), Abaqus (Elementos Finitos), Slide (Equilíbrio Limite – 2D), MIDAS GTS (Elementos Finitos), GEO5 (Equilíbrio Limite), entre outros.

Neste trabalho, as simulações serão realizadas com os programas Plaxis e Slide, sendo por isso, ambos mais bem detalhados neste capítulo.

2.1 Programa PLAXIS

O Plaxis é um programa computacional aplicado exclusivamente na engenharia geotécnica. É baseado em Elementos Finitos, que desenvolve análises em ambiente 2D e 3D, em pacotes separados.

O Plaxis desenvolve análise por deformação elástica, análise de consolidação (comportamento da poropressão ao longo do tempo - *Consolidation Analysis*), análises de comportamento dinâmico (*Dinamic Analysis*), simulações de vibrações e, avaliações de estabilidade através de redução dos parâmetros de resistência (c , ϕ *reduction*)

O programa trabalha com seis modelos constitutivos conforme apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 Modelo de solos do programa Plaxis.

<i>Linear Elástico</i>	Representa a Lei de Hooke. Limitado para uma simulação mais abrangente.
<i>Hardening-Soil</i>	O modelo de endurecimento por cisalhamento e por compressão.
<i>Soft Soil</i>	Tipo <i>Cam-Clay</i> utilizado para solos moles.
<i>Soft-Soil-Creep</i>	Modelo de segunda ordem formulado na estrutura de visco-plasticidade.
<i>Jointed Rock=d</i>	Modelo elastoplástico anisotrópico capaz de simular o comportamento de rochas fraturadas ou com estratigrafia.
<i>Mohr – Coulomb</i>	Modelo elastoplástico. Comumente utilizado, inclusive no cálculo de determinação de fator de segurança por redução de ϕ -c.

2.1.1 Cálculo de estabilidade.

A convenção de sinais do programa considera como positiva a tensão normal de tração e negativa a de compressão. A análise de estabilidade é feita com utilização da técnica de redução dos parâmetros de resistência c' e ϕ' para determinação do fator de segurança (FS). O programa utiliza um multiplicador ΣM_{sf} que é gradativamente aumentado até atingir a ruptura. (Equação 6).

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} = \sum M_{sf} \quad (6)$$

Por ser um estado final de ruptura, o procedimento de redução ϕ' e c' não pode ser utilizado como condição inicial para nenhuma outra fase de cálculo. Também não é possível executar a análise de fator de segurança concomitante com um carregamento.

Quando a Redução ϕ' - c' for utilizada junto com um modelo de solo avançado, esse modelo passa a ser utilizado como o modelo padrão Mohr-Coulomb.

O programa desconsidera a influência de qualquer componente estrutural durante o cálculo de redução de ϕ' e c' .

A definição de tensões horizontais iniciais pode ser feita por especificação de k_0 , ou optando-se por carregamento da gravidade.

No procedimento de k_0 o valor do coeficiente de empuxo no repouso pode ser introduzido direto no programa. Inicialmente o valor de k_0 é dado pela fórmula de Jacky (equação 7). Esse método é limitado aos casos de superfície horizontal com camadas de solo e nível d'água, paralelos a superfície.

$$k_0 = 1 - \tan\phi \quad (7)$$

O programa dispõe da ferramenta (*Plastic point*) que indica os pontos que sofreram plastificação no modelo, ou seja, que atingiram a envoltória de resistência de Mohr Coulomb. Essa ferramenta pode ser utilizada para avaliar as dimensões e geometria do modelo, avaliar o k_0 adotado e para avaliar a região de ruptura. Um excesso de pontos de plastificação encostando-se aos contornos do modelo pode indicar a interferência dos limites do modelo nos resultados.

2.2 Programa SLIDE

O Slide é um programa computacional comercial, utilizado no cálculo de estabilidade de taludes por Equilíbrio Limite em 2D. Além das análises determinísticas, onde utiliza diversos métodos de cálculo. O programa realiza também análises probabilísticas e de sensibilidade.

O programa opera em ambiente Windows, com interface simples e facilidades para construção de modelos geomecânicos, com possibilidade de importação de desenhos do programa AutoCad.

A análise determinística, seja drenada ou não drenada, é feita por pesquisas em superfície circular ou não circular. A pesquisa do círculo crítico é feita plotando-se diversos círculos, em quantidade definida por uma malha formada por diversos pontos que representam os centros dos círculos (Figura 21). De cada ponto podem

ser construídos círculos, os quais não podem encostar o contorno externo direito, esquerdo ou de fundo, do modelo. Esses contornos limitam o raio máximo dos círculos. A variação do raio em cada ponto é limitado pelo raio máximo e pelo raio mínimo. O usuário pode estabelecer a quantidade de incrementos no raio dentro da faixa de máximo e mínimo, o que vai definir a quantidade de círculos pesquisados.

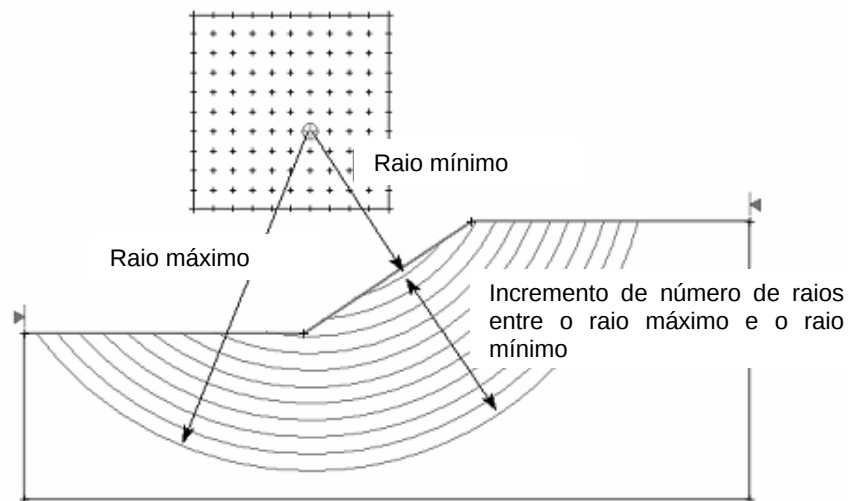


Figura 21 Raio mínimo e máximo na pesquisa da superfície crítica.

Há ainda a opção de busca automática do círculo de ruptura, útil quando não se conhece a região possível de escorregamento.

O programa trabalha com diversos critérios de resistência, alguns com aplicação em rocha e outros em solos. Há a possibilidade de variar a coesão com a profundidade.

É possível a inclusão de cargas externas no cálculo, assim como, a inclusão de elementos como geotêxteis, grampos e tirantes.

A análise probabilística, realizada pelo programa, é baseada na técnica Monte Carlo ou em técnicas de Hipercubo Latino. Qualquer parâmetro de entrada pode ser definido como aleatória (propriedades do solo, nível de lençol d'água, cargas, etc.). O programa incorpora as distribuições: normal, uniforme, beta, exponencial, lognormal e gama.

O cálculo de poropressão é feito estabelecendo-se o nível d'água ou o nível piezométrico, ou fornecendo fator R_u , ou ainda introduzindo dados de poropressão em pontos específicos.

O programa dispõe de um módulo de cálculo de poro pressão sob condição de fluxo em meio saturado ou não saturado, incorporando quatro modelos de relação de condutividade hidráulica relativa - k_{nsat}/k_{sat} -. (Van Genutchen, Brooks & Corey, Gardner e Fredlund & Xing).

A análise de fluxo d'água é independente da análise de estabilidade de taludes podendo, porém, utilizar os resultados da análise de fluxo diretamente na análise de estabilidade de talude com o mesmo modelo.

ANÁLISE PARAMÉTRICA EM 2D.

Estudos paramétricos foram realizados com a finalidade de avaliar as respostas dos programas de Elementos Finitos Plaxis 2D e Equilíbrio Limite Slide 2D, os quais, serão utilizados no presente trabalho. Os estudos visam estabelecer os limites adequados para definição da geometria do problema e seus contornos, além da discretização necessária da malha nas simulações em Elementos Finitos. Foi feita uma avaliação da influência dos parâmetros de elasticidade nos resultados de fator de segurança.

Neste estudo adota-se o modelo utilizado por Griffiths e Marquez (2007). A Figura 22 apresenta a geometria do modelo de talude 2:1 (h:v), aproximadamente de $26,57^\circ$ e altura (H) de 10m. As demais dimensões foram definidas em função da altura. As propriedades do solo estão resumidas na tabela 11.

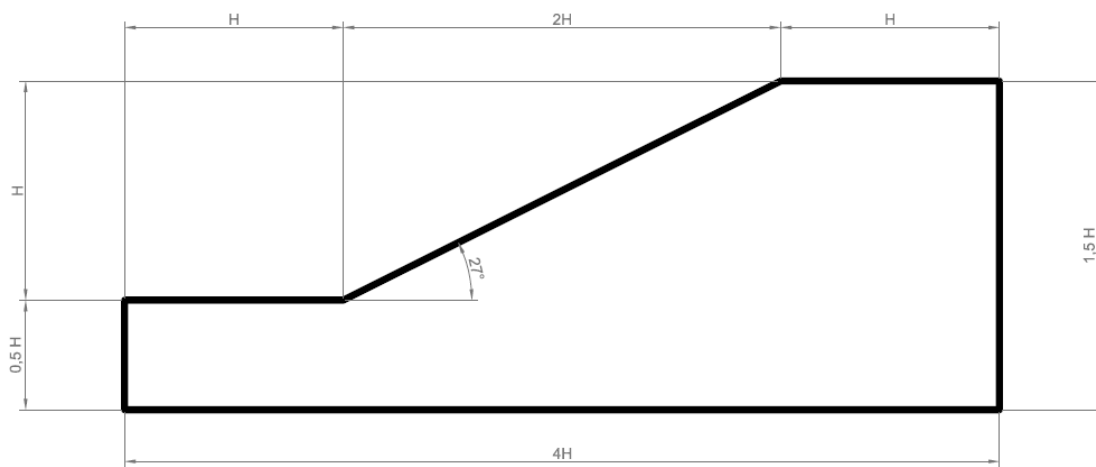


Figura 22 Modelo bidimensional utilizado para análise paramétrica (Griffiths & Marquez, 2007)

Tabela 11 Parâmetros geotécnicos utilizados em modelagem 2D (Griffiths & Marquez, 2007)

Parâmetro	Valor
Módulo de Elasticidade (E)	10^5 kPa
Coefficiente do Poisson (ν)	0,3
Ângulo de atrito efetivo (ϕ)	20°
Coesão (c)	29 kPa
Peso específico (γ)	18,8 kN/m ³

Nas análises por Elementos Finitos foram adotados elementos com 15 nós e 12 pontos de tensão, sendo a malha pouco refinada. É feita análise drenada e o critério de ruptura utilizado foi o de Mohr Coulomb. A análise total levou 42 segundos para concluir 150 etapas de cálculo.

Os contornos de um modelo podem interferir nos resultados da simulação. A Figura 23 mostra a região plastificada cuja extensão atinge os contornos laterais assim como a base do modelo. O manual do Plaxis recomenda que a região de plastificação seja limitada ao entorno do talude; isto é, não deve aproximar-se dos limites da malha.

Assim sendo, uma análise foi realizada ampliando a geometria do problema. A região de plastificação mostrada na Figura 24, mostra que a geometria adotada atende às recomendações do programa Plaxis. Ressalta-se entretanto, que a ampliação da geometria não influenciou, significativamente, o valor do fator de segurança.

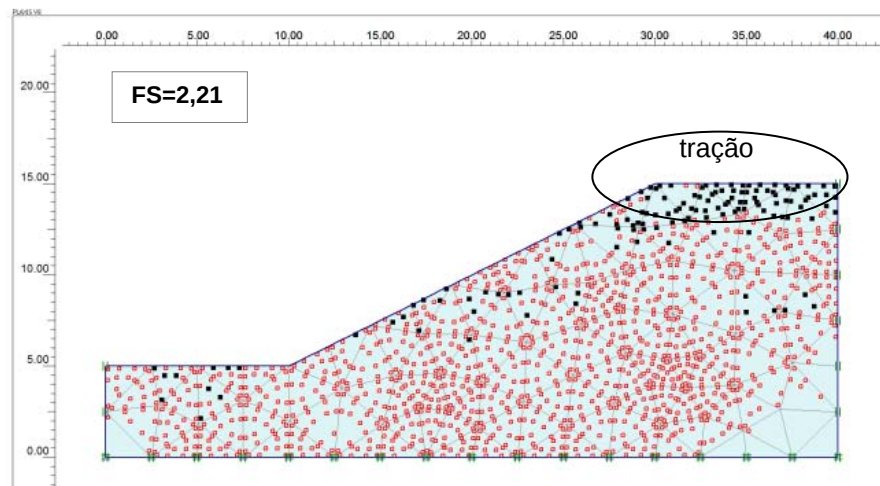


Figura 23 Pontos de plastificação em modelo de análise adotado

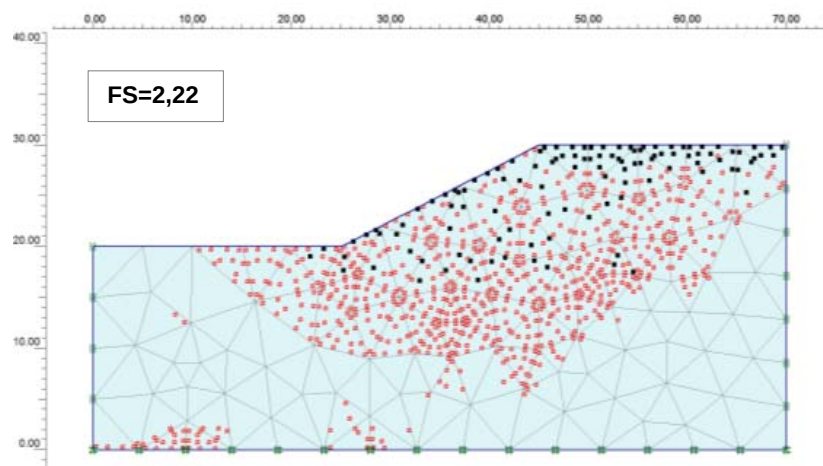


Figura 24 Modelo modificado de Griffiths & Marquez, (2007).

A Figura 25 apresenta a superfície potencial de ruptura obtida pelo Plaxis, e a Figura 26 mostra as superfícies obtidas pelo Slide. Em ambas as análises as superfícies foram razoavelmente próximas, assim como o valor dos fatores de segurança.

Na análise por Elementos Finitos 3D, realizada por Griffiths e Marquez (2007), o fator de segurança encontrado foi de 2,1. Praticamente idêntico ao calculado no presente trabalho.

A boa concordância entre as análises indica que as ferramentas numéricas estão sendo corretamente utilizadas.

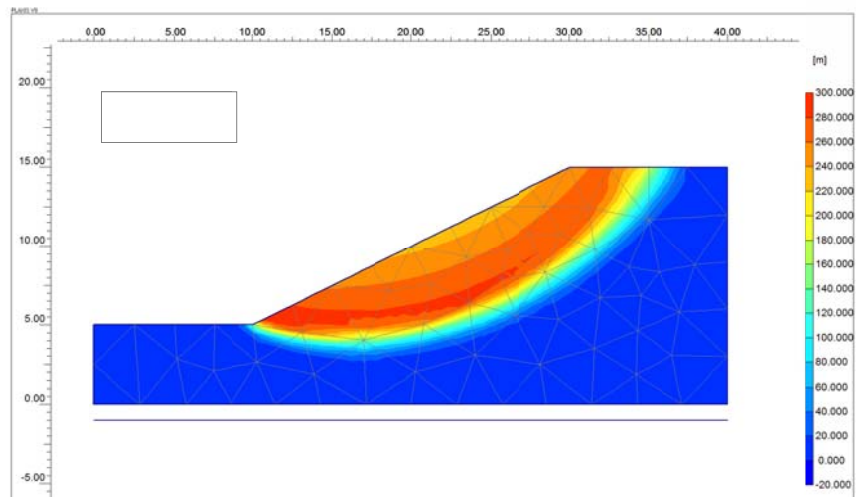
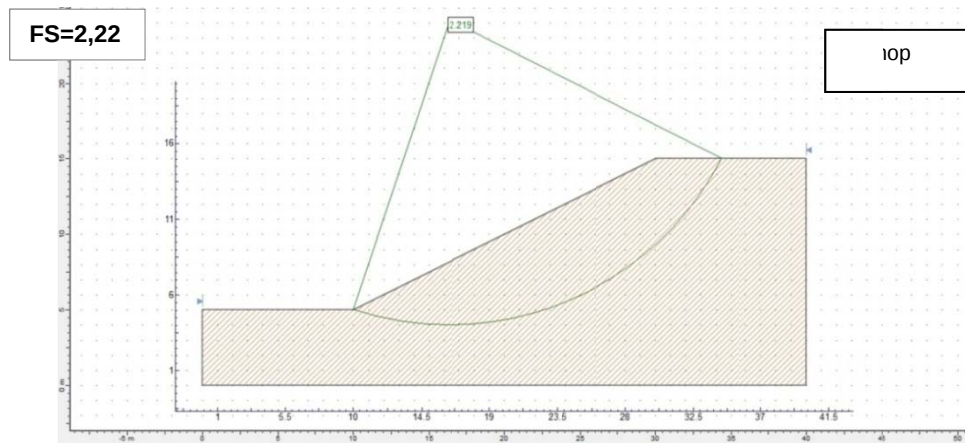
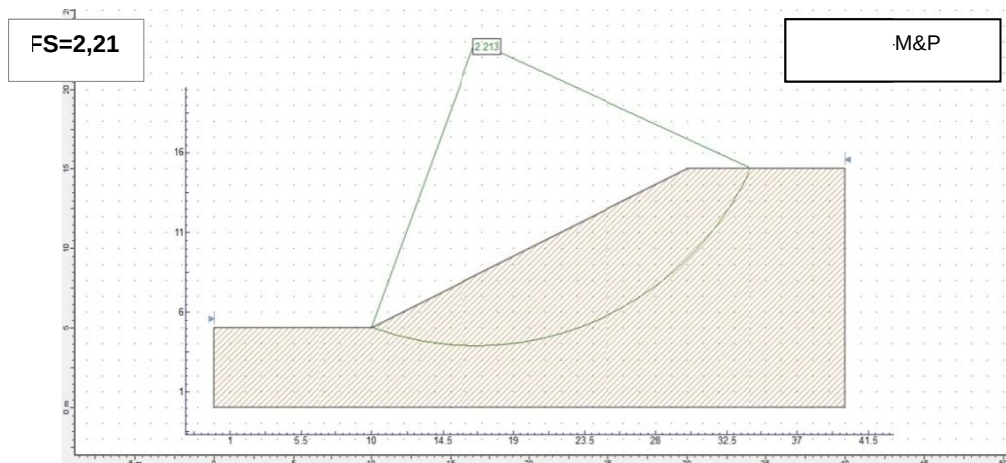


Figura 25 Localização e forma da superfície de ruptura em análise por MEF (Plaxis, 2007)



a) Resultado da Simulação por Bishop FS=2,22



b) Resultado da Simulação por Morgenstern e Price FS=2,21

Figura 26 Análise por Equilíbrio Limite de modelo apresentado por Griffiths & Marquez– Slide V.5

Sabe-se que ao discretizar o meio contínuo, uma malha de Elementos Finitos será criada e, a partir dessa malha serão definidos pontos de deslocamento e pontos de tensão, onde serão determinadas todas as variáveis desejadas. Por outro lado, sabe-se que as respostas obtidas por métodos numéricos não é exata, e sim, aproximada; porém, ao aumentar a quantidade de elementos, aumentará a quantidade de pontos de tensão e pontos de nós, melhorando a precisão do cálculo.

O aumento da precisão implica em maior esforço computacional. O tempo de cálculo pode passar a ser desinteressante caso seja elevado, e a melhora da precisão não seja tão significativa.

A fim de avaliar o custo (tempo) versus benefício (precisão) do refinamento de malha de Elementos Finitos, foi feita análise com duas malhas distintas, uma significativamente refinada e outra grosseira, conforme Figura 27.

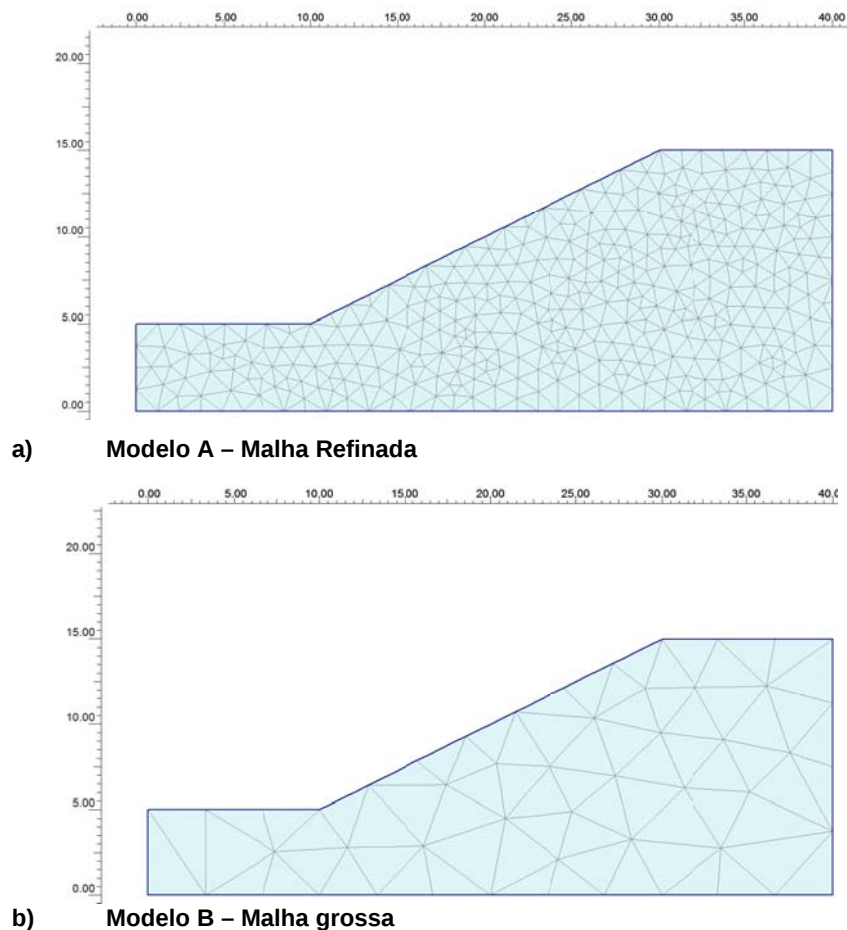


Figura 27 Comparação entre níveis de refinamento de malha de Elementos Finitos

A malha do modelo A é composta por 729 elementos, 5.999 nós e 8.748 pontos de tensão. Para realizar uma simulação com 150 passos foi preciso 125 segundos e o fator de segurança encontrado foi de 2,17.

A malha do modelo B é composta por 105 elementos, 915 nós e 1.860 pontos de tensão. Para realizar uma simulação com 150 passos foi preciso 42 segundos e o fator de segurança encontrado foi de 2,18.

Observa-se pela comparação que o esforço computacional com malha refinada levou a um tempo de processamento quase 3 vezes maior que o modelo de malha mais grosseira. O ganho no fator de segurança não foi tão significativo, com diferença de apenas 0,4%.

As análises aqui apresentadas mostraram que para os estudos de estabilidade a técnica por redução c' e ϕ' é pouco sensível às distâncias dos contornos, e à discretização da malha.

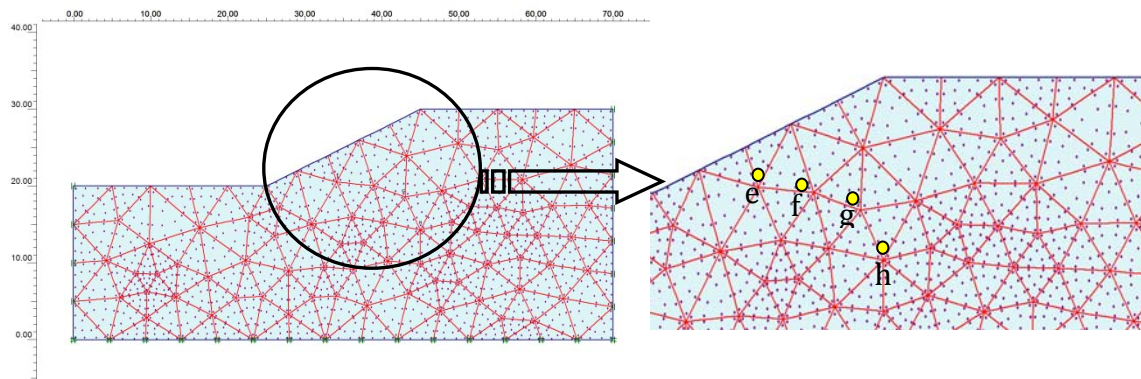
Griffiths & Lane (1999) e Silva Filho & Dantas Neto (2009) citam que os parâmetros de elasticidade – Módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν)- não influenciam o fator de segurança (FS) nas análises de estabilidade por redução de parâmetros de resistência, adotados nos modelos Elastoplásticos. Uma análise paramétrica feita no presente trabalho corrobora a afirmação dos autores, estando os resultados resumidos na tabela.12.

Tabela 12 Avaliação da influência dos parâmetros de elasticidade no resultado de fator de segurança.

Módulo Young (E)	Coeficiente de Poisson (ν)	FS
10^6	0,3	2,176
10^5	0,3	2,176
10^4	0,3	2,175

Análises de estabilidade por EF tem a vantagem de não estabelecer, previamente, a trajetória de tensões.

No caso da metodologia de redução de parâmetros, a trajetória de tensões tende a ser normal à envoltória de ruptura. Nos pontos mostrados na Figura 28 foram obtidos dados de tensão e deslocamento para avaliação das trajetórias de tensões, apresentadas na Figura 29.



a) Localização dos pontos de tensão no modelo b) Pontos de tensão

Figura 28 Localização dos pontos de tensão selecionados para avaliação da trajetória de tensões.

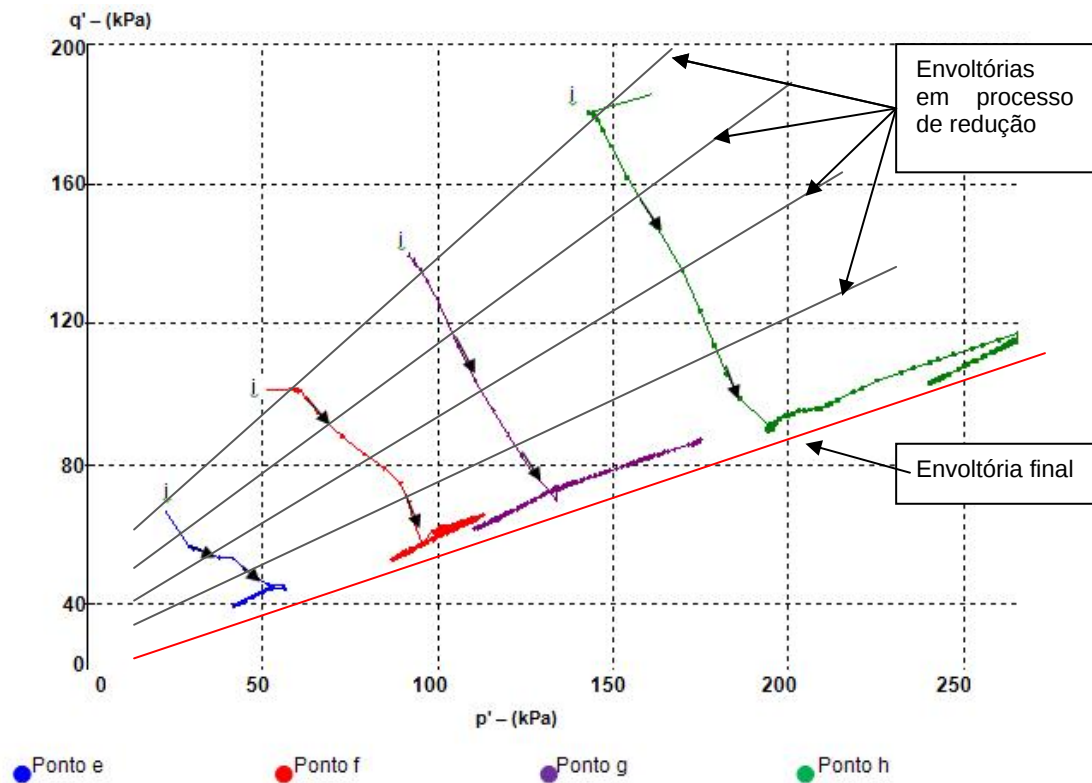


Figura 29 Gráfico $p \times q$ – simulação do modelo da figura 27.

Na Análise por Equilíbrio Limite não há a preocupação com a tensão cisalhante no ponto e, simplifica-se a trajetória de tensões como vertical uma vez que a tensão cisalhante é associada à tensão normal mobilizada. Sabe-se, porém, que em campo diferentes tensões são possíveis. Por outro lado o real

desenvolvimento das tensões em um processo de ruptura de talude não é facilmente identificado.

Na análise de Elementos Finitos esta trajetória é produto da movimentação das tensões no sentido de se adequar às novas superfícies de escoamento, geradas em função da redução dos parâmetros de resistência.

RETROANÁLISE DE ESCORREGAMENTOS HISTÓRICOS NO RJ

Nesse capítulo pretende-se avaliar a estabilidade de taludes em encostas naturais adotando conceitos básicos de solos não saturados em análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite e Elementos Finitos.

A metodologia aqui apresentada baseia-se na utilização indireta dos conceitos de solo não saturado, com a incorporação dos efeitos da sucção à resistência do solo, basicamente alterando os valores de coesão, conforme equação 8.

$$c = c' + \psi tg\varphi^b \quad (8)$$

As regiões dos diferentes níveis de sucção são estimadas a partir de dados de distribuição de umidade e curva característica ou, por distribuição de sucção obtidas a partir de análises de fluxo realizadas no passado, ou ainda, por testes de hipóteses da frente de saturação sob as quais as reduções de sucção ocorreram e induziram aos escorregamentos.

As simulações foram realizadas utilizando os programas computacionais Plaxis v8 e Slide v5.

Os perfis estudados foram os mais representativos das encostas, obtidos a partir de mapas e plantas existentes. O critério de ruptura adotado foi o de Mohr Coulomb, e todas as análises desenvolvidas foram drenadas (c' , ϕ').

Os conceitos aqui apresentados serão utilizados em dois casos históricos de escorregamentos, ambos ocorridos no Rio de Janeiro, um no Morro dos Cabritos, Lagoa, estudado por Gerscovich (1994) e outro no Cactáreo, Jardim Botânico, estudado por Andrade (1992).

Em ambos os casos houve influência de infiltração e consequente perda de resistência (fatores indutores aos escorregamentos) após período de chuvas.

A Figura 30 apresenta o mapa com a localização das encostas onde ocorreram os escorregamentos.

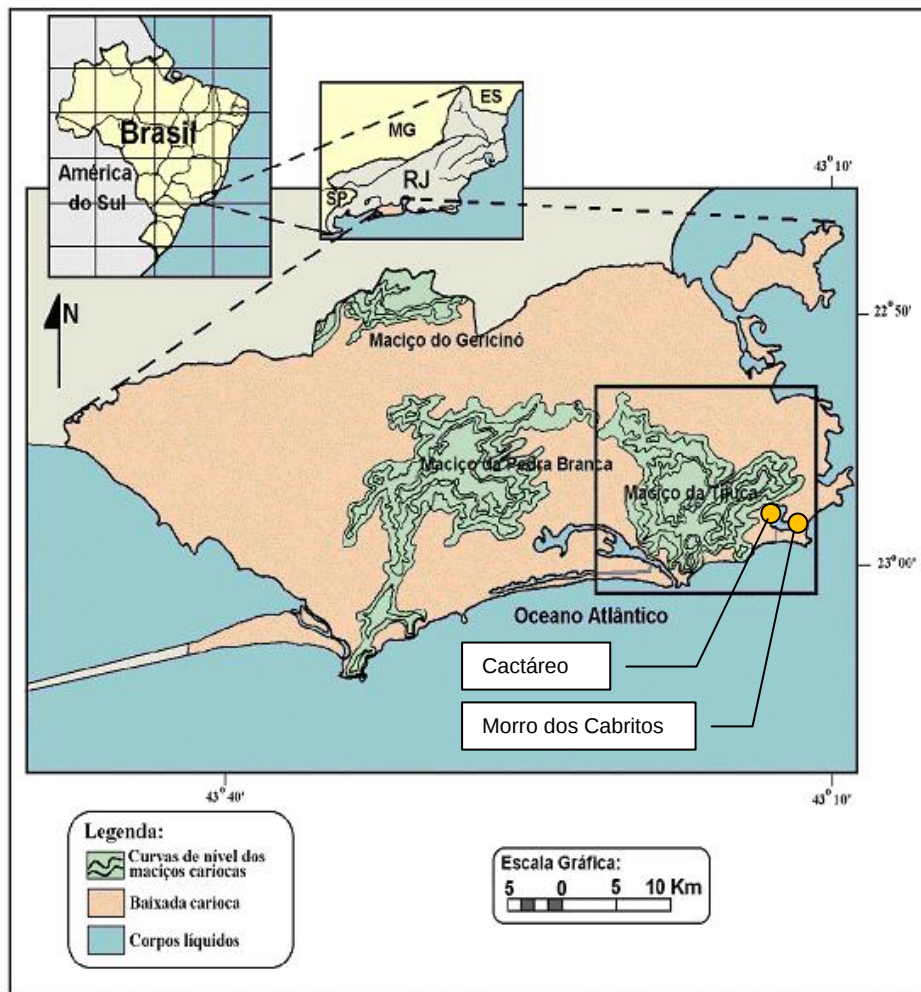


Figura 30 Mapa com a localização das encostas onde ocorreram os escorregamentos do Morro dos Cabritos e Cactáreo.

4.1 Retroanálise do Morro dos Cabritos

Gerscovich (1994) fez uma retroanálise da estabilidade da encosta do Morro dos Cabritos no Rio de Janeiro. Para isso, utilizou o programa de Equilíbrio Limite 3D, SSTAB3, que tem sua base formulada a partir do programa CLARA, desenvolvido por Hungr (1987).

A encosta é composta por uma fina camada de solo coluvionar areno argilosa, com vegetação arbórea, sobreposta a uma espessa camada de solo residual jovem, de matriz arenosa e originada da rocha gnaiss encontrada no horizonte C, bastante fraturada. No pé da encosta havia uma contenção de cortina atirantada e muro de

arrimo. As drenagens da estrutura encontravam-se aparentemente sem a conservação necessária para o desempenho efetivo de suas funções.

Em novembro de 1988 a encosta sofreu um escorregamento de forma conchoidal, de aproximadamente 5.000m³ de material, após um período chuvoso de aproximadamente seis dias contínuos de precipitação, cuja chuva de maior intensidade no período, não passou dos 60 mm.

A Figura 31 mostra uma foto do escorregamento onde é possível observar o seu formato, a localização em área intensamente arborizada e ao fundo um afloramento rochoso.



Figura 31 Escorregamento no Morro dos Cabritos novembro de 1988 Gerscovich, (1994)

O volume de chuva à época do escorregamento é considerado pouco expressivo, principalmente se comparado à média pluviométrica do mês de fevereiro do mesmo ano, com isso, outros fatores predisponentes poderiam estar envolvidos na deflagração do movimento de terra.

Para a análise da estabilidade e avaliação do fluxo, Gerscovich (1994) utilizou os parâmetros de resistência e os parâmetros hidráulicos obtidos por uma campanha de investigação de campo e laboratório, em vários pontos do talude. O talude foi instrumentado com inclinômetros e piezômetros, instalados ao longo dos planos marcados na Figura 32.

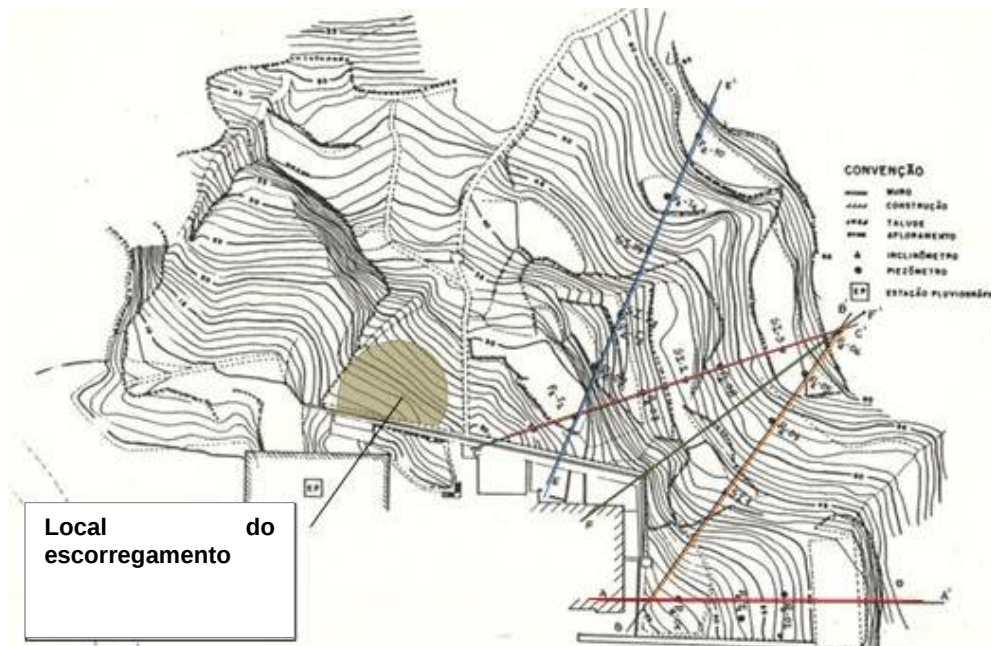


Figura 32 Mapa com localização de planos para perfil geotécnico e instrumentação (Gerscovich, 1994)

Na época Gerscovich (1994) dividiu o estudo do evento em análise de fluxo e análise de estabilidade do talude, ambas com simulações em 2D e 3D. A análise de fluxo forneceu o valor da sucção final e o desenvolvimento da frente de saturação. A análise teve como base a umidade e, a hipótese de sucção inicial após o período de chuva dos 22 dias antecedentes ao escorregamento.

Por falta de informações sobre a umidade do solo, anterior ao evento, a autora simulou três cenários distintos, baseados em diferentes valores de sucção inicial (-60kPa; -20kPa e variação de 0 à -20kPa) ao longo da espessura da camada de solo. O resultado com avanço da frente de saturação a partir do topo da encosta apresentou distribuição final de sucção na superfície do talude de -30kPa, em ambas as análises 2D e 3D.

A figura 33 apresenta como exemplo o resultado da simulação de fluxo onde foi considerada sucção inicial variando de 0 a -20kPa.

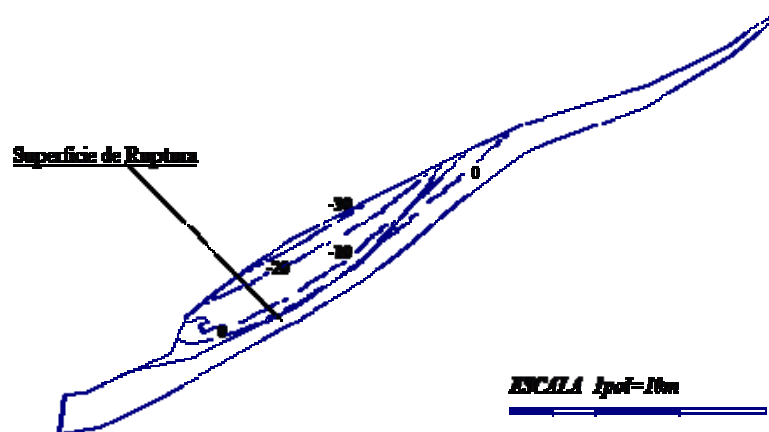


Figura 33 Regiões de mesma sucção após Análise de fluxo com sucção inicial de 0 a -20kPa (Gerscovich 1994)

A autora concluiu que as taxas de precipitação na época do escorregamento não foram suficientemente altas para proporcionar a saturação superficial do talude, e que, para o conjunto de parâmetros de resistência, parâmetros hidráulicos e condições de contorno admitidos para aquele talude, seria necessário o desenvolvimento de poro pressões positivas para que a ruptura pudesse ser justificada analiticamente.

Nas simulações de fluxo, Gerscovich considerou somente o solo residual jovem, uma vez que, a inclusão do solo residual maduro aumentaria o esforço computacional para as análises de fluxo, e não agregaria muita diferença aos resultados. A mesma geometria utilizada nas análises de fluxo foi adotada nas análises de estabilidade.

No presente trabalho a camada de solo residual maduro foi incluída nas simulações sem maiores prejuízos ao processamento. Objetiva-se com isso, complementar o estudo iniciado por Gerscovich (1994) e identificar a influência, mesmo que pequena, dessa camada de solo maduro, de forma a poder melhorar o entendimento sobre o evento.

4.1.1 Parâmetros Hidráulicos

Gerscovich (1994) identificou que a umidade no talude é variável com a profundidade (Figura 34) passando a constante em 7,5% a partir dos 2,00m de profundidade. De acordo com a curva característica obtida para o solo residual tal umidade estaria relacionada a sucção de -20kPa. A sucção deixaria de existir para a umidade de 38%, conforme mostra a Figura 35.

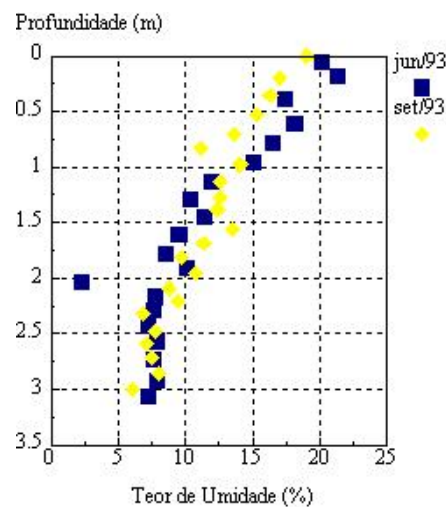


Figura 34 Distribuição de umidade com a profundidade (Gerscovich, 1994)

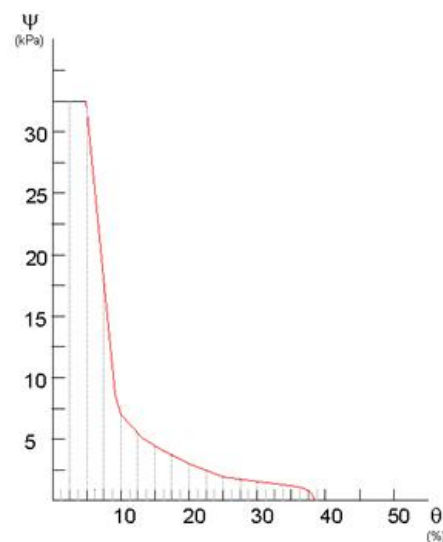


Figura 35 Curva característica do solo na região vizinha ao escorregamento (Gerscovich, 1994)

4.1.2 Parâmetros de Resistência

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, indicaram que o solo do local do escorregamento apresenta uma envoltória de resistência que, apesar de basicamente arenoso (com mais de 65% de areia na sua granulometria) apresentava coesão. Tal fato levou a autora a adotar uma envoltória bipartida com ponto de inflexão na tensão normal de 80kPa (Figura 36). O primeiro ramo da envoltória passa pela origem, com alto valor de ângulo de atrito e, o segundo ramo (a partir de 80kPa) apresenta uma coesão e, menor ângulo de atrito, conforme apresentado na tabela 13.

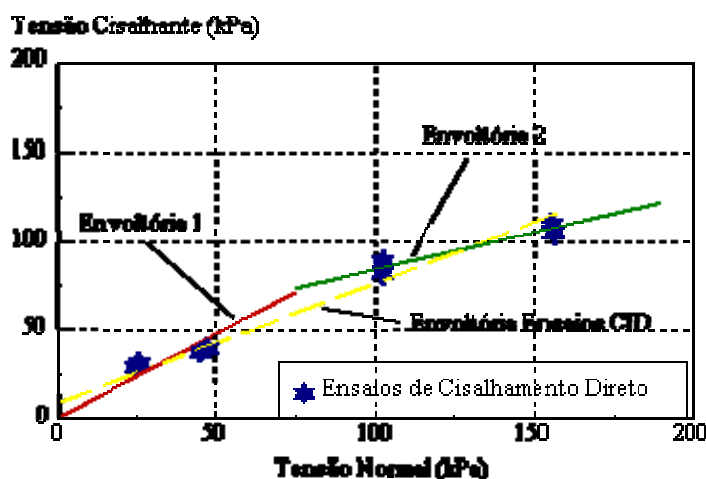


Figura 36 Envoltória de resistência adotada por Gerscovich (1994)

Nos ensaios de cisalhamento com sucção controlada, realizados logo após o escorregamento, observou-se uma variação não linear entre a sucção e os valores de resistência ao cisalhamento. O valor de ϕ^b encontrado para sucção abaixo de 115 kPa foi em torno de 33° , para maiores valores de sucção, ϕ^b é da ordem de 20° . Com isso, foi adotado no trabalho de Gerscovich (1994), assim como no presente trabalho, um valor médio de ϕ^b igual a 25° tanto para o solo maduro quanto para o solo jovem, pois acredita-se que essa hipótese não terá influência significativa face a própria espessura da camada.

Tabela 13 Parâmetros adotados por Gerscovich nas análises de estabilidade (Gerscovich, 1994)

σ_n (kPa)	γ_t (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)
≤ 80.0	17.5	0	43.7	25
>80.0	17.5	44.2	22.0	25

Apesar da porcentagem de argila encontrada no solo, na superfície de escorregamento, ser relativamente baixa (em torno de 9%), essa pode atribuir ao maciço características de solo argiloso, identificada tanto nos ensaios triaxiais quanto no cisalhamento direto. Deve-se observar que é comum a presença de coesão em solos residuais, remanescentes da rocha mãe, independente de granulometria. Adotou-se nesse trabalho, envoltória única a partir das amostras do solo da superfície de ruptura. Os parâmetros de resistência adotados neste trabalho estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 Parâmetros de resistência adotados nas análises de estabilidade deste trabalho

Solo	γ_t (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ^b (°)
Residual jovem	17,5	14,6	31,8	25
Residual maduro	17.5	4,8	27,5	25

Na análise foi adotado módulo de elasticidade (E) igual a 8.000kPa e coeficiente de Poison (ν) igual a 0,32. Os parâmetros foram obtidos de Gerscovich (1994).

4.1.3 Análise Numérica

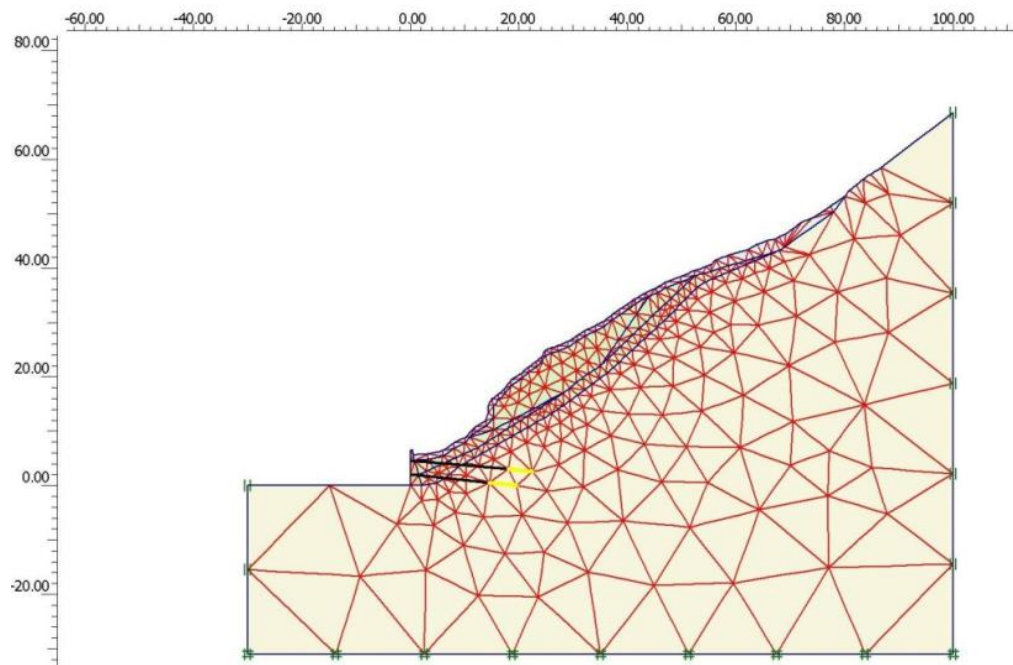
O presente trabalho busca fazer uma retroanálise da estabilidade da seção mais representativa do Morro dos Cabritos, pelo método de Elementos Finitos, utilizando o programa Plaxis v8.

As análises numéricas foram desenvolvidas vislumbrando reproduzir o mecanismo que levou à perda de estabilidade da porção inferior da encosta do Morro dos Cabritos em uma ruptura de formação conchoidal, adotando os

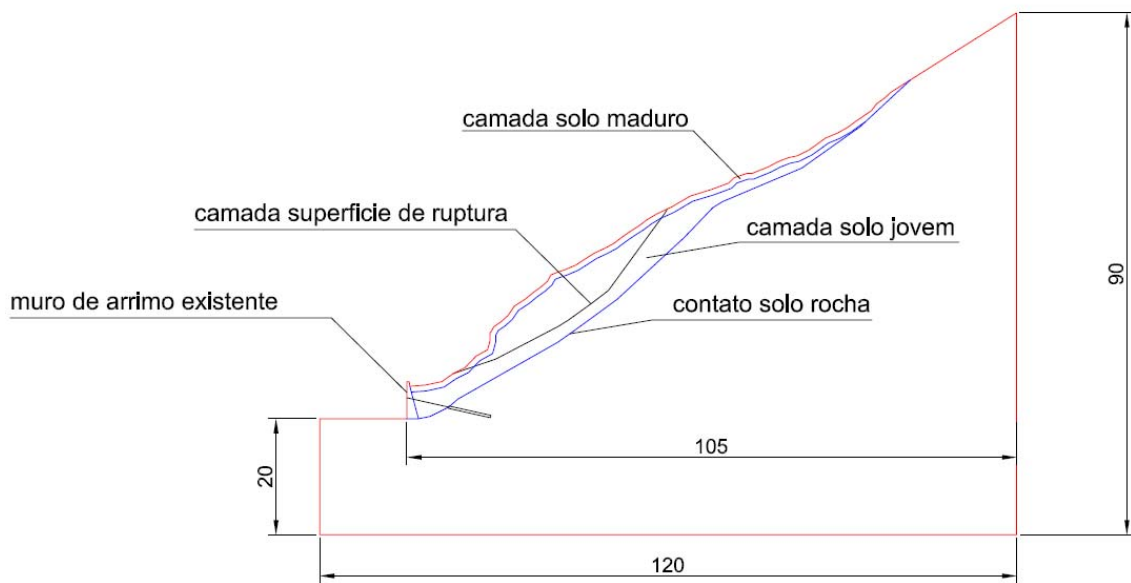
parâmetros apresentados por Gerscovich (1994). Por se tratar de análise em duas dimensões, admite-se que a forma conchoidal não terá influência sobre os resultados aqui apresentados.

Na simulação numérica a discretização do modelo foi refinada somente nas regiões de maior interesse (algumas camadas de solo). Com isso, a malha no maciço rochoso ficou mais aberta, a fim de evitar grandes esforços computacionais desnecessários. A malha foi sendo refinada, localmente, conforme a necessidade de melhorar a resposta da simulação. A malha inicial é composta por 777 elementos triangulares, 6.383 nós e 9.324 pontos de tensão, conforme mostra a Figura 37 a.

Com a finalidade de evitar deslocamentos no pé da encosta, foram incluídos tirantes na simulação (figura 37 b), garantindo assim que os deslocamentos aconteçam somente na região de ruptura. Tal condição é suportada pelo fato das obras de contenção existentes na encosta não terem sido os fatores deflagradores ou predisponentes ao escorregamento. A incorporação desses elementos não influencia a simulação como um todo.



a) Modelo em Elementos Finitos discretizado pelo programa Plaxis



b) Principais características do modelo

Figura 37 Modelo do Morro dos Cabritos - Lagoa

A retroanálise aqui realizada é composta por seis cenários que buscam avaliar a estabilidade do talude sob diferentes níveis de sucção traduzidos na sua influência sobre a resistência do solo (perda da coesão aparente). Tais níveis de sucção são resultados de prováveis processos de infiltração que possam ter ocorrido na encosta do Morro dos Cabritos.

Cenário 1.

Considerando as curvas de diferentes níveis de sucção, obtidas por Gerscovich, para uma condição inicial de sucção de -20 kPa constante ao longo da espessura do maciço, foram calculadas faixas de valores de coesão conforme equação 14. A figura 38 mostra os valores de coesão adotados neste cenário.

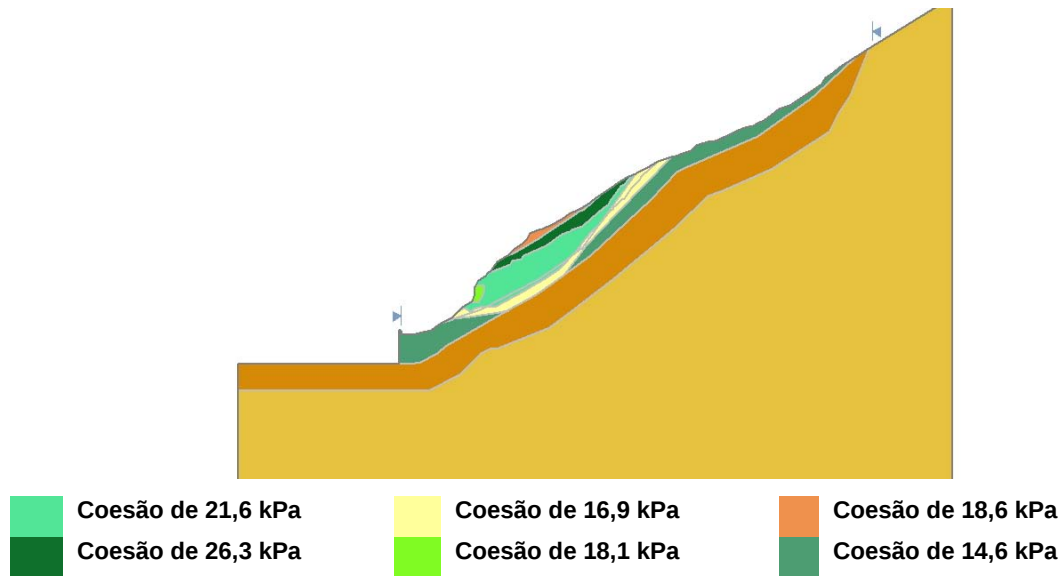


Figura 38 Faixas de valores de coesão determinadas a partir dos níveis de sucção encontrados nas simulações de Gerscovich (1994)

O fator de segurança encontrado pelo Método de Elemento Finitos foi de 1,19. Entretanto, a superfície de ruptura difere da encontrada em campo, abrangendo uma área razoavelmente maior, conforme pode ser observado na Figura 39.

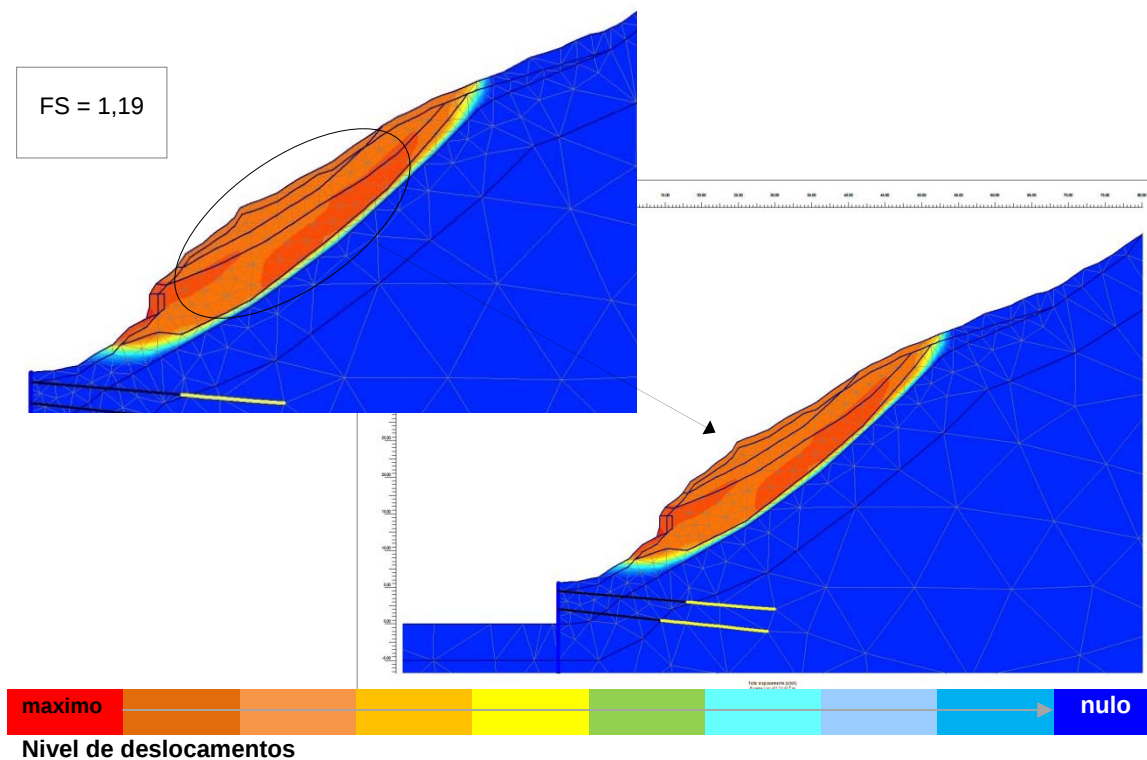


Figura 39 Superfície potencial de ruptura do cenário 1 - FS=1,19 (Plaxis V8)

Pelo Método de Equilíbrio Limite o fator de segurança encontrado tanto por Bishop Simplificado quanto por Morgenstern e Price é de 1,23. Resultados menos conservadores que o fator de segurança encontrado por Elementos Finitos. Ambos os métodos de Equilíbrio Limite apresentam superfície potencial de ruptura próxima àquela encontrada em campo, conforme pode ser observado na figura 40.

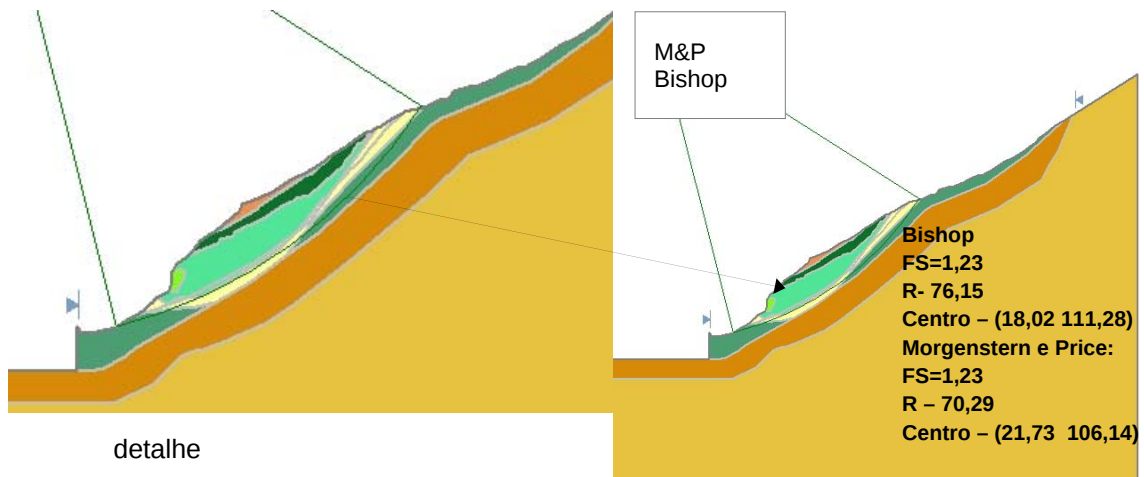


Figura 40 Superfícies potenciais de ruptura do cenário 1- Bishop -FS=1,23; M&P FS=1,23 (Slide V5)

Por ambos os métodos (MEF e EL), as análises indicam que as condições iniciais eram insuficientes para deflagrar a ruptura.

Cenário 2

Constatada a influência da sucção na estabilidade do talude, com alto valor de fator de segurança para um nível homogêneo de sucção (-20kPa), foi realizada nova simulação de estabilidade da encosta com base nas regiões de mesma sucção resultante da análise bidimensional de fluxo realizada por Gerscovich (1994). A sucção inicial dessa análise é variável entre de 0 a -20kPa, conforme apresentado na figura 41. Nessa simulação, para cada região de mesma sucção, foi atribuído um valor de coesão definido a partir da equação 14.

A simulação, por Elementos Finitos, do modelo apresentado na Figura 41, resultou em fator de segurança de 1,12 e superfície de ruptura, apresentada na Figura 42, próxima daquela encontrada em campo.

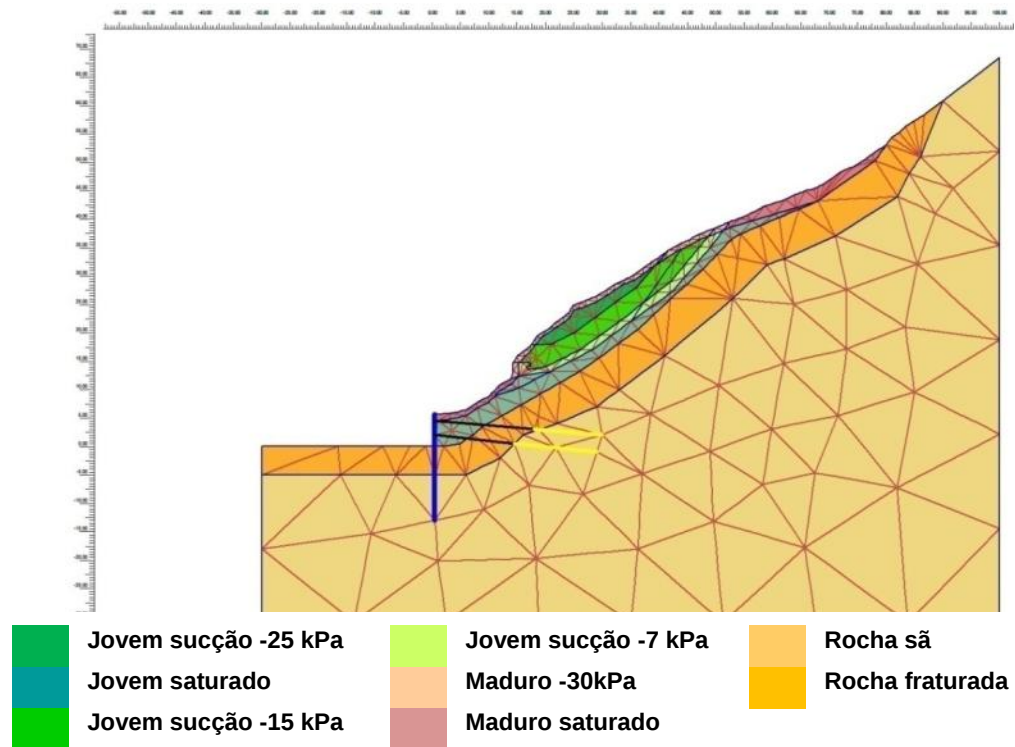


Figura 41 Cenário 2, modelo com diferentes níveis de resistência em função da sucção obtida na simulação de fluxo com sucção inicial variando de 0 a -20kPa, realizada por Gerscovich (2004).

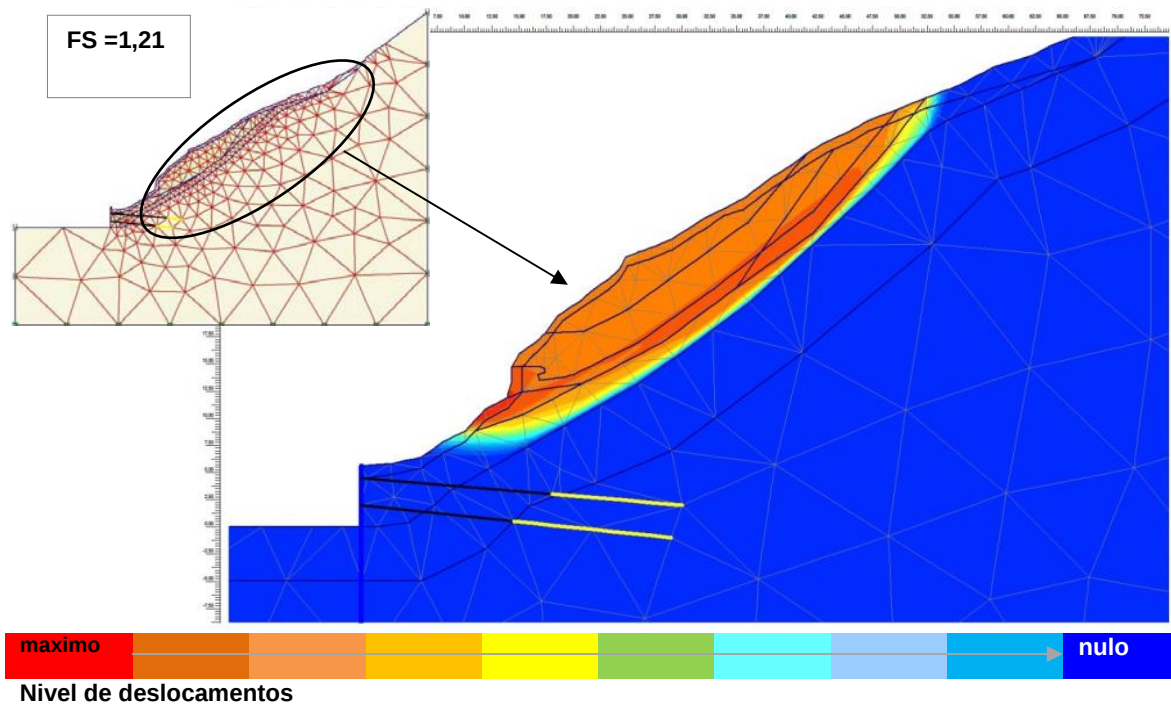


Figura 42 Detalhe da superfície potencial de ruptura do cenário 2 FS=1,12 (Plaxis V8).

A simulação feita por Equilíbrio Limite apresentou FS de 1,21 por Bishop e FS 1,20 por Morgenstern e Price. Ambos métodos apresentaram mesma superfície de ruptura, significativamente próxima a superfície real, conforme apresentada na figura 43.

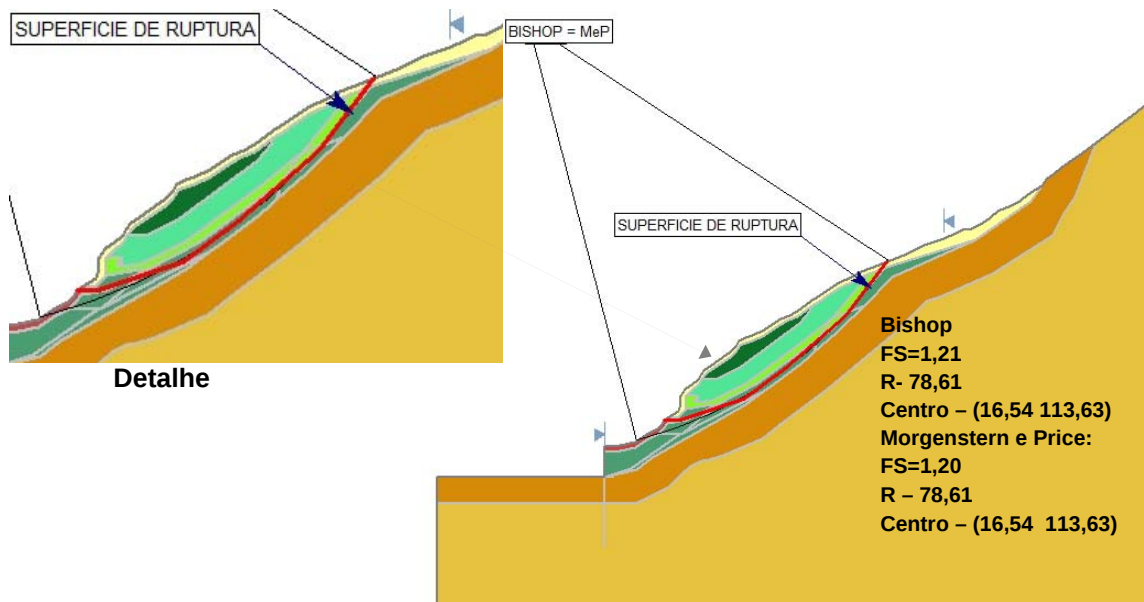


Figura 43 Superfície potencial de ruptura do cenário 2 – Bishop –FS=1,21; M&P FS=1,20 (Slide V5)

A diferença no Fator de segurança entre os métodos de Equilíbrio Limite e Elemento Finitos é de até 8%, sendo a metodologia elastoplástica mais conservadora que o Equilíbrio Limite. Ambos os métodos apresentaram superfícies de ruptura próximas à superfície real.

Cenário 3

Não sendo atingida a instabilidade nas simulações anteriores, em situações onde a encosta encontra-se sob o efeito da sucção, e portanto, objetivando comprovar a instabilidade do talude sob as condições de sucção nula, ou seja, caso teórico de fluxo essencialmente vertical, foi realizada simulação, sem influência de nível d'água e sem influência de sucção.

O resultado dessa simulação resultou em FS = 0,88 com superfície de ruptura localizada na saliência acima do muro, conforme pode ser observado na figura 44.

Esse resultado indica que, estando a camada de solo maduro livre dos efeitos da sucção, a frente de saturação não ocorreu a partir da superfície, muito provavelmente devido à cobertura vegetal, o que reforça a teoria de fluxo de água advinda do topo rochoso, com frente de infiltração a partir do contato rocha solo.

Para evitar esse tipo de ruptura, todas as análises a seguir serão feitas considerando o solo residual maduro sob efeito de sucção de -30kPa, valor encontrado por Gerscovich (1994) nas análises de fluxo.

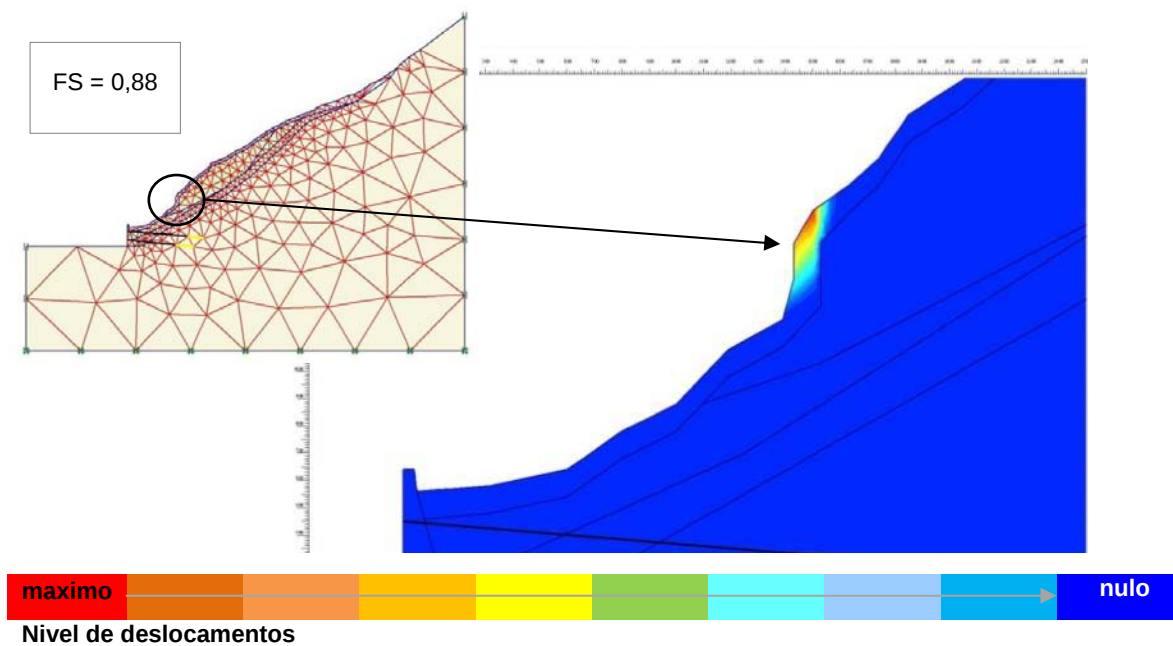


Figura 44 Detalhe da superfície de ruptura do cenário 3 - FS=0,88 (Plaxis V8)

A análise por Bishop forneceu FS=0,69 e por Morgenstern e Price FS=0,71. Os dois métodos apresentaram superfície de ruptura no mesmo local do que foi encontrado pelo método dos Elementos Finitos, conforme apresentado na figura 45.

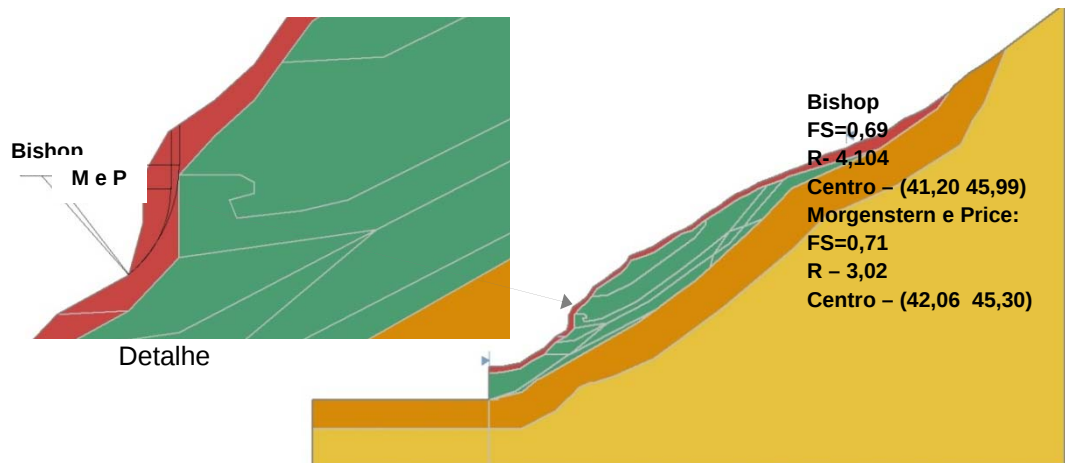


Figura 45 Superfície de ruptura do cenário 3 – Bishop –FS=0,69; M&P FS=0,71 (Slide V5)

Cenário 4

O cenário 4 avalia a estabilidade do talude adotando o solo jovem sem os efeitos da sucção, enquanto o solo maduro permanece sob efeito da sucção de -30 kPa. Isso porque, pretende-se avaliar a estabilidade do talude sem a interferência da camada de solo maduro, encontrada na simulação 3.

O fator de segurança determinado por Elemento Finitos foi de 1,11. Nessa simulação a superfície potencial de ruptura está em uma região próxima à ruptura real, conforme apresenta a Figura 46. O baixo valor de FS indica que sem os efeitos da sucção, todo o talude encontra-se no limiar da estabilidade.

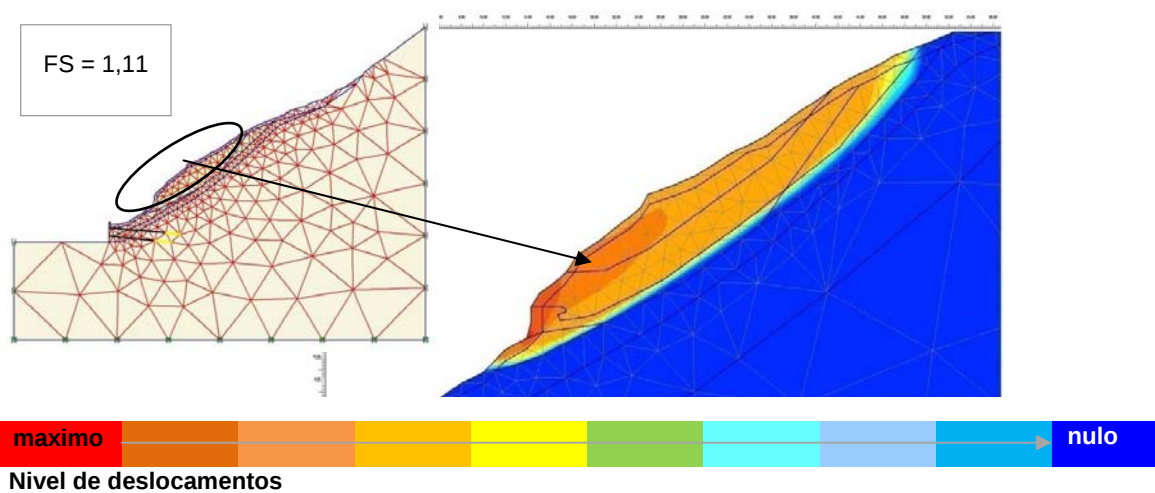


Figura 46 Detalhe da superfície potencial de ruptura do cenário 4. FS=1,11 Plaxis V8

As análises por Equilíbrio Limite se apresentaram menos conservadoras, sendo o fator de segurança por Bishop igual a 1,21 e o fator de segurança por Morgenstern e Price igual a 1,20.

Nesse caso as superfícies potenciais de ruptura dos dois métodos (Bishop e Morgenstern e Price) diferenciaram significativamente da superfície de campo, conforme pode ser observado na Figura 47.

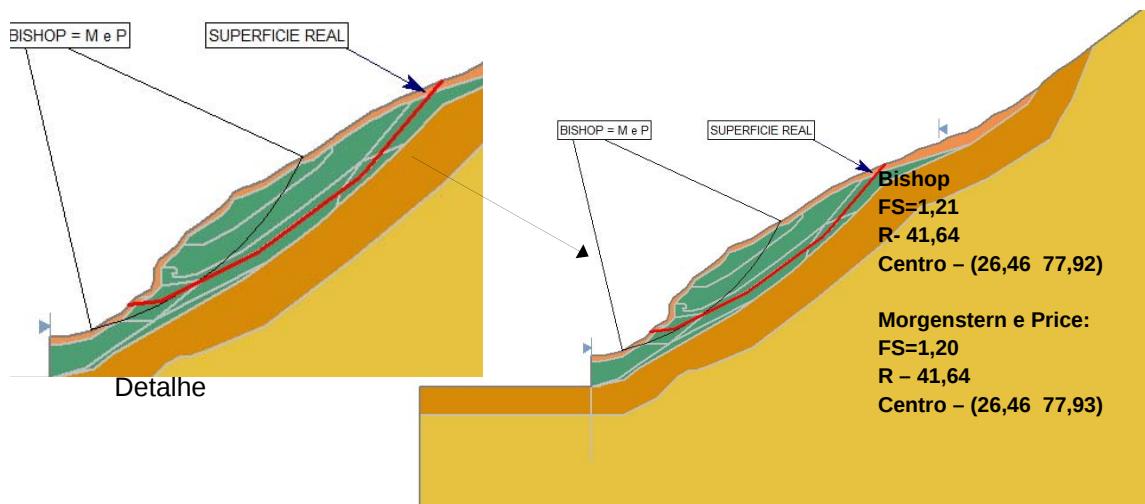


Figura 47 Superfície potencial de ruptura do cenário 4 – Bishop –FS=1,21; M&P FS=1,20 (Slide V5)

Apesar da espessura de camada de solo maduro ser pequena, a variação do fator de segurança foi grande por que a superfície crítica passou a abranger uma região ainda maior.

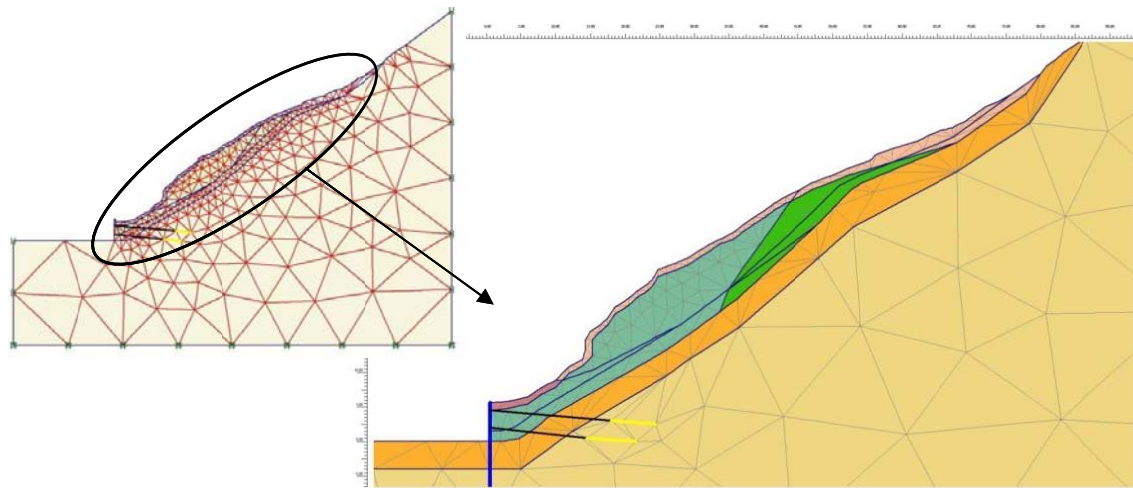
Cenário 5

Com as constatações dos primeiros cenários, observa-se que foram identificados resultados extremos de fator de segurança, portanto é possível que a ruptura tenha ocorrido sob condições intermediárias daquelas adotadas até aqui. As análises indicam que, para haver a ruptura, o solo residual jovem não poderia estar sob efeito da sucção, ao contrário do solo residual maduro, que deveria, necessariamente, estar sob efeito de sucção.

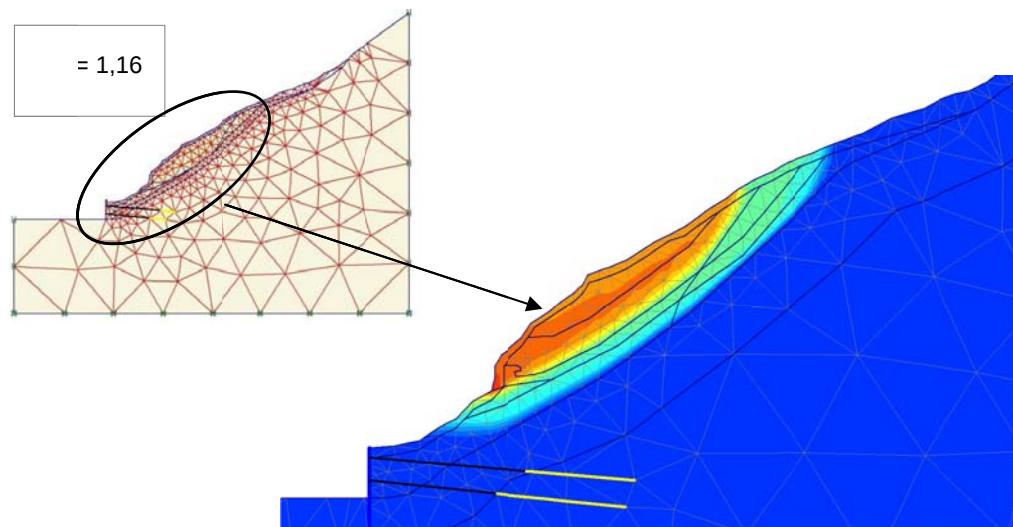
O cenário 5 avalia a possibilidade da perda de resistência por redução da sucção ter ocorrido por uma frente de saturação a partir de um ponto em meia encosta, de forma a contemplar as conclusões das análises anteriores. Nesse caso

foi considerado que a parte inferior do talude encontra-se sem efeitos da sucção e a parte superior do talude encontra-se sob efeito de sucção de -20kPa.

O fator de segurança fornecido pelo Plaxis foi de 1,16. Nessa simulação a superfície potencial de ruptura apresentou-se significativamente próxima a superfície real, conforme apresenta a Figura 48, ainda assim o FS não atingiu a unidade.



a) Detalhe do modelo adotado na simulação do cenário 5



b) Detalhe da superfície de ruptura da simulação do cenário 5



Figura 48 Detalhe da superfície potencial de ruptura do cenário 5. FS=1,16 Plaxis V8

Por Equilíbrio Limite a superfície potencial de ruptura apresentou-se bastante diferente da real, conforme mostrado na Figura 49. O fator de segurança por Bishop e por Morgenstern e Price é de 1,16.

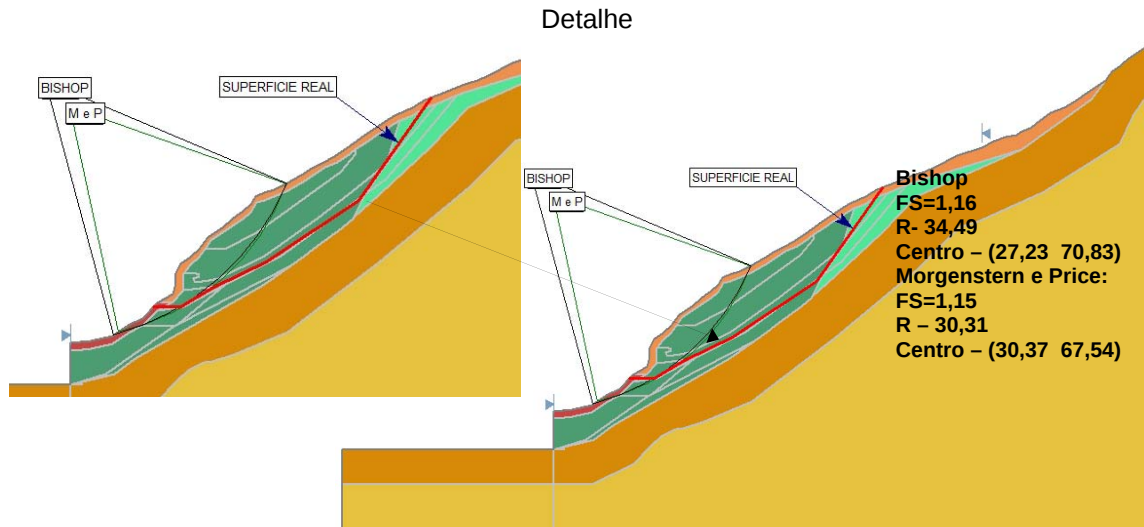


Figura 49 Superfície potencial de ruptura do cenário 5 – Bishop –FS=1,16; M&P FS=1,16 (Slide V5)

Cenário 6

Os resultados encontrados até aqui confirmam as análises de Gerscovich (1994) e Gerscovich et al (2006), que observaram a impossibilidade da ruptura do talude ocorrer somente pela infiltração da chuva na superfície da encosta.

Tendo sido revisadas as metodologias utilizadas anteriormente, e avaliadas as possibilidades de perda de resistência aparente devido a algumas possibilidades de comportamento das frentes de saturação, conclui-se que a perda de sucção é condição necessária, contudo, não suficiente para levar a encosta à ruptura. Deve-se, portanto, haver o desenvolvimento de poropressão positiva.

A região de poropressão positiva estaria associada ao nível de água formado na encosta em função das chuvas no período, permeabilidade do solo, anisotropia, etc. Sem avaliação dos conceitos hidráulicos de frente de saturação e formação do nível d'água pois, fugiria ao escopo desse trabalho e, baseando-se na hipótese de haver geração localizada de poropressão positiva, já que segundo Gerscovich (2006) havia evidências de saturação da massa de solo a meia altura da escarpa, foram realizadas duas análises considerando posições diferentes de nível d'água, uma a meia altura da encosta e outra na parte superior da encosta, limitada apenas em termos de geometria do talude.

A teoria de saturação a partir da meia encosta do talude é sustentada pela existência de uma região de rocha fraturada, portanto, de maior condutividade

hidráulica, assim como, pela morfologia da encosta, com acentuada declividade, o que pode ter favorecido o desenvolvimento de maiores velocidades no fluxo de água.

A simulação de estabilidade sob influência do nível d'água foi desenvolvida pelo programa computacional Plaxis. A princípio, o Plaxis permite duas alternativas para simular a condição desejada de água na encosta. A primeira possibilidade é a introdução de uma fonte (dispositivo da ferramenta que simula a descarga de água no solo). A outra é o estabelecimento de um nível d'água que reproduza as condições de carga hidráulica, equivalente a que teria se formado com o estabelecimento de fluxo d'água, infiltrado pela trinca na rocha. Optou-se pela utilização do nível d'água paralelo ao talude. A figura 50 apresenta a maior altura possível do nível d'água.

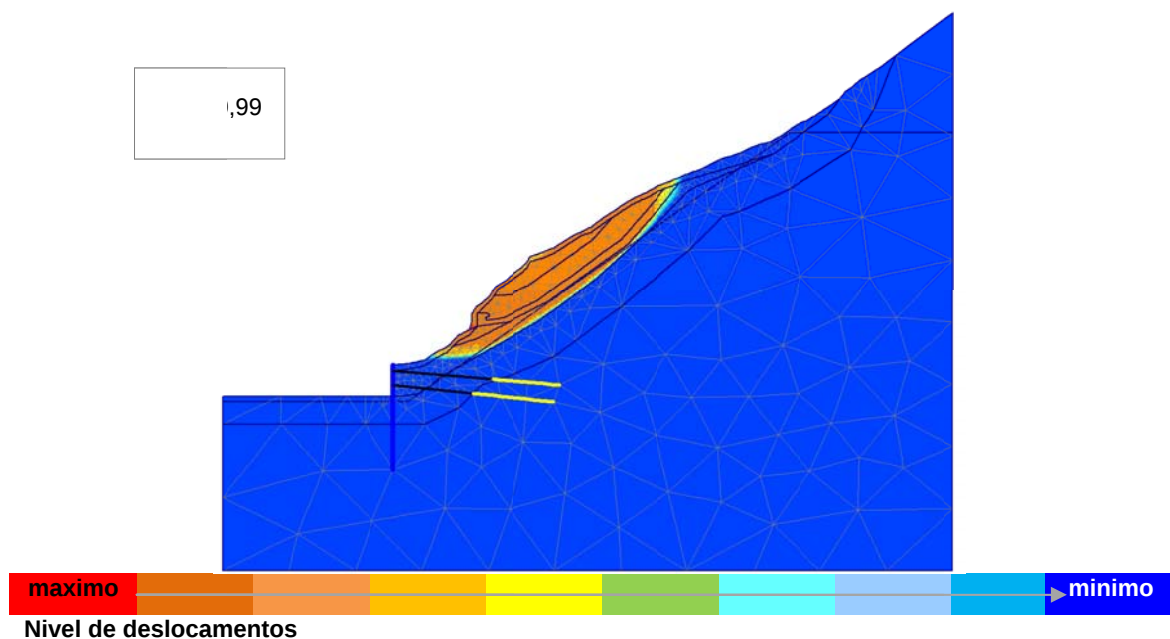


Figura 50 Detalhe da superfície de ruptura do cenário 6 – NA alto FS = 0,99 Plaxis V8

O fator de segurança resultou em 0,99 e a superfície de ruptura apresentou-se próxima àquela encontrada em campo.

A figura 51 apresenta o resultado da simulação a média altura. O fato de segurança encontrado foi de 1,04 e superfície de ruptura similar a da análise anterior.

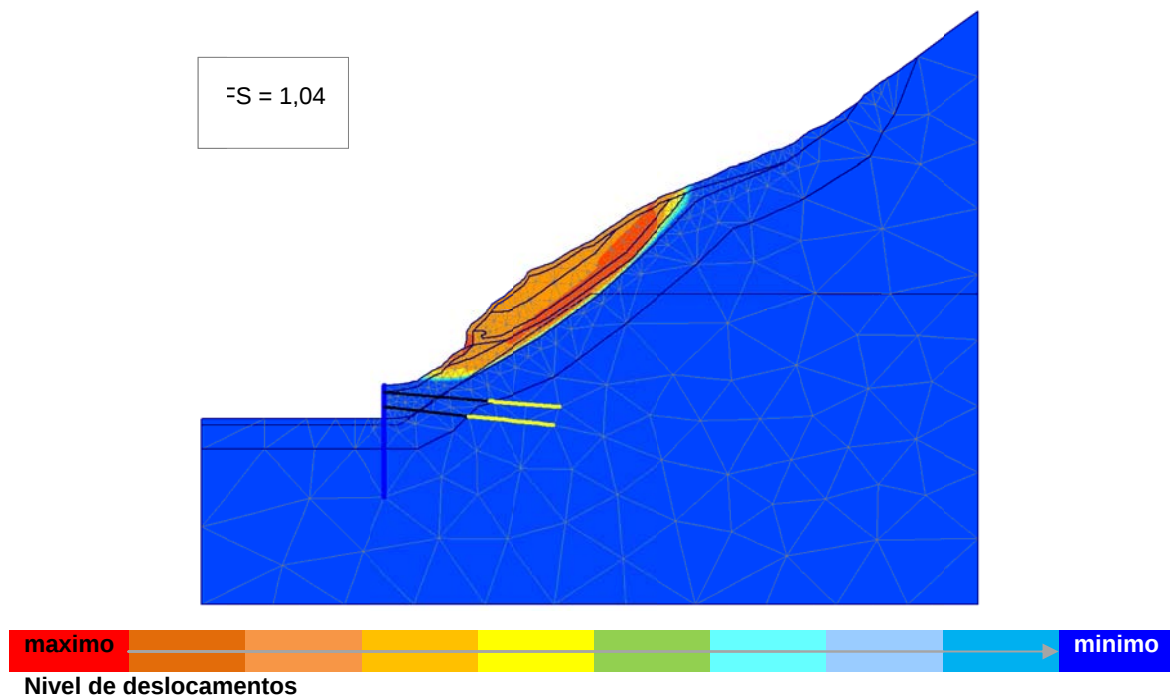


Figura 51 Detalhe da superfície de ruptura do cenário 6.- NA médio - FS = 1,04 Plaxis V8

Em ambas as análises o nível d'água está localizado próximo ao maciço rochoso, com pequena influência sobre o solo, porém suficiente para provocar a ruptura. Observa-se que a localização do nível d'água (com pouca influência sobre o solo) não provoca grande diferenças no fator de segurança para significativas variações. É possível supor que, o ponto exato da localização teórica do nível d'água, ao menos para esse perfil, esteja muito próximo aquele simulado no caso de nível d'água alto.

Os resultados dessas últimas duas simulações indicam que os possíveis parâmetros de resistência, nas diversas regiões do solo, e a possível localização do nível d'água na parte alta encosta, próxima ao maciço rochoso, compõem uma possibilidade de instabilização da encosta do Morro dos Cabritos, em novembro de 1988.

Observa-se que, a condição que leva à ruptura de uma região específica é o resultado da combinação de diversas variáveis, sendo portanto possível que outras possibilidades possam também resultar em fator de segurança unitário na região de ruptura estudada. Nesse caso, partiu-se da condição que as variáveis relacionadas à resistência dos materiais já estariam definidas e que, nesse momento o refinamento da solução do problema estaria relacionado ao estado da água no solo.

Os casos acima foram avaliados por Equilíbrio Limite utilizando o programa Slide v5.

A simulação considerando nível d'água alto apresentou fator de segurança igual a 1,16 tanto por Bishop quanto por Morgenstern & Price, resultado cerca de 15% maior que o encontrado pelo método dos Elementos Finitos. A superfície potencial de ruptura está próxima daquela encontrada em campo, diferenciando apenas na parte inferior do escorregamento, conforme mostra a figura 52

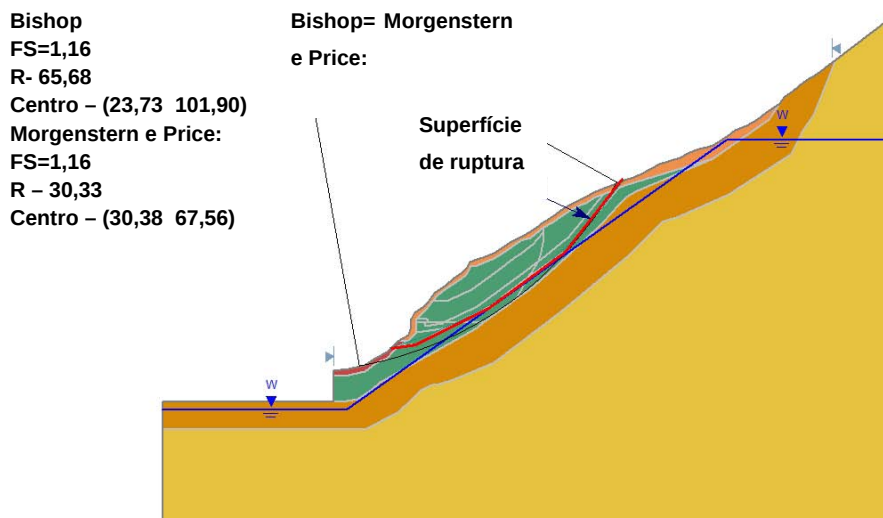


Figura 52 Superfície potencial de ruptura do cenário 6 – NA alto – Bishop –FS=1,16; M&P FS=1,16 (Slide V5)

A análise com nível d'água a meia encosta apresentou fator de segurança também de 1,16 para os dois métodos (Bishop e Morgenstern & Price), porém, a superfície potencial de ruptura apresentada pelo método que Equilíbrio Limite diferencia-se significativamente da superfície real, e da superfície encontrada pelo Método de Elementos Finitos, para a mesma simulação, conforme pode ser observado na figura 53.

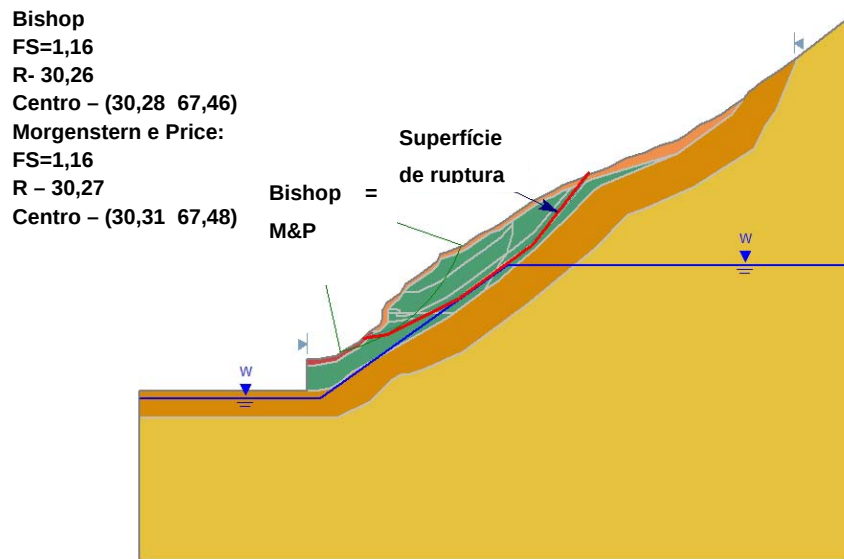


Figura 53 Superfície potencial de ruptura do cenário 6 – NA médio – Bishop –FS=1,16; M&P FS=1,16 (Slide V5)

O nível d'água que levou o talude à ruptura pelo método dos Elementos Finitos não é suficiente para instabilizá-lo pela Análise de Equilíbrio Limite. Ao variar o nível d'água o Método de Equilíbrio Limite apresentou grande diferença nos resultados em relação a posição da superfície de ruptura, o que pode indicar a maior sensibilidade do método em relação à variação da água. Essa sensibilidade do método de Equilíbrio Limite pode ser prejudicial em casos de análises de estabilidade onde não se conheça a superfície de ruptura. Provavelmente tal variação pode ter ocorrido devido às simplificações dos próprios métodos, logo, os resultados do método de Elementos Finitos tornam-se mais representativos.

Apesar de se ter atingido a instabilidade, pelo método dos Elementos Finitos, somente a partir das simulações com presença de água, gerando poropressão, cabe ressaltar que devido à proximidade de um prédio residencial, os resultados de FS encontrados nas simulações sem presença de água, (apesar de estar acima da unidade), não são suficientes para classificar essa encosta como segura, seja sob os critérios estabelecidos pelo Manual da GEORIO, seja pelos estabelecidos pela NBR 11682.

A tabela 15, apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados nas análises por Elementos Finitos e Equilíbrio Limite e faz uma comparação com os resultados encontrados em análises por Equilíbrio Limite (Bishop) 2D e 3D realizados por Gerscovich (1994).

Tabela 15 Resumo dos resultados dos valores de fator de segurança entre os cenários propostos e comparação com os resultados de Gerscovich (1994).

Cenário	Fator de Segurança			
	Trabalho atual		Gerscovich (2000)	
	Equilíbrio Limite (Bishop)	Elementos Finitos	2D	3D
1	1,23	1,19	1,13	1,38
2	1,21	1,12	1,00	1,30
3	0,69	0,88	-	-
4	1,21	1,11	-	-
5	1,16	1,16	-	-
6 NA alto	1,16	0,99	-	-
6 NA médio	1,16	1,04	-	-

4.1.4 Análise de posição do Nível d'água.

Na análise por Equilíbrio Limite com presença de água no talude, feita no cenário 6, observou-se a discrepância nos resultados apresentados pelo o método, quando se analisou duas situações com nível d'água diferente. Buscou-se avaliar melhor o comportamento das resposta do Método de Equilíbrio Limite em relação a variação do nível d'água.

Foi observada também a dificuldade de se estabelecer a posição do nível d'água que melhor representasse as condições, em campo, que levaram o talude à ruptura. Com isso, buscou-se uma metodologia que permita ordenar e organizar a pesquisa dos efeitos do nível d'água em diversas posições da encosta.

Utilizou-se o programa Slide v5 para a execução da metodologia, pois, pretende-se avaliar o comportamento das repostas do método de Equilíbrio Limite à variação do nível d'água.

A metodologia adotada neste trabalho baseia-se em incorporar uma malha ao modelo, criando diversos pontos nos quais pode-se associar o nível d'água ao longo do talude e, ao fixar uma extremidade fazendo-se a outra variar, pode-se também

pesquisar a influência da inclinação do nível d'água na estabilidade do talude. Nesse caso, foi adotada a malha da figura 54.

Nessa malha cada ponto é identificado por um par de coordenadas (x,y), sendo a posição na horizontal (abscissas) contada a partir do maciço rochoso e a posição na vertical (ordenadas) contada a partir da base da saliência existente na encosta. Sabe-se que, qualquer ponto com abscissa 1 está mais próximo do maciço rochoso e, quanto maior a ordenada, mais elevado o nível d'água.

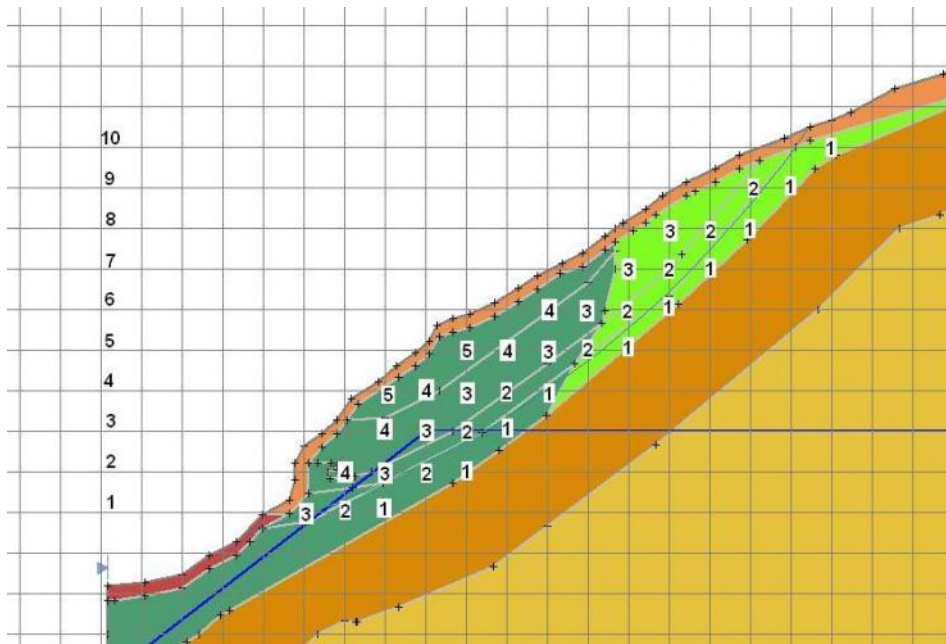
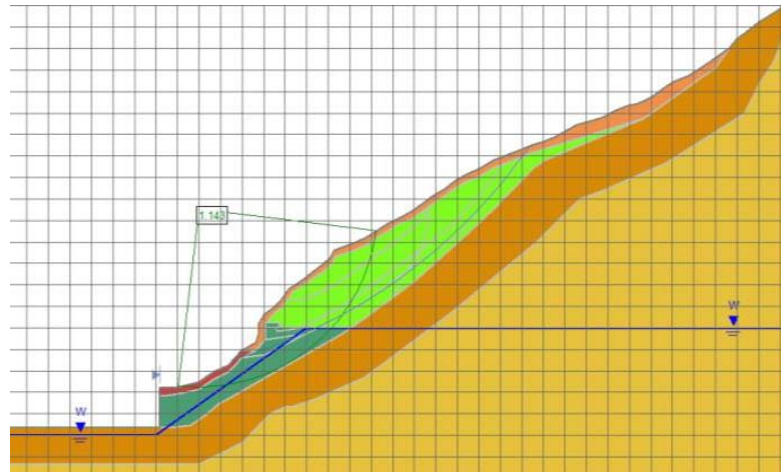
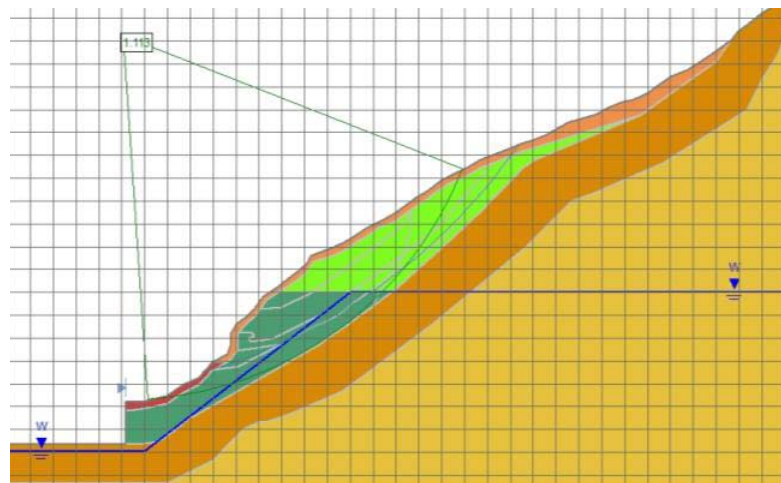


Figura 54 Malha para avaliação da influência do nível d'água na estabilidade do talude

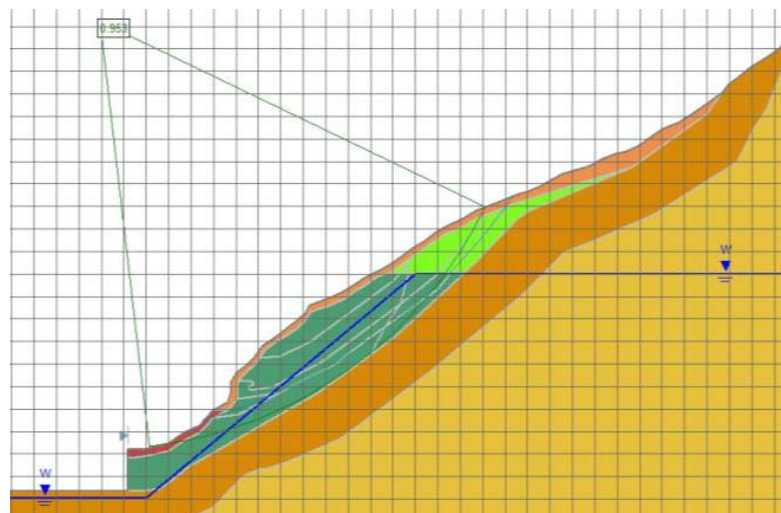
Todos os pontos da malha foram testados, sendo apresentado na figura 55 a análise de três diferentes pontos do nível d'água. Um ponto na parte inferior, outro à meia encosta, e outro ponto na parte alta da encosta.



a) **Nível d'água baixo – FS=1,14**



b) **Nível d'água médio – FS=1,11**



c) **Nível d'água alto – FS=0,95**

Figura 55 Resultado de simulações com variação de nível d'água (baixo, médio, alto)

O resultado das simulações foi plotado na matriz da Figura 56, onde foram criadas faixas de mesmo nível de fator de segurança em função da relação altura x inclinação do NA.

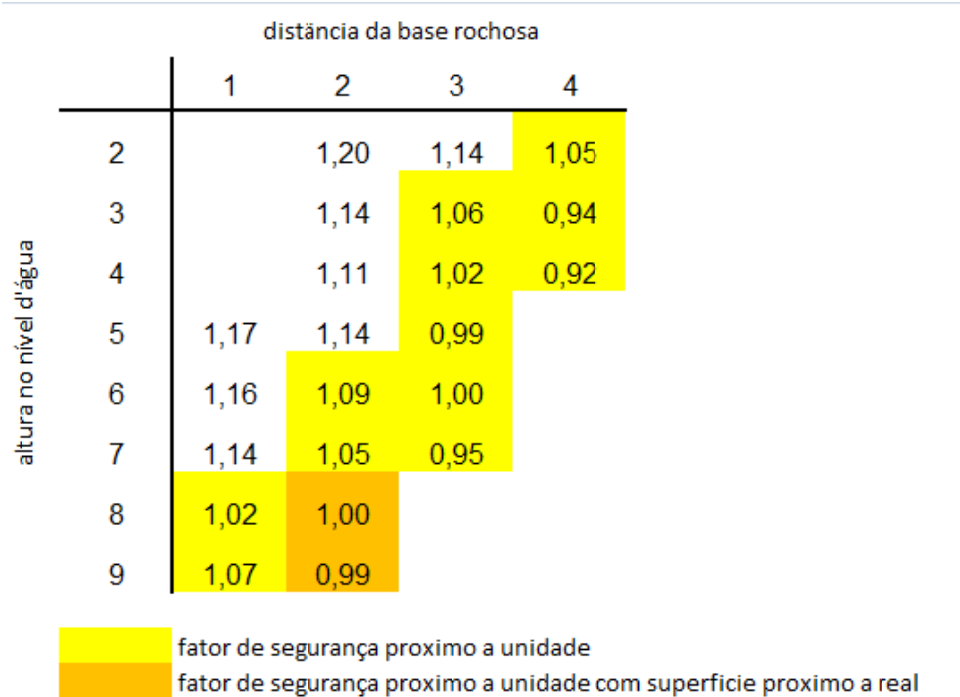


Figura 56 Matriz de fator de segurança. Influência da altura no nível d'água e sua inclinação no fator de segurança da encosta do Morro dos Cabritos.

Observa-se pela matriz que, o nível d'água deflagraria o escorregamento somente para os casos onde sua localização ocorresse na região central do maciço de solo.

A região indicada na figura 57 contém os pontos cujo o fator de segurança unitário refere-se às superfícies próximas a real superfície de ruptura. As demais faixas horizontais representam intervalos onde, o fator de segurança próximo a unidade está associado a diversas superfícies, diferentes da real superfície de ruptura.

Em relação à resposta do cenário 6, a matriz da figura 56 mostra que, nas análises por Equilíbrio Limite, as variações do nível d'água junto ao maciço, não apresentam grande influência no fator de segurança. Maior influência é observada quando a posição do nível d'água avança para a camada de solo.

Nota-se que, se houve influência do NA, pela análise por Equilíbrio Limite, esse nível, no momento do escorregamento, deveria estar acima do ponto médio da encosta. Com essa constatação supõe-se que todo o maciço de solo jovem estaria em condição saturada e, a ruptura se deu devido a elevação do nível d'água e formação de poropressão positiva na encosta.

As análises confirmam a existência de algumas possibilidades de localização do nível d'água que possam ter levado o talude à ruptura. Nesse caso foi possível mapear todas as posições do NA e, avaliar aquelas que provocariam escorregamentos de superfícies de ruptura similares, e ainda, identificar a região, cuja a posição do nível d'água possa ter induzido o escorregamento, com as características encontradas em campo.

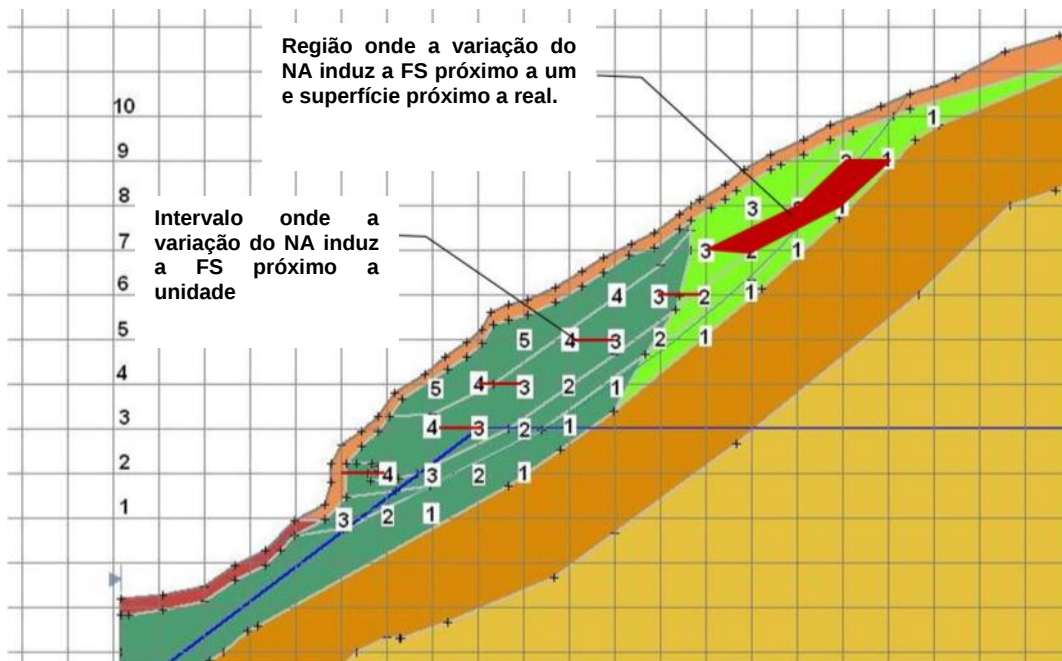


Figura 57 Mapeamento da região de variação do nível d'água para FS=1

4.2 Retroanálise do Escorregamento na Encosta do Cactáreo.

O Cactáreo é uma região localizada no Maciço da Tijuca, no bairro do Jardim Botânico, área nobre da cidade do Rio de Janeiro.

Na área houve três escorregamentos em diferentes épocas, sendo o último

estudado por Andrade et al (1992) e objeto de estudo neste trabalho. Este escorregamento ocorreu em março de 1985, em uma área localiza-se na parte inferior de uma encosta com cerca de 60 m de altura e inclinação em torno de 30° a 40°. A litologia do local é composta por gnaisses facoidal fraturado, localizado à baixa encosta, com xistosidade e afloramento da rocha em alguns pontos. Leptinito na média a alta encosta, em forma de blocos. Sobreposta a essa formação há uma camada de 1,5m a 2,0m de solo coluvionar, composto por dois materiais de matriz arenosa e de baixa plasticidade. O tipo de solo predominante é aqui denominado solo 1, o outro tipo de solo presente no contato com a rocha é denominado solo 2. Toda a encosta apresenta cobertura vegetal.

Andrade et al (1992) fizeram simulações numéricas de fluxo, por Elementos Finitos, e estabilidade por Equilíbrio Limite, considerando frente de saturação pelo contato solo rocha e pela massa de solo.

Foram feitas análises de estabilidade considerando a combinação de diversas possibilidades envolvendo a poropressão e o efeito das raízes na resistência do solo.

A figura 58 apresenta o mapa da região com a indicação do local do escorregamento analisado e, o local dos outros dois escorregamentos ocorridos no passado.

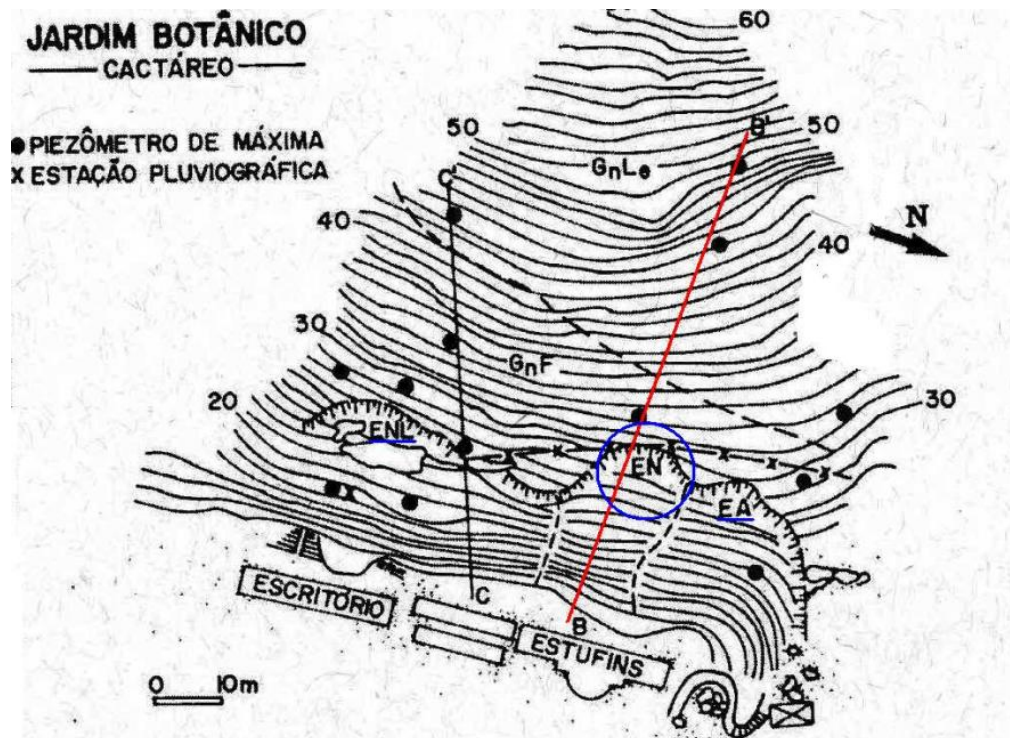


Figura 58 Região de escorregamento com plano do perfil estudado – B-B' Andrade, Campos, Vargas (1992)

4.2.1 Parâmetros hidráulicos.

Andrade et al (1992) adotaram o solo 1 como representativo na análise de fluxo. Os autores consideraram fluxo preferencial pelo contato solo rocha e através da camada de solo.

Nas análises de fluxo em solo não saturado foi adotada sucção inicial variando de -4 kPa a -20 kPa. A figura 59 apresenta a curva característica adotada pelos autores.

Neste trabalho, devido à pequena espessura da camada de solo, na simulação com solo não saturado será adotada a sucção de -20kPa em toda a camada.

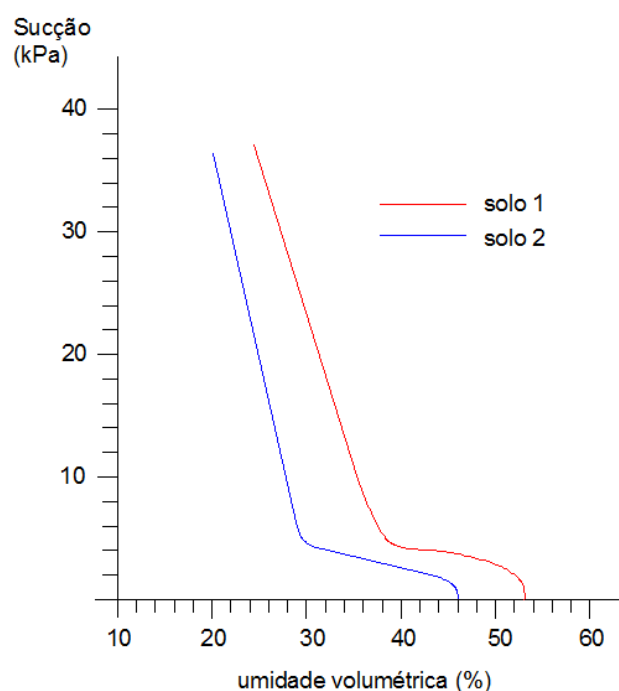


Figura 59 curva característica.

4.2.2 Parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência foram determinados por ensaios triaxiais CD em amostras com e sem raízes e ensaios de cisalhamento direto em amostras sem raízes. Os ensaios triaxiais, realizados apenas no solo 1, forneceram valores de coesão igual a 4,3 kPa e ângulo de atrito de 28°.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em amostras com umidade natural e submersa. As amostras com umidade natural apresentaram coesão de 19,6 kPa para o solo 1 e, 25,7 kPa para o solo 2. As amostras submersas do solo 1 apresentaram coesão de 4,3 kPa no solo 1. No solo 2 a coesão encontrada foi de 7,3 kPa para o solo 2, no contato solo rocha e coesão nula no restante do solo 2. O ângulo de atrito determinado pelo ensaio de cisalhamento direto, em amostras submersas, foi de 32° no solo 1, 28° no solo 2 em contato com a rocha e 31° no restante do solo 2. Em umidade natural o ângulo de atrito é de 35° para o solo 1 e 44° para o solo 2.

Nas amostras com raízes, os ensaios triaxiais apresentaram coesão de 9,5 kPa e ângulo de atrito de 26°.

Andrade et al (1992) observaram que as raízes provocam um aumento de 55% no intercepto coesivo, porém, o ângulo de atrito permaneceu inalterado.

Neste trabalho, por questão de uniformidade, serão adotados os parâmetros do ensaio triaxial para as análises com e sem raízes, uma vez que, trata-se de ensaios na mesma camada de solo (solo 1).

Neste trabalho foi adotado o ângulo ϕ^b de 22°, valor equivalente a 78% do ângulo de atrito do solo 1. Tal proporção foi estimada a partir da simulação do Morro dos Cabritos.

Com valor de ϕ^b e a sucção de -20kPa foi calculado o valor da coesão aparente, pela equação 14, que resultou em coesão final de 12,4 kPa.

Por admitir que os parâmetros de elasticidade têm pouca influência sobre os resultados de análises de estabilidade elastoplásticas, de estabilidade de taludes por redução $\phi' - c'$, foi considerada nesta simulação os mesmos parâmetros da análise do Morro dos Cabritos. Módulo de Elasticidade (E) igual a 8.000 kPa e módulo Young (ν), igual a 0,32.

4.2.3 Análise Numérica

O modelo adotado neste trabalho foi elaborado a partir do estudo de Andrade et al (1992).

A análise realizada com o auxílio do programa computacional Plaxis v8, teve o modelo discretizado em 581 elementos triangulares, com 15 nós por elemento. A Figura 60 apresenta o modelo adotado na simulação. Somente a camada de solo teve a malha mais refinada, uma vez que, todo fenômeno é esperado nessa camada.

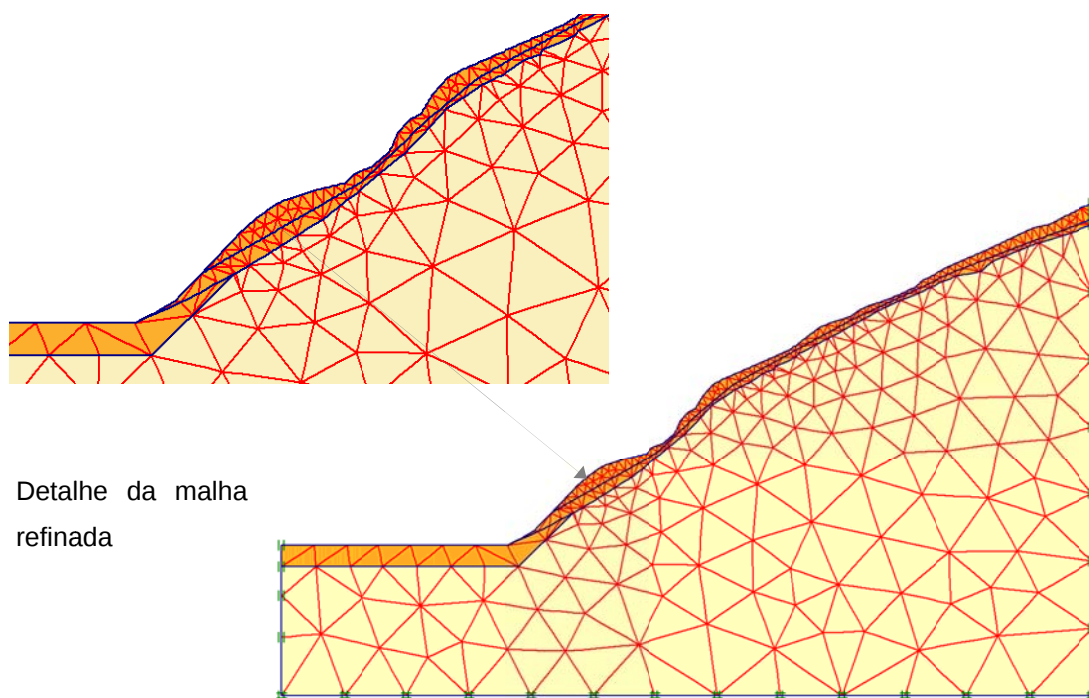


Figura 60 Modelo utilizado para simulação do Cactáreo

Foram desenvolvidas análises por Equilíbrio Limite para comparação com os resultados fornecidos por Elementos Finitos.

Na análise avaliou-se a estabilidade da encosta em cinco cenários: sob efeito de sucção de -20kPa, sem efeito de sucção e com presença de nível d'água. Em todos os cenários a estabilidade foi avaliada sem os efeitos das raízes.

Os efeitos das raízes foram adotados somente nos casos onde a simulação sem raízes indicou instabilidade do talude.

O programa Plaxis não realiza análise de estabilidade por redução ϕ e c com efeitos de carregamento, sendo assim, o efeito de cargas de vegetação não será avaliado nesse trabalho.

Cenário 1

Nesse cenário buscou-se avaliar a estabilidade do talude sob a suposta condição inicial de sucção de -20kPa. O efeito da sucção foi incorporado à resistência pelo aumento da coesão, conforme equação 14.

O fator de segurança obtido na análise por Elementos Finitos foi de 1,61. A figura 61 apresenta o modelo com a superfície potencial de ruptura que ocorre na saliência inferior.

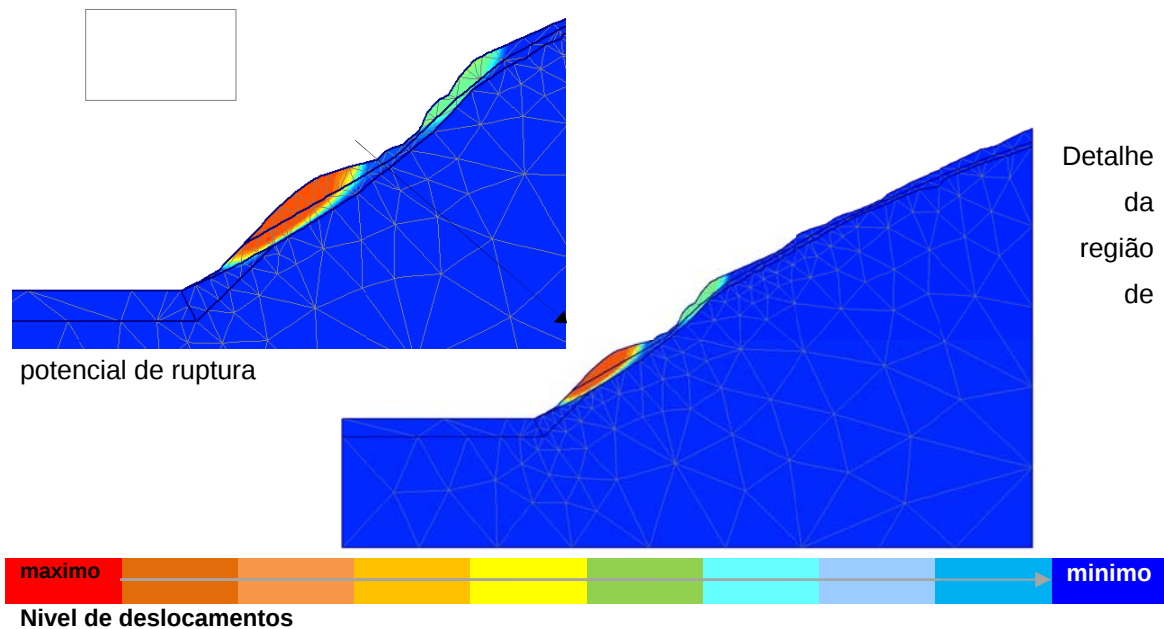


Figura 61 Superfície potencial de ruptura do cenário 1 –FS = 1,61 Plaxis V8

A análise por Equilíbrio Limite apresentou fator de segurança de 1,69 tanto por Bishop quanto por Morgenstern & Price. A figura 62 apresenta a superfície potencial obtida por esse método.

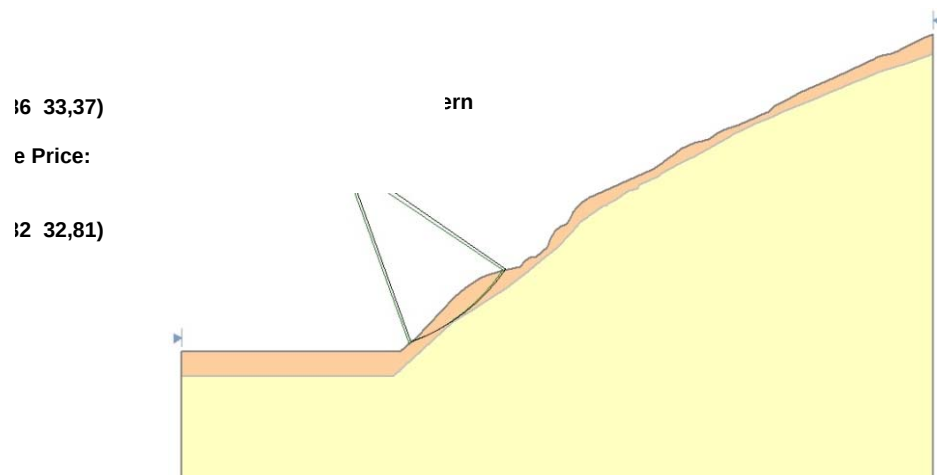


Figura 62 Superfície potencial de ruptura do cenário 1 – Bishop –FS=1,69; M&P FS=1,69 (Slide V5)

Essa simulação comprova, conforme esperado, uma melhor condição de estabilidade da encosta sob efeito de sucção.

A análise com sucção e sem os efeitos das raízes induziu a um fator de segurança consideravelmente elevado. Portanto, a análise considerando os efeitos das raízes foi considerada desnecessária, haja visto que, as raízes beneficiam a estabilidade em um caso onde o fator de segurança apresentou alto valor sem as raízes.

Cenário 2

No cenário 2 foi retirado o efeito da sucção. Objetiva-se avaliar se a perda de sucção é motivo suficiente para provocar o escorregamento do talude. A análise por Elementos Finitos, para as simulações sem contribuição de resistência das raízes apresentou $FS = 0,89$. A análise por Equilíbrio Limite, para a mesma situação, apresentou $FS = 1,00$ para o método de Bishop e $FS = 0,99$ para o método de Morgenstern e Price. As figuras 63 e 64 apresentam as superfícies críticas das análises por Elementos Finitos e por Equilíbrio Limite.

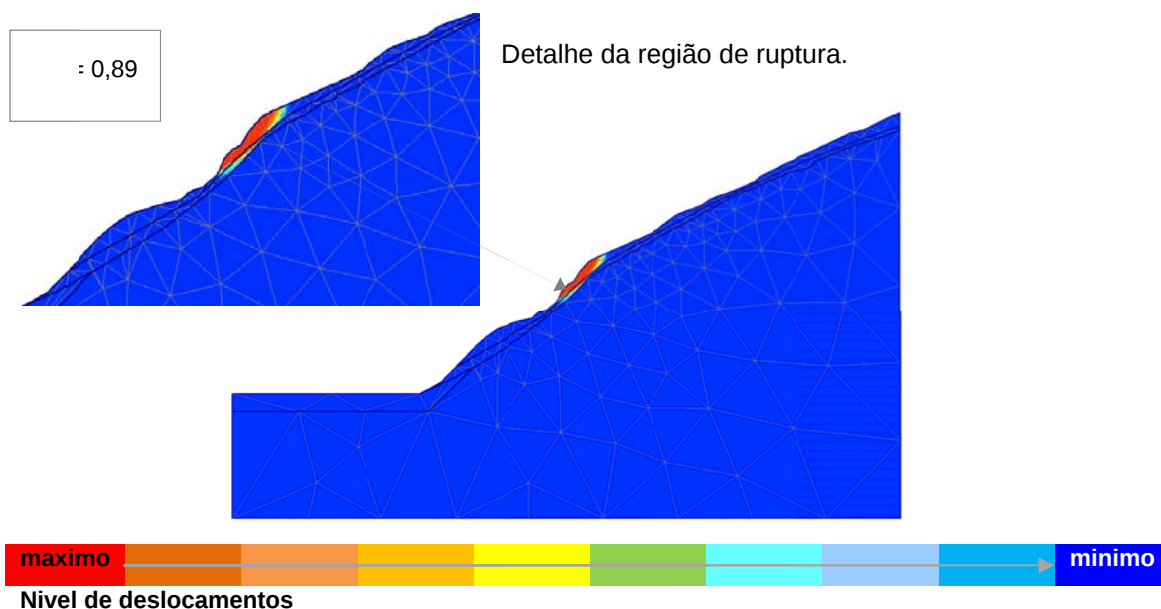


Figura 63 Superfície de ruptura do cenário 2 – $FS = 0,89$ Plaxis V8

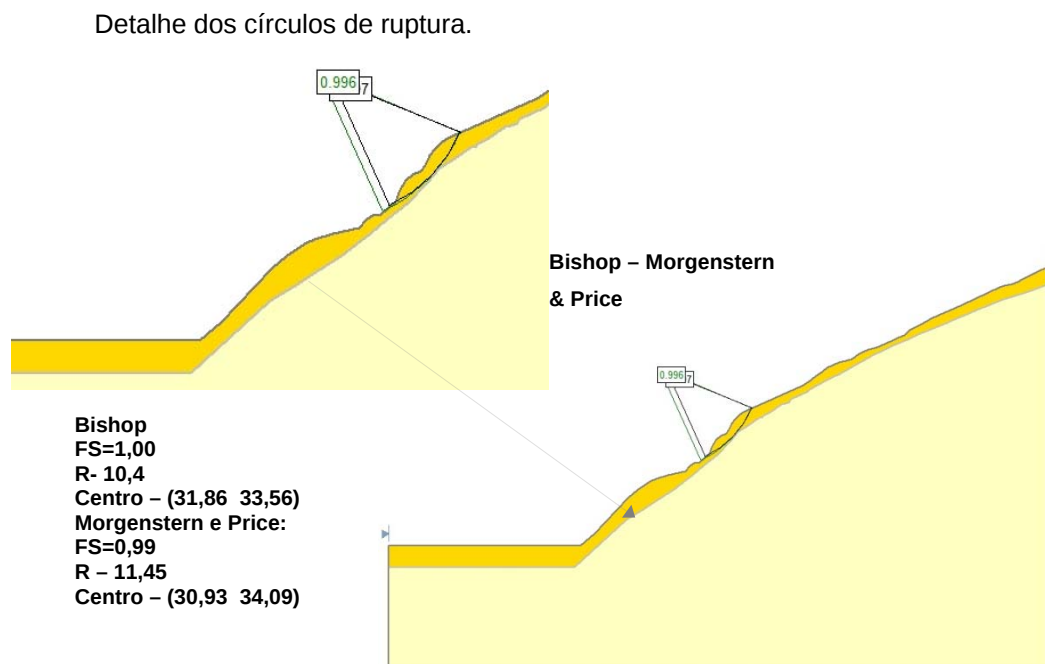


Figura 64 Superfície de ruptura do cenário 2 – Bishop –FS=1,00; M&P FS=0,99 (Slide V5)

Os resultados obtidos nas análises anteriores evidenciaram a influência da sucção no estabilidade do talude da encosta do Cactáreo.

Sem os efeitos da sucção a encosta apresentou-se instável na saliência superior (figura 64). A instabilidade foi observada tanto pelo método dos Elementos Finitos, quanto pelos métodos de Equilíbrio Limite.

Cenário 3

Andrade et al (1992) analisaram a estabilidade sob a influência de raízes. No cenário 1 concluiu-se que tal análise não seria necessária. Ao atingir a ruptura por perda dos efeitos da sucção no cenário 2, buscou-se no cenário 3 avaliar os efeitos da presença de raízes no solo.

As análises indicaram que as raízes atribuem resistência suficiente para manter a encosta estável. O fator de segurança encontrado para esse caso foi de 1,4 pelo Método de Elementos Finitos e FS=1,46 pelo Método de Equilíbrio Limite. As figuras 65 e 66 apresentam as superfícies potenciais por Elementos Finitos e Equilíbrio Limite, respectivamente.

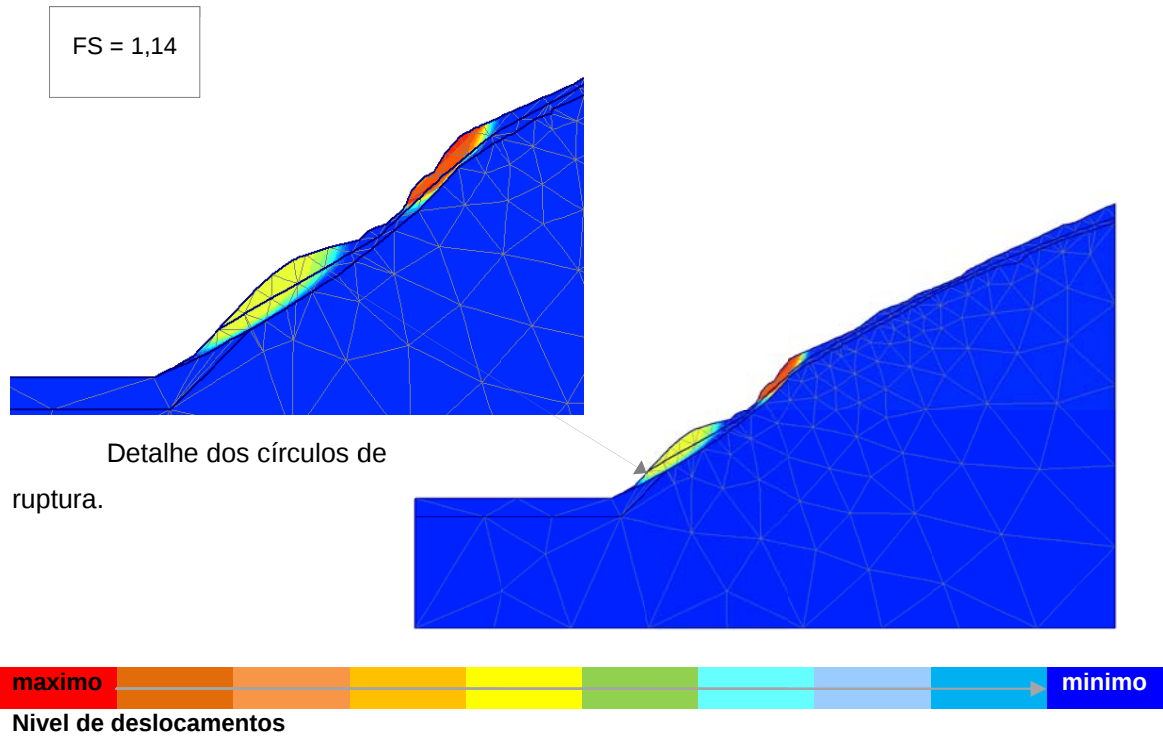


Figura 65 Superfície potencial de ruptura do cenário 3 – FS = 1,4 Plaxis V8

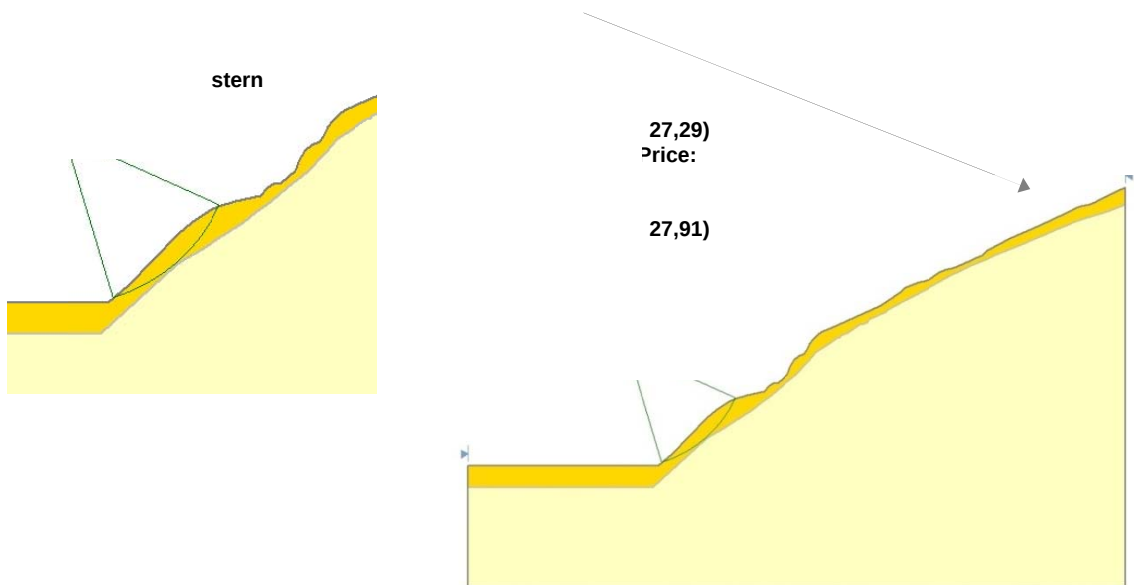


Figura 66 Superfície de potencial do cenário 3 –c/ raiz– Bishop –FS=1,46; M&P FS=1,46 (Slide V5)

Cenário 4

A consideração dos parâmetros do contato solo rocha como representativos, conforme considerado por Andrade et al (1992), é fator suficiente para manter a estabilidade da encosta.

A simulação por Elemento Finitos resultou em $FS = 1,19$. A figura 67 apresenta a região potencial de ruptura.

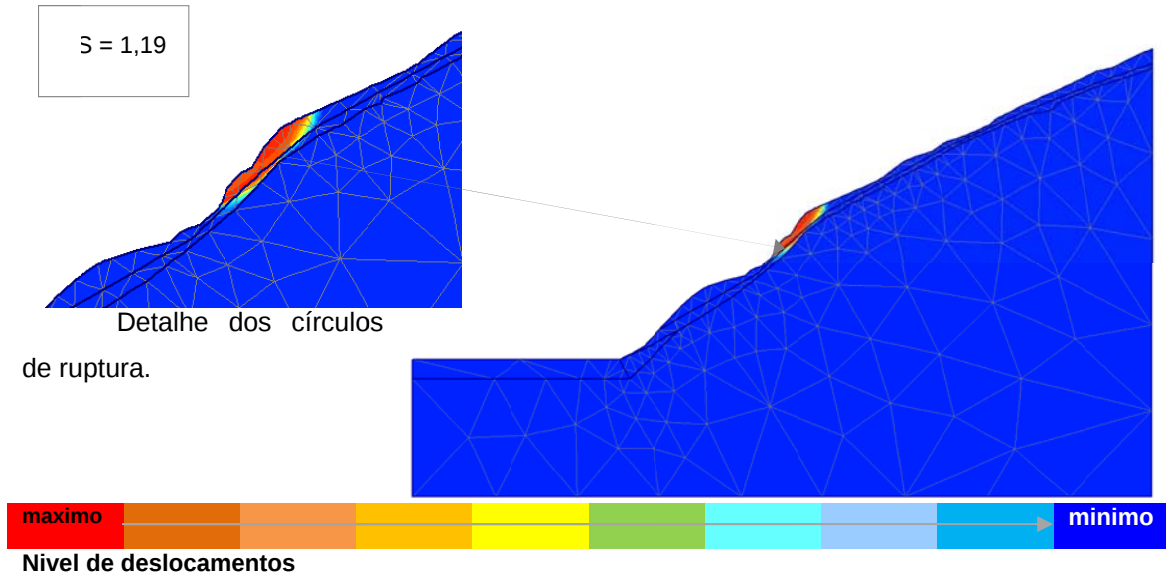


Figura 67 –Superfície potencial de ruptura do cenário 4 – $c' = 7,3$ kPa – $FS = 1,19$ Plaxis V8

O Método de Equilíbrio Limite apresentou $FS = 1,27$ por Bishop, e $FS = 1,28$ por Morgenstern e Price. O modelo com os círculos de ruptura é apresentado na figura 68.

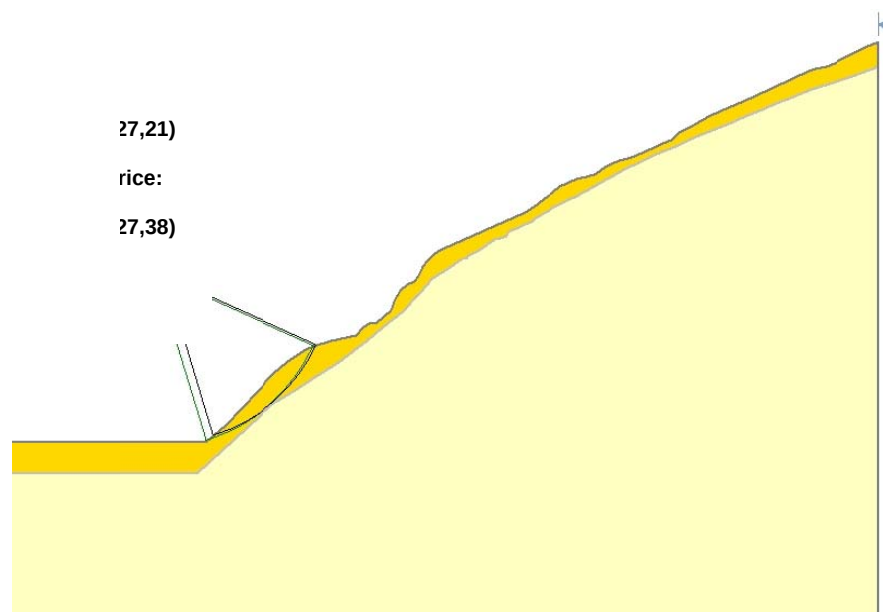


Figura 68 Superfície potencial de potencial do cenário 4 – $c' = 7,3$ kPa – Bishop – $FS = 1,28$; M&P $FS = 1,27$ (Slide V5)

Das análises desenvolvidas, somente o cenário 2, que considera a resistência do solo sem qualquer beneficiamento (efeito de sucção ou raízes), induziu à ruptura, seja por Elementos Finitos ou por Equilíbrio Limite.

A conclusão dos autores de haver necessariamente a existência de poropressão positiva para que haja a ruptura é corroborada pela instrumentação de campo e pelas análises realizadas até aqui. Ou seja, sem qualquer fator deflagrador, o talude permanece estável.

Cenário 5

A existência de um nível d'água para provocar a instabilidade da encosta foi avaliada no cenário 5. Aqui buscou-se conhecer qual a posição do nível d'água que levaria a encosta do Cactáreo à ruptura, mesmo que o solo representativo fosse o do contato solo-rocha (solo cujo os parâmetros de resistência são suficientes para manter a estabilidade desde que não haja qualquer outro efeito sobre a encosta).

Nesse caso, devido à pouca espessura da camada de solo e à própria geometria do talude, não é de se esperar que um nível d'água se estabelecesse além da meia encosta. Caso essa possibilidade viesse a ocorrer, em alguns pontos haveria afloramento de água.

Nesse caso foi utilizado o programa Slide v5 para buscar esse nível d'água. O resultado é apresentado na figura 69.

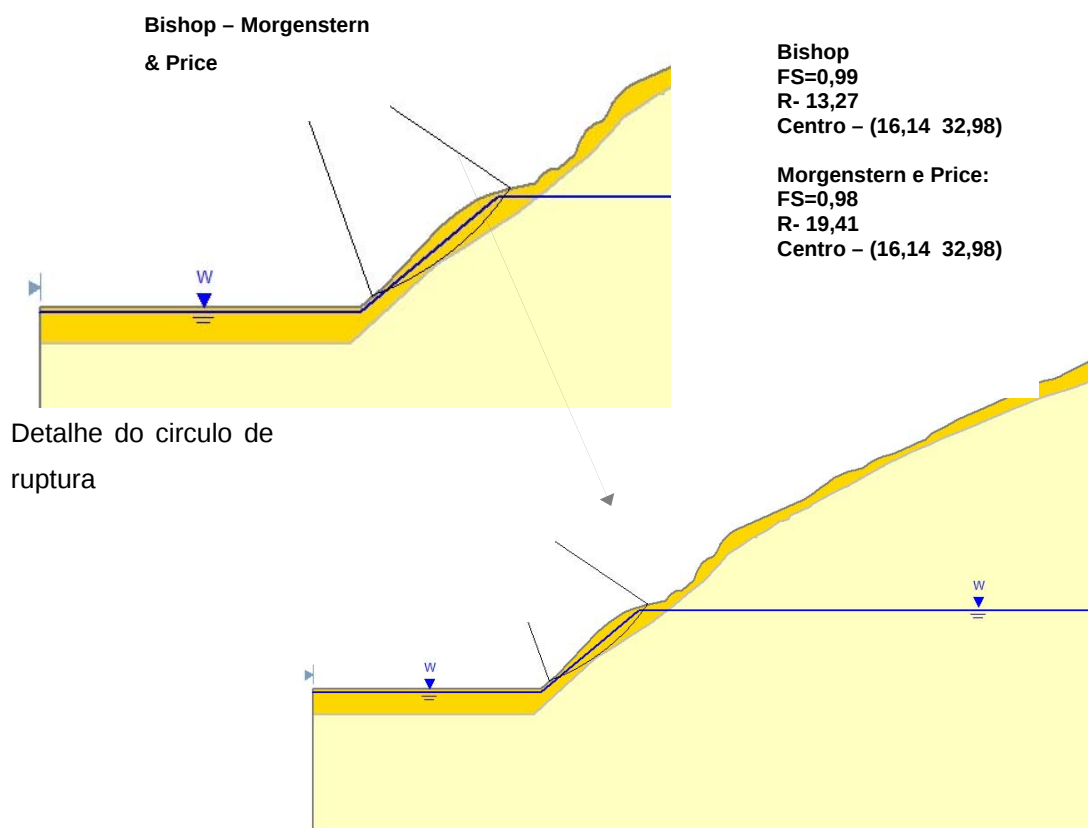


Figura 69 Superfície de ruptura do cenário 5 – $c'=7,3$ com NA -kPa– Bishop –FS=0,99, M&P FS=0,98 (Slide V5)

Observa-se pelas análises que não precisa haver nível d'água elevado para tornar a encosta instável. A presença do nível d'água através da camada de solo, mesmo em baixas elevações, apresenta efeitos significativos na estabilidade.

O fator de segurança por Equilíbrio Limite é de 0,99 por Bishop e 0,98 por Morgenstern & Price.

A análise por Elementos Finitos, como é de se esperar, também apresentou instabilidade para o caso analisado. O fator de segurança encontrado foi de 0,95 e a região de ruptura similar àquela encontrada por Equilíbrio Limite.

A figura 70 apresenta a superfície de ruptura encontrada pelo programa Plaxis V8.

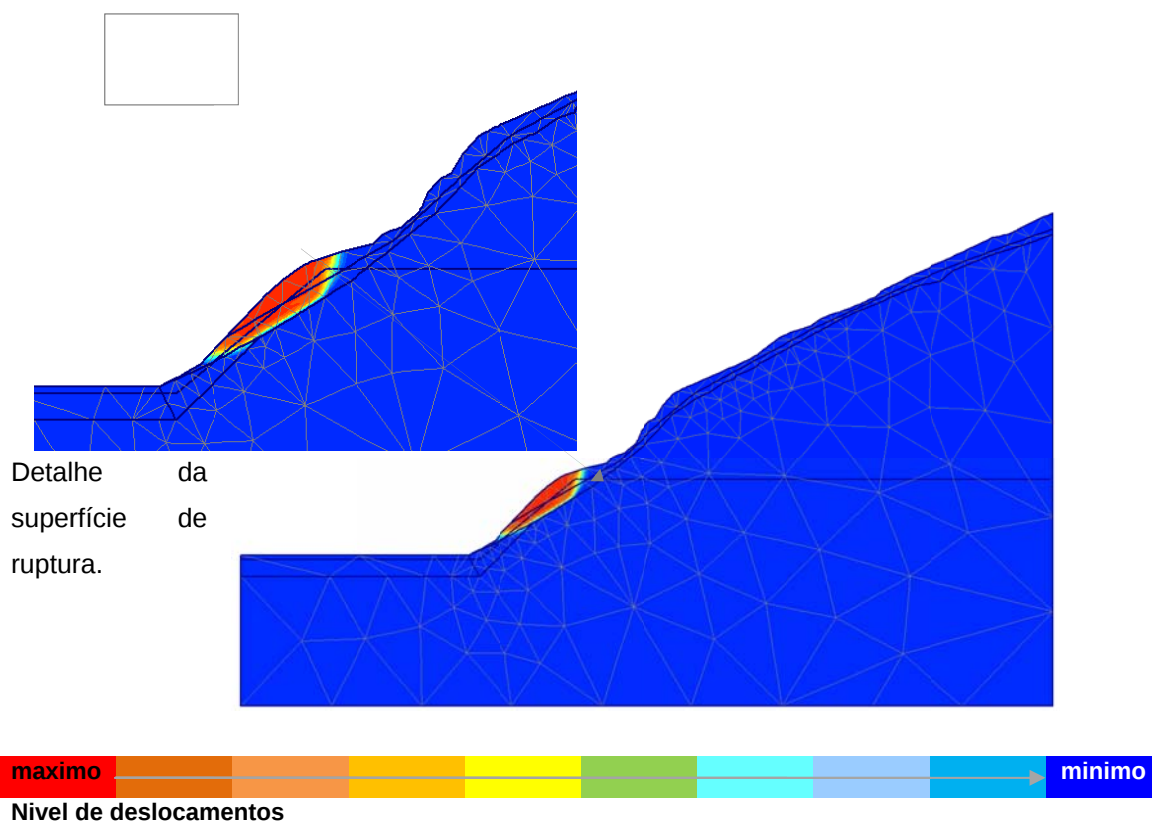


Figura 70 Superfície de ruptura do cenário 5 – $c=7,3$ kPa com NA – FS = 0,95 Plaxis V8

Nas análises da encosta do Cactáreo buscou-se identificar os parâmetros de resistência que compunham um possível mecanismo responsável pela ruptura da encosta.

Observou-se que sem os benefícios à resistência, como presença de sucção ou efeito de raízes, os parâmetros de resistência do solo 1 (mais representativo da encosta) não são suficientes para manter a estabilidade da encosta.

Com os parâmetros de resistência do contato solo 2 e a rocha, o talude perde estabilidade somente na presença de poropressão positiva. Como Andrade et al(1992) mediram poropressão positiva na encosta, a hipótese de perda de estabilidade por perda de sucção deixa de ser provável e, o problema passa a ser um caso de instabilidade por geração de poropressão positiva, comum nas encostas da Serra do Mar.

CONCLUSÃO

Neste trabalho foram avaliados dois casos de escorregamento no Rio de Janeiro porém, com eventos ocorridos em épocas diferentes. O primeiro foi o Morro do Cabritos, na Lagoa, que apresentou um escorregamento em novembro de 1988 e, o segundo foi o Morro do Cactáreo, que apresentou três escorregamentos, sendo o último, ocorrido em 1985. Ambos os casos guardam certas similaridades como: eventos ocorridos sob vegetação arbórea, em camada de solo fina a média, cobrindo uma formação rochosa de gnaiss facoidal bastante fraturado no horizonte C.

Os estudos aqui desenvolvidos adotaram uma abordagem diferente dos primeiros realizados nestas encostas. A partir da busca do equilíbrio Limite através da redução dos parâmetros de resistência obteve-se resultados de FS que confirmaram as análises feitas por outros autores que estudaram essas encostas; ou seja, a perda da resistência por redução do nível de sucção, foi fator necessário, porém, não suficiente para levar as encostas à ruptura. A ruptura só poderia ser deflagrada com o desenvolvimento de poropressão positiva. Contudo, devido às incertezas envolvidas no processo, não é simples a indicação precisa da posição do nível d'água, sendo por isso, possível apenas indicar regiões prováveis de localização desse nível.

As análises por Elementos Finitos mostraram respostas que retratam a natureza do problema, uma vez que a ruptura acontece através de processos que envolvem a características de elasticidade e plasticidade do solo (mesmo que seja com a adoção de modelos simplificados de resistência), e não, considerações simplificadoras existente nas análises por Equilíbrio Limite.

O Método de Elementos Finitos pode ser perfeitamente aplicável em retroanálises, mantendo-se resguardada as grandezas dos parâmetros de Elasticidade que, apesar de necessários, não assumem papel relevante na análise, por se tratar de cálculo em estado limite de plasticidade.

Os resultados por Elementos Finitos permitem avaliar o desenvolvimento da ruptura através da compatibilidade dos deslocamentos e com isso obter mais

informações do provável comportamento da massa, o que não é possível através de Equilíbrio Limite.

Por outro lado as análises por Elementos Finitos demandaram um tempo computacional muito superior ao sugerido por programas de Equilíbrio Limite.

A análise por Equilíbrio Limite realizada pelos Métodos de Bishop e Morgenstern & Price indicaram resultados de Fator de segurança muito próximos àqueles encontrados pelo Método de Elementos Finitos. Entretanto, a superfície de ruptura identificada pelo método Elastoplástico no Morro dos Cabritos, apresentou maior semelhança com a superfície real. No caso da encosta do Cactáreo, devido à pouca espessura da camada, este problema não foi identificado.

É desejável que as retroanálises de escorregamentos, sob efeito de sucção, sejam realizadas com informações confiáveis sobre o fluxo. A falta desses dados requer do engenheiro maior habilidade para a previsão do comportamento da água e, a partir daí, definir regiões do maciço sob a influência dos diversos níveis de sucção.

Independente da metodologia e da ferramenta computacional, em retroanálises de escorregamentos, ainda prevalece a observação crítica e experimentada do engenheiro, seja por um lado, no entendimento da lógica do programa ou, por outro lado, no entendimento da superposição de efeitos e a influência de cada agente envolvido no escorregamento.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682 Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2007. 27p.

ANDRADE, M.H.N, CAMPOS, T.M.P, VARGAS,E.A Retroanálise do Escorregamento da encosta do Cactáreo. In:1 COBRAE, (1992), Rio de Janeiro: [s.n].p.161-172, nov.1992 .

ARYAL, Krishna Prasad. Slope Stability Evaluations by Limit. (2006). P.148. tese de doutorado - Norwegian University of Science and Technology - Faculty of Engineering Science and Technology. – Trondheim.

AUGUSTO FILHO, O. Escorregamentos em Encostas Naturais e Ocupadas, Análise e Controle. In: BITAR, O. Y. (Coord.). CURSO DE GEOLOGIA APLICADA AO MEIO AMBIENTE. SÃO PAULO:ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia,1995. p 77-100.

AZZOUZ, A.S e BALIGH, M.M. End Effects on The Stability of Cohesive Slopes. Journal of Geotechnical Engineering division, ASCE, v 101, GT-11, p.1105-1117, nov. 1975.

BARATA, Fernando Emmanuel. Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro. In: Seventh Int. Conference Soil Mechanic Found Engineering. Mexico: [s.n], 1969. V. II.

BISHOP, A.W. The Use of the Slop Circle in the Stability Analysis of Slope, Géotechnique, London, v.5, p 7 -17.1955

BRINKGREVE, R.B.J e BAKKER, H.L. Computer Methods and Advances in Geomechanics. In: SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS CAIRNS: ed. BalKema A.A., 1991. p 1117-1118-1119.

BRINKGREVE, R.B.J; et al. Plaxis 2D – Version 8. Netherlands: A.A Balkema Pulishere, 2002. Tutorial Manual - p114.

BROMHEAD, E.N. e MARTIN P.L. Three-Dimensional Limit Equilibrium Analysis of the Taren Landslide. In: SKEPTOM CONFERENCE. - London : Thomas Telford , 2004. vol. 2 p.789 - 802.

CAMPOS, J.L.E e VARGAS E.A. Jr. Avaliação de Campo da Permeabilidade Não Saturada de Solos em Encostas. In: PRIMEIRA CONFERENCIA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. - 1 COBRAE. Rio de Janeiro: [s.n.], nov. 1992. Vol 1 p 371-382

CAMPOS, L. E. P. de. Influência da Sucção na Estabilidade de Taludes Naturais em Solos Residuais. (1984), 173 p. Dissertação de Mestrado (Mestre em Ciências em Engenharia Civil: Geotecnia) – PUC Rio, Rio de Janeiro, 1984.

CAPUTO, H P. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1981. 4ª edição. V 2, p 488.

CARRIÓN, M. P. et al. Análise Limite Numérica 3D de Estabilidade de Taludes. In: COBRAMSEG XIII, 2006, Curitiba. [s.n.], [s.l.]. v 4, 7p.

CHEN, R. H. e CHAMEAU, J. L. Three-Dimensional Limit Equilibrium Analysis of Slopes, Géotechnique, London, 32, p. 31-40, jun. 1982.

COSTA NUNES, A. J. da. Estabilidade de Taludes- Rocha e Solo. In: V CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÃO, [1970],[s.l.] : [s.n.], [1970]. p 98-118.

COUTINHO, R.Q et al. Caracterização Geológica Geotécnica de um Deslizamento numa Encosta em Camaragibe, Pernambuco. InIV COBRAE, Salavador: ABGE – ABMS, 2005, p 345 – 360.

CRONEY, D. COLEMAN, J.D. e BLACK, W.P.M. Movement and Distibution of Water in Soil in Relation to Highway Desing and Performance: Water and its Conduction in Soils, Special Report, Washington, v 40, p 226-252, 1958.

DELL' AVANZINI e SAYÃO, A.S.F.J. Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Talude. - Curitiba : [s.n.], 1998. p 1289 -1295.

FELLENÍUS, W. Calculation of Stability of Earth Dams. In: CONGRESS ON LARGE DAMS 2, 1936, [s.l.] : [s.n], 1936. v. 4, p. 445.

FERREIRA, A. M. Avaliação de Proposições Matemáticas para Interpretação do Comportamento de Solos Residuais Não Saturados. (2010). 212 p. Dissertação de Mestrado. - Rio de Janeiro, 2010.]

FERREIRA, S.B. et al. Análise de Ruptura em talude Urbano em Ouro Preto. In: V COBRAE 2009. São Paulo: [s.n.], nov. 2009. p 1-8

FIORI, Alberto Pio e CARMIGNANI, L. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: Aplicação na estabilidade de taludes. Curitiba : Oficina de Textos, 2009. V 2, p. 604.

FREDLUND, D.G e RAHARDJO, H. Soil Mechanics for Unsaturated Soil. Nova York: John Willey & Sons, 1993.

GEORIO. Manual de Encostas: Análise e Investigação. 2ª Edição. Rio de Janeiro: [s.n.], 2000. v 1, p 69-88.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de Taludes - Rio de Janeiro : [s.n], 2008. p. 169. Apostila do curso de mestrado em engenharia civil - ênfase em Geotecnia.

GERSCOVICH, D.M.S. Fluxo em Meios Porosos Saturados - Não Saturados modelagem Numérica com Aplicações ao Estudo da Estabilidade de Encostas do Rio de Janeiro. (1994). 160 p. Tese de Doutorado - DEC/PUC Rio, Rio de Janeiro, 1994.

GRIFFITHS, D.V. e LANE P.A. Slope Stability Analysis by Finite Elements. Géotechnique, London, v 49, p 387- 403, jun. 1999.

GRIFFITHS, D. V. e Marquez R M, Three Dimensional Slope Stability Analysis By Elasto - Plastic Finite. Géotechnique, London, v 57, p 537-564, ago. 2007.

HOEK, E. e BRAY, J. W. Rock Slope Engineering. [s.l]: Institution of Mining and Metallurgy, 1981. p 358.

HOEK, E. Methods For Rapid Assessment of the Stability of Three-Dimensional Rock Slopes. [s.l.] : Q.J. Eng.Geol., 1970. v 6, p. 243-255.

HOVLAND, H.J. Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v 103, Nº GT9, p 971-986, set. 1977

HUANG C.C., LESHCHINSKY, D. Generalized Three-Dimensional Slope-Stability Analysis. Journal of Geotechnical Engineering, Reston, v 118, Nº 11, p 1748-1764, nov.1992.

HUNGR, O. An Extension of Bishop's Simplified Method of Slope Stability Analysis to Three Dimensions . Géotechnique, London, v 37, p 113 – 117, mar. 1987.

HUNGR, O. SALGADO, F.M BYRNE, P.M. Evaluation of a Three-Dimensional Method of Slope Stability Analysis. Géotechnique, London, v. 26, p.679-686, 1989.

HUTCHINSON, J. N. e SARMA, S. K. Discussion of Three-Dimensional Limit Equilibrium Analysis of Slopes. *Géotechnique*, London, v 35, p 215-216, 1985.

HUTCHINSON J. N., GENS, A. e CAVOUNIDIS, S. Three Dimensional Analysis of Slide in Cohesive Soils. *Géotechnique*, London, v 38, p 1 - 23, mar.1988.

HUTCHINSON, J. N. Mass Movement: Encyclopedia of Geomorphology - Fairbridge Reinhold Book. New York: [s.n], 1968.

JANBU, N. Slope stability computations: Embankment-Dam Engineering [s.l]: R.C. Hirschfield and S.J. Poulos, 1973.p 47–86.

LOPES, J.A.U. Os Movimentos Coletivos dos Solos e a Evolução das Encostas Naturais Nas Regiões Tropicais e Subtropicais Umidas. (1995). 157 p. Dissertação de mestrado- Departamento de Geologia da UFPR, Curitiba.

MARTINS, F.F. e MARTINS J.B. Métodos Rígido-Plásticos e Métodos Elásticos Perfeitamente Plásticos Para Obtenção do Coeficiente de Segurança na Avaliação da Estabilidade de Taludes. Guimarães: [s.n], [2000]. 8 p

MASSAD FAIÇAL. Obras de Terra: Curso basico de Geotecnia. 2ª ed. São Paulo : Oficina de Textos, 2010. -: Vol. único : p. 216.

MICHALOWSKI, R. L. Three-Dimensional Analysis of Locally Loaded Slopes. *Géotechnique*, London, v 39, p 27–38, mar. 1989.

MORGENSTERN, N.R e PRICE V.E. The Analysis of Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Force. *Géotechnique*, London, v17. p 43-49. Mar 1967. -

PACHECO, M. Conceitos de Probabilidade e Análise de Risco em Estudos e Projetos de Geotecnia. In: VI CBGE/ IX COBRAMSEF, 1990, Salvador: ABGE – ABMS, 1990. v 3, p 37-56.

SILVA, A.F. e ZUQUETTE, L.V. Previsão de Eventos Perigosos de Escorregamentos a Partir do Fator de Segurança 3D. In: V COBRAE, 2009, São Paulo: ABGE – ABMS, 2009. 10p.

SILVA FILHO F.C. e DANTAS NETO S.A. Avaliação da Segurança de Um Talude Não Saturado em Obra do Metrô de Fortaleza. In: V COBRAE, 2009, São Paulo: ABGE - ABMS, 2009. 6p.

SPENCER, E. A Method of Analysis of The Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces. *Géotechnique*, London, v 17, p 11-26, mar.1967.

STIMPSON, B. Simple Equations For Determining the Factor of Safety of a Planar Wedge Under Various Groundwater Conditions. Q.Jl. Engng. Geol, [s.l], v 12, p 3-7, 1979.

TABALIPA, N. L. E FIORI PIO, A. Influência Do Vento Na Estabilidade Dos Taludes Da Bacia Do Rio Ligeiro, Município De Pato Branco (PR). Caminhos da Geografia (revista on line), Paraná, p 82 – 98, set. 2008.

TAYLOR, D. W. Stability of earth slopes. J. Boston Soc. Civil Engrs, [s.l], v24, p. 197-246, 1948.

VARGAS, M. e PICHLER, E. Residual Soil and Rock Slides in Santos Brazil. In: IV international Conference Soil Mechanics Engineering Foundation, London: [s.n], v 1, p 43 – 46.

VARGAS JR E. A. e MIQUELETTTO M. Avaliação Tridimensional da Estabiliade de Encosta em Escala de Bacia de Drenagem Através do Método de Talude Infinito Incorporando o Efeito do Fluxo Saturado-Não Saturado. In: V COBRAE, São Paulo: ABGE – ABMS, 2009, 7p.

VARNES, D. J. Landslides and Engineering Praticce: Landslides types and processes. Washington : [s.n], 1958.

WOLLE, C. M. Efeito Tridimensional dos Escorregamentos Translacionais da Serra do Mar. In: VI CBGE/ IX COBRAMSEF, 1990, Salvador: ABGE - ABMS, 1990. 8 p.

XIE, M. ESAKI, T. QIU, C. MITANI, Y. WANG, C. Spatio-Temporal Estimation of Shallow Landslide Hazard Triggered by Rainfall Using a Three-Dimensional Model. Environmental Geology, [s.l], 2007. v 52, p 1569-1579.

YOMURA, D.M. e DYMINSKI, A.S. Análise de Estabilidade de Talude Coluvionar da Serra do Mar do Paraná Considerando Diferentes Condições de Fluxo no Subsolo, In: V COBRAE, são Paulo: ABGE – ABMS, 2009. 8 p.

ZHANG, X. Three-Dimensional Stability Analysis of Concave Slopes in Plan View, Journal of Geotechnical Engineering, [s.l], v 114, p 658–671, 1988.

ZIENKIEWICZ, O.C. HUMPHESON, C. e LEWIS, R.W. Associated and Non-Associated Visco-Plasticity and Plasticity in Soil Mechanics: Géotechnique, London, v 25, p 671-689, 1975.

ANEXO A

Tabela 1 - Coordenadas dos pontos do contorno do perfil do Morro dos Cabritos.

ponto	X	Y	ponto	X	Y
1	120	90	31	52	51
2	100	77	32	51	50
3	98	76	33	49	49
4	97	75	34	47	49
5	96	74	35	46	48
6	95	73	36	44	47
7	93	71	37	42	46
8	91	70	38	41	45
9	89	69	39	40	45
10	87	68	40	39	44
11	86	67	41	38	43
12	84	66	42	37	42
13	83	66	43	36	41
14	82	65	44	34	39
15	81	65	45	32	38
16	79	64	46	31	37
17	77	63	47	30	36
18	75	62	48	120	35
19	74	62	49	29	33
20	71	62	50	29	32
21	70	61	51	27	31
22	69	60	52	25	29
23	67	60	53	23	28
24	64	58	54	21	26
25	62	57	55	18	26
26	60	56	56	16	26
27	58	55	57	15	26
28	57	54	58	15	26
29	55	53	59	15	20
30	54	52			

Tabela 2 - Coordenadas dos pontos do contato solo rocha do perfil do Morro dos Cabritos.

X	Y
15	20
17	20
19	20
22	22
24	23
41	33
44	36
51	41
63	51
68	56
69	57
83	63
93	70
94	71
102	78

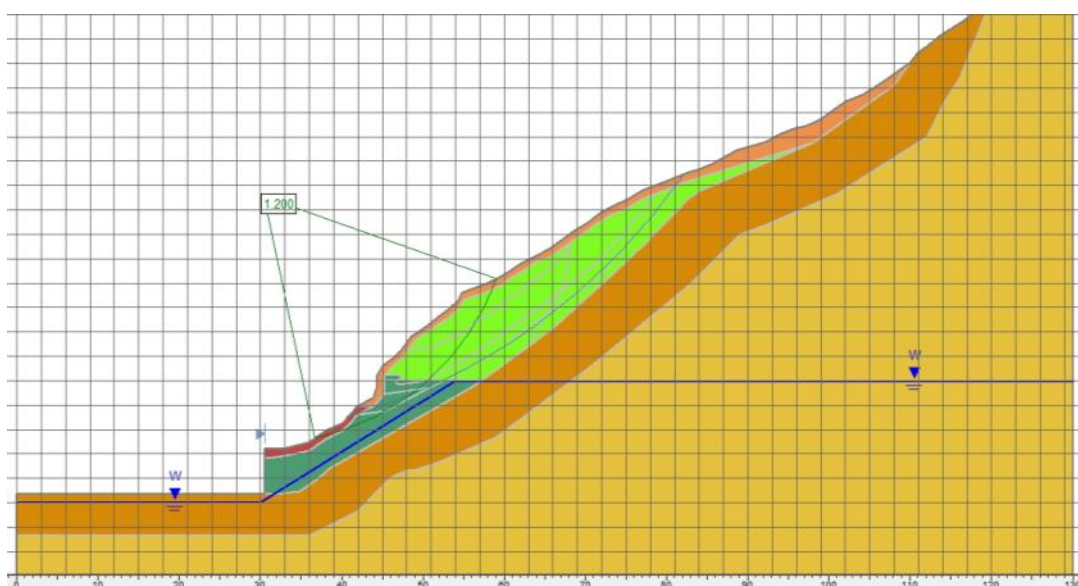
Tabela 3 - Coordenadas dos pontos da superfície de ruptura do perfil do Morro dos Cabritos.

X	Y
23	28
30	30
41	36
43	37
47	40
50	42
59	55
60	56

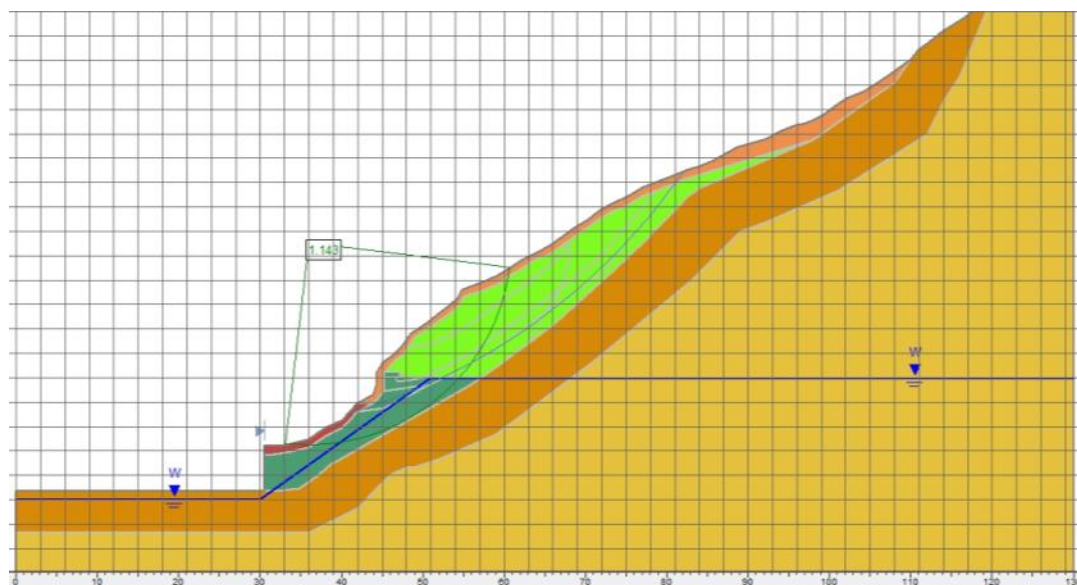
ANEXO B

Coordenadas dos pontos

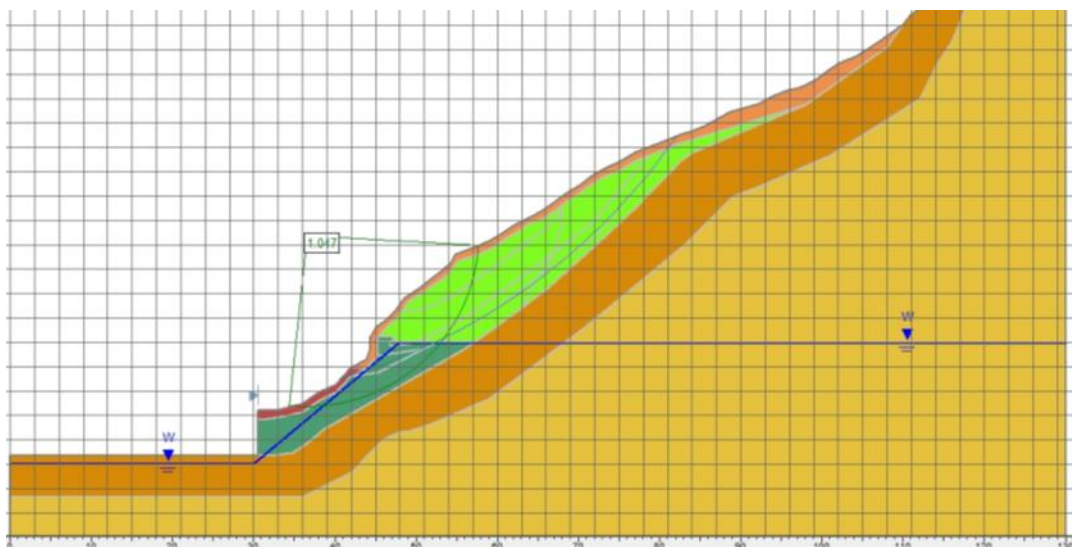
1	42,00m	6	57,00m
2	45,00m	7	60,00m
3	48,00m	8	63,00m
4	51,00m	9	66,00m
5	54,00m	10	69,00m



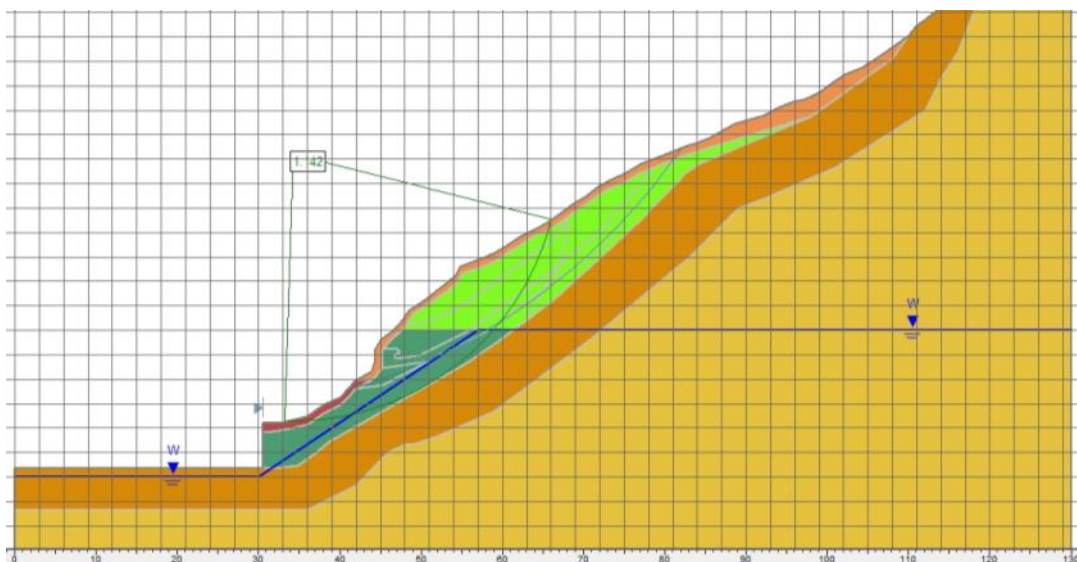
Nível d água ponto 2x2 – FS =1,20



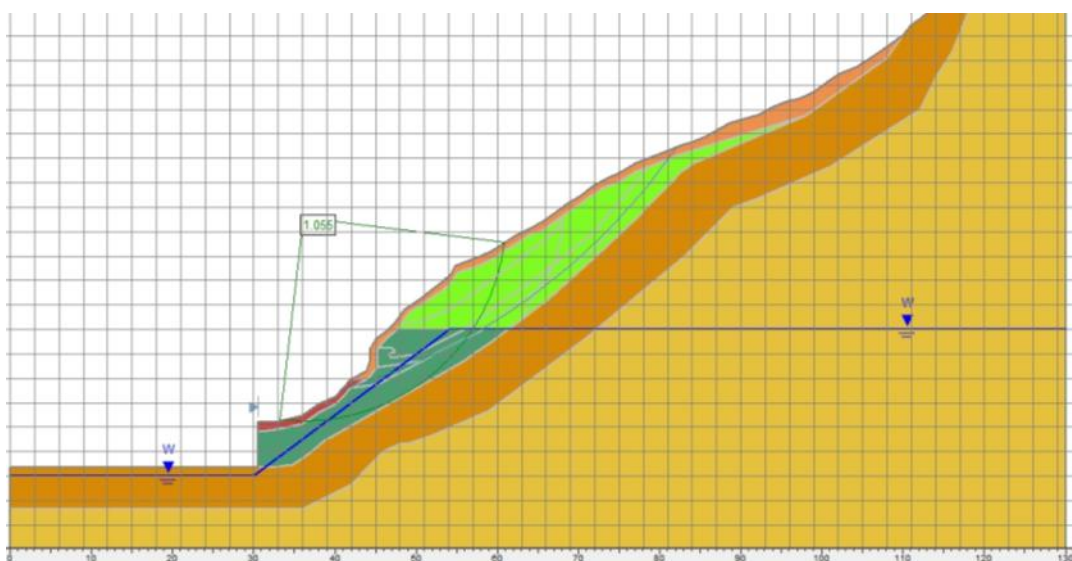
Nível d água ponto 3x2 – FS =1,14



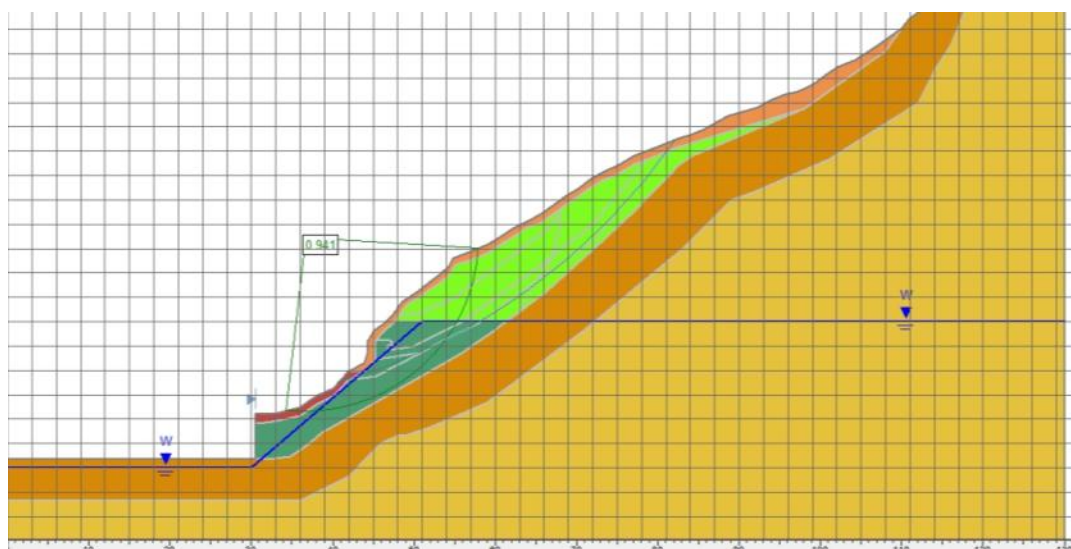
Nível d água ponto 4x2 – FS =1,05



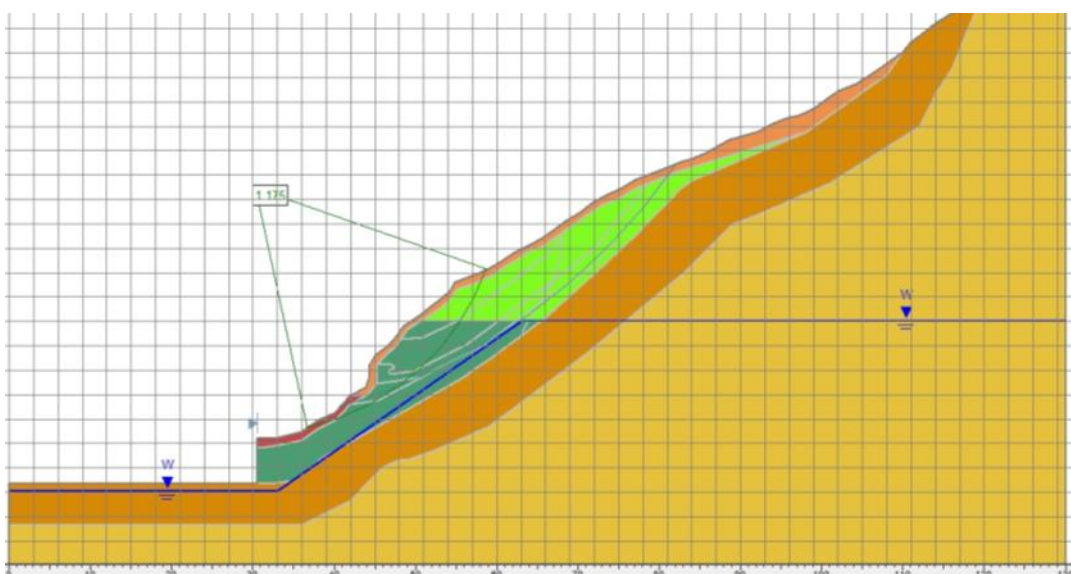
Nível d água ponto 2x3 – FS =1,14



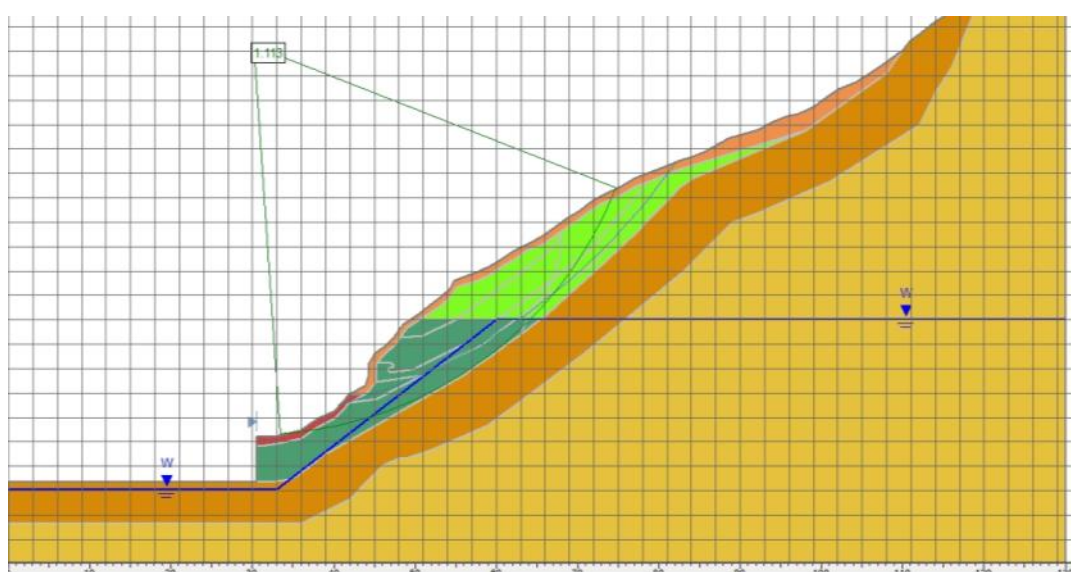
Nível d água ponto 3x3 – FS =1,06



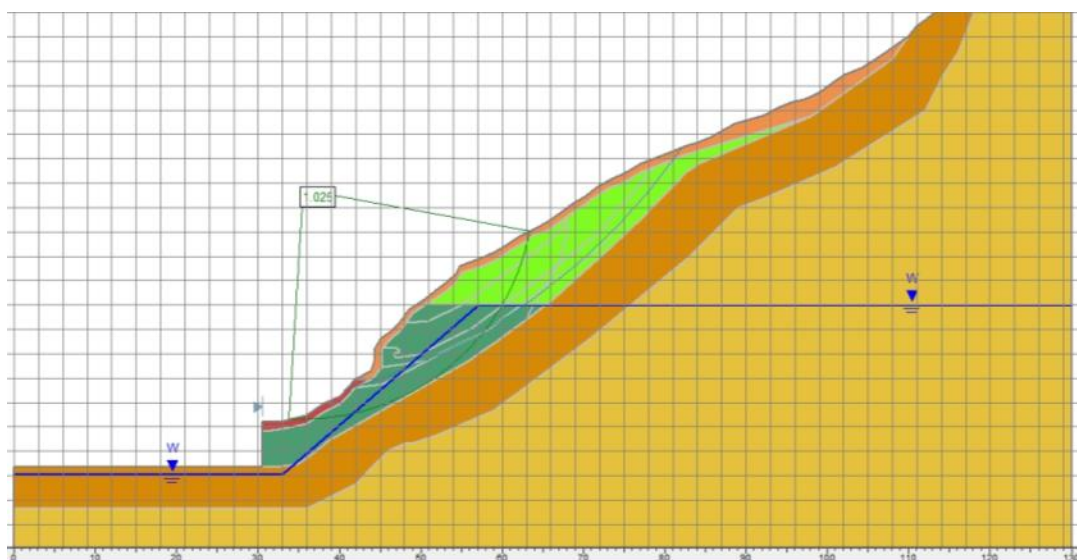
Nível d água ponto 4x3 – FS = 0,94



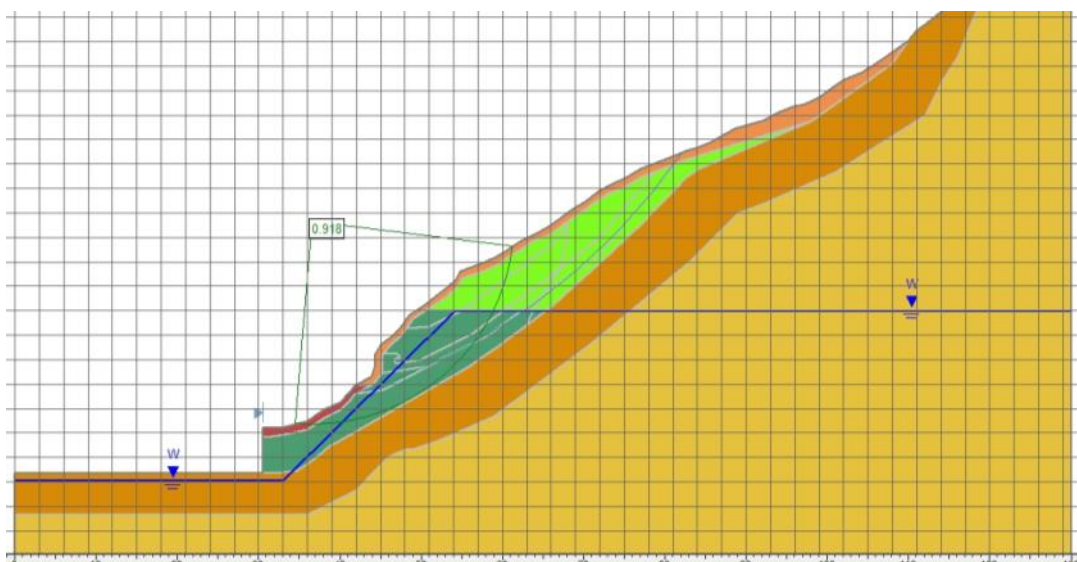
Nível d água ponto 1x4 – FS = 1,12



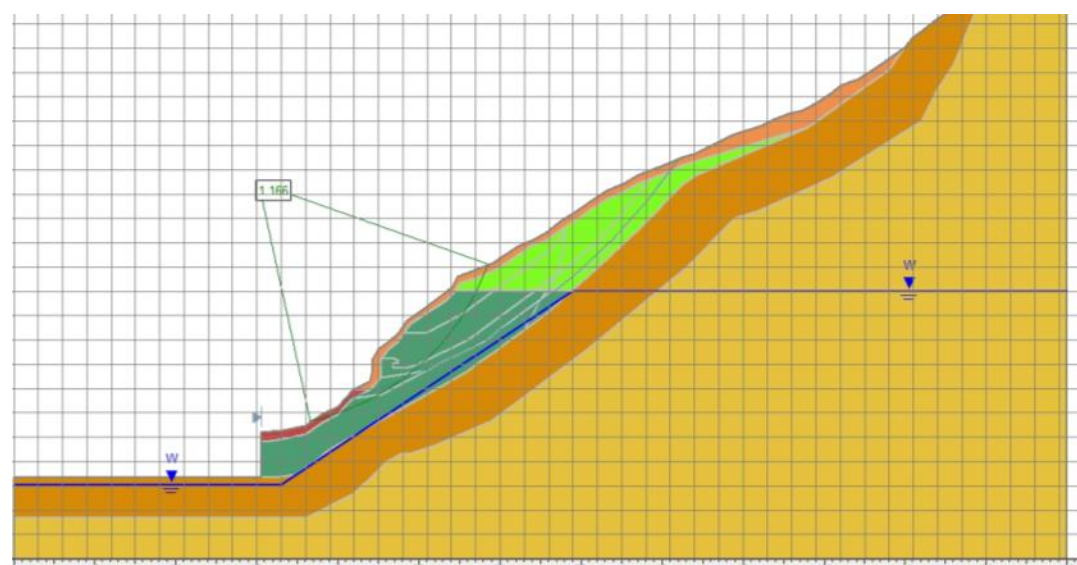
Nível d água ponto 2x4 – FS = 1,11



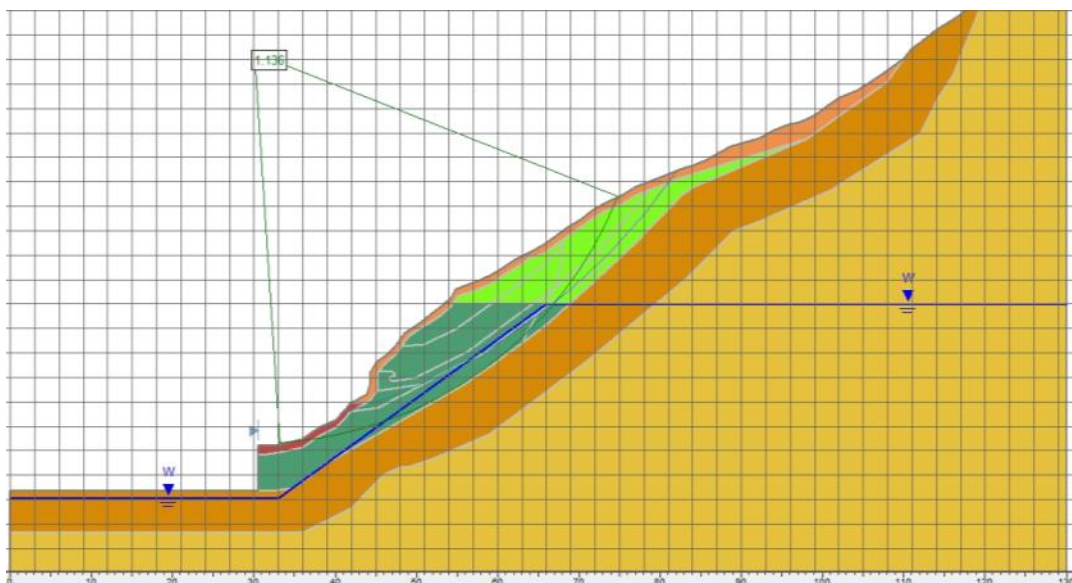
Nível d água ponto 3x4 – FS = 1,02



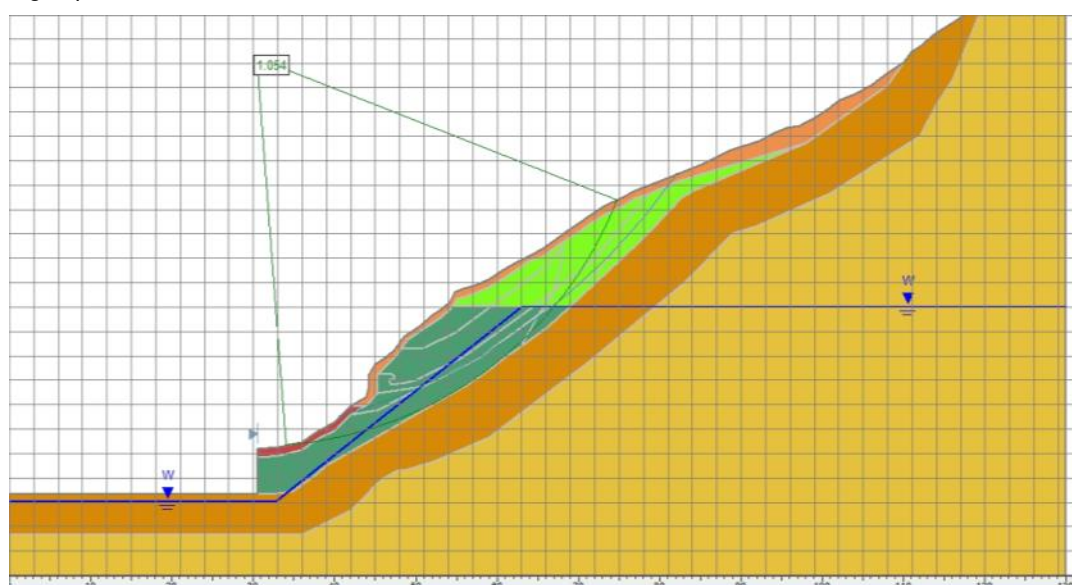
Nível d água ponto 4x4 – FS = 0,92



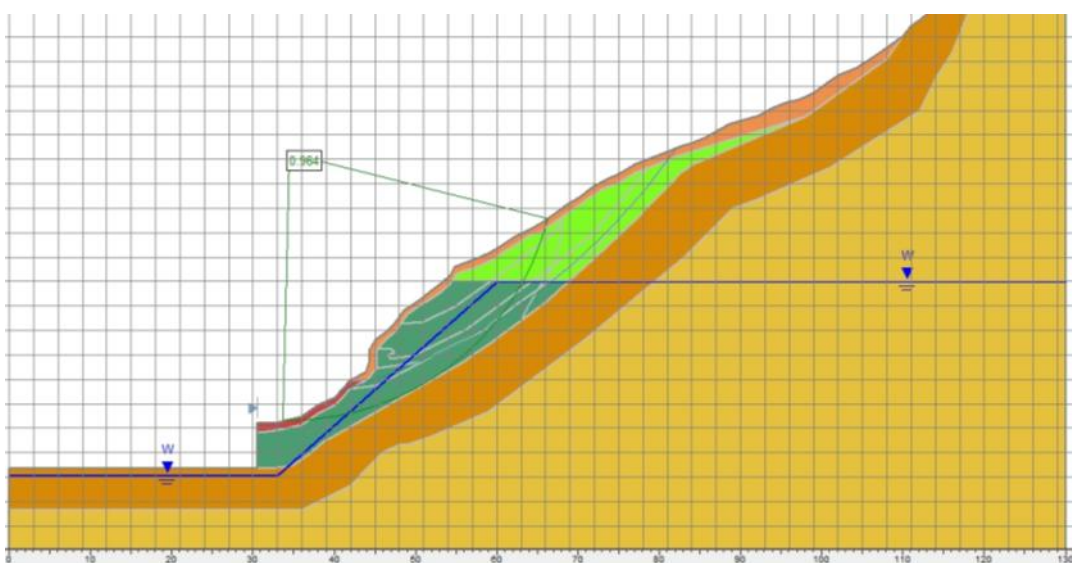
Nível d água ponto 1x5 – FS = 1,17



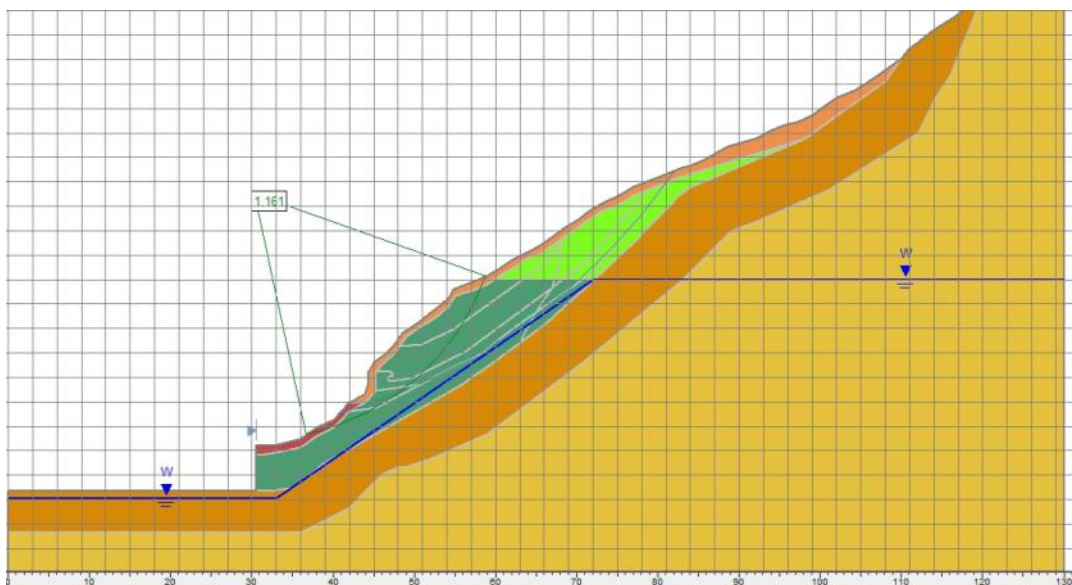
Nível d água ponto 2x5 – FS = 1,14



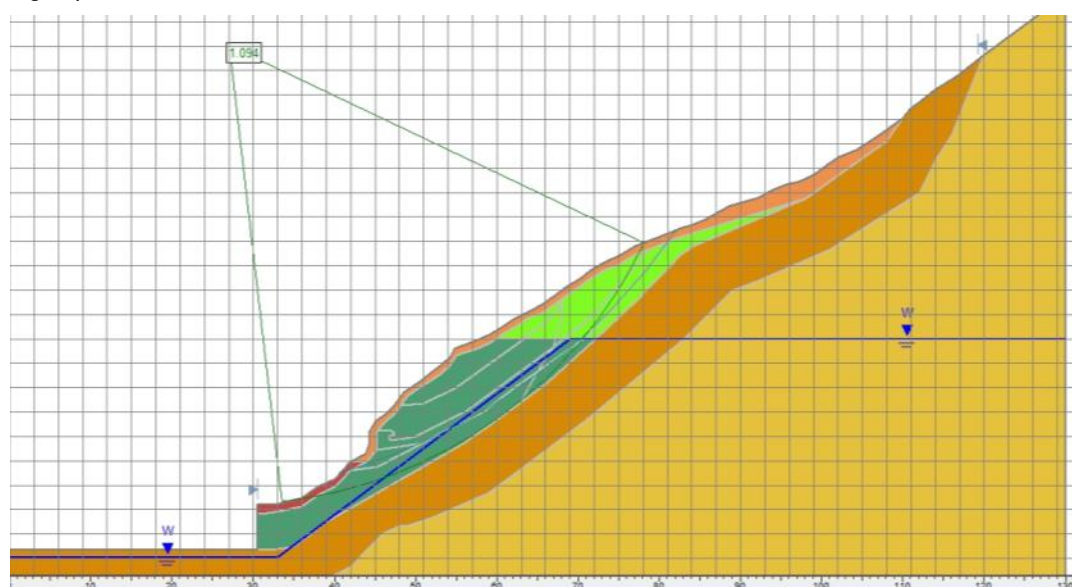
Nível d água ponto 3x5 – FS = 1,05



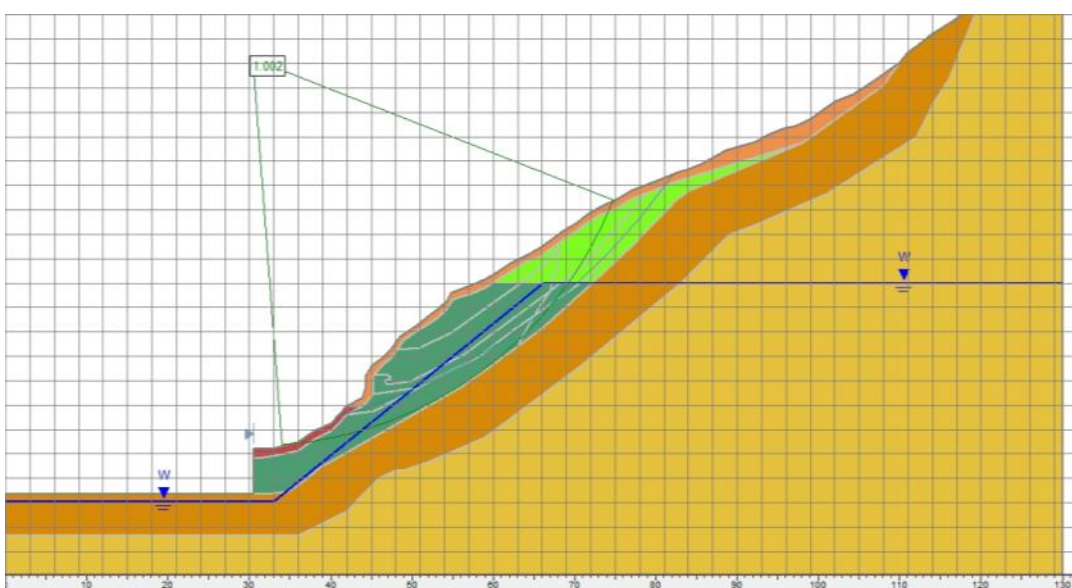
Nível d água ponto 4x5 – FS = 0,96



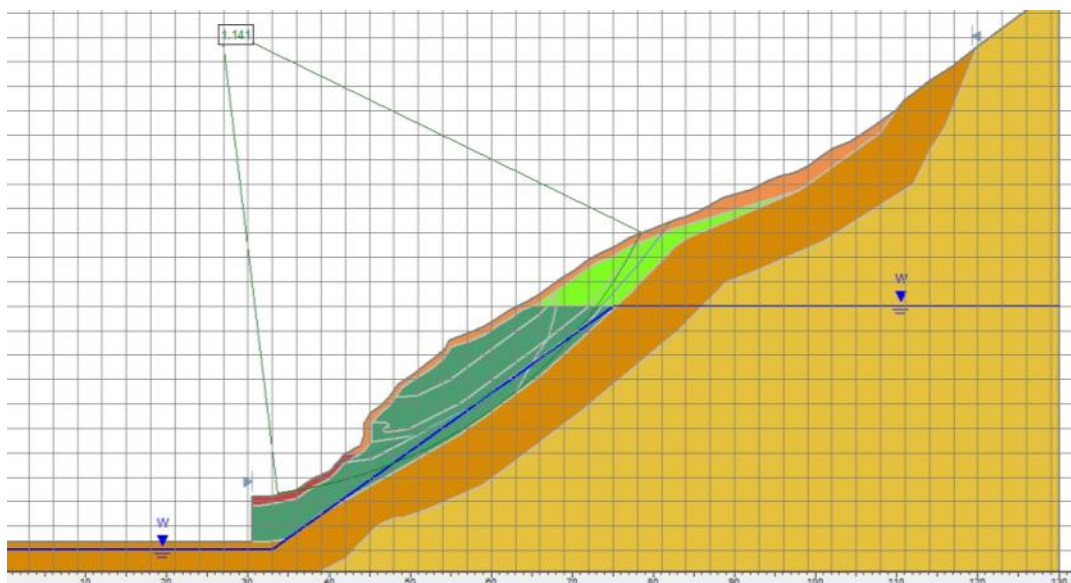
Nível d água ponto 1x6 – FS = 1,16



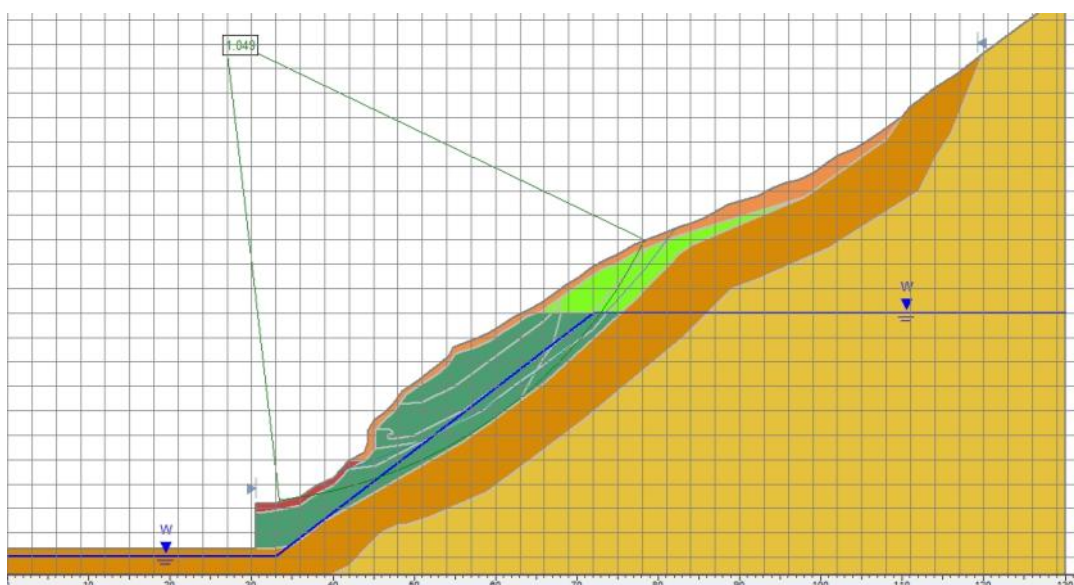
Nível d água ponto 2x6 – FS = 1,09



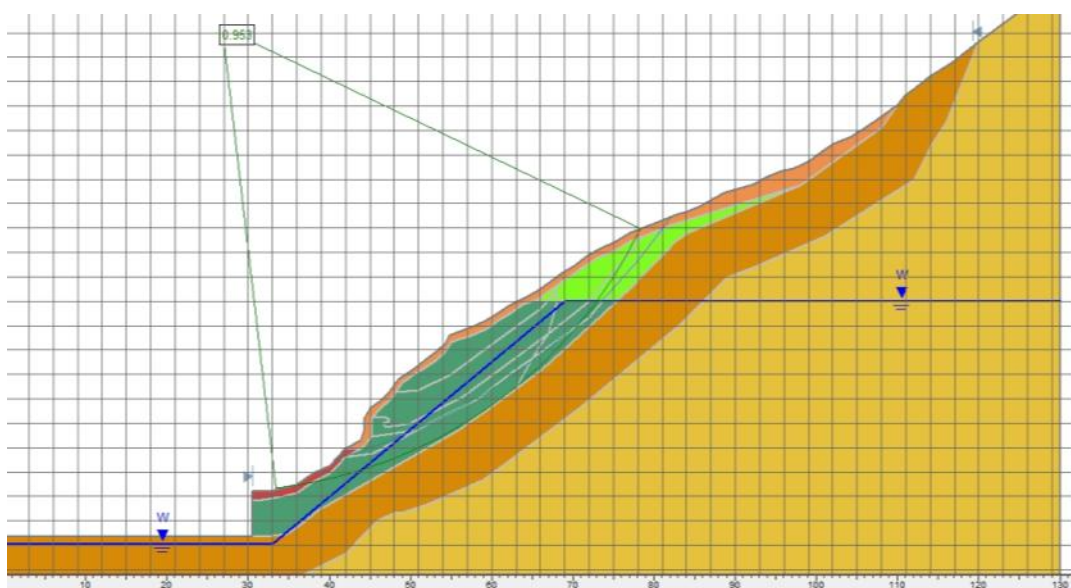
Nível d água ponto 3x6 – FS = 1,00



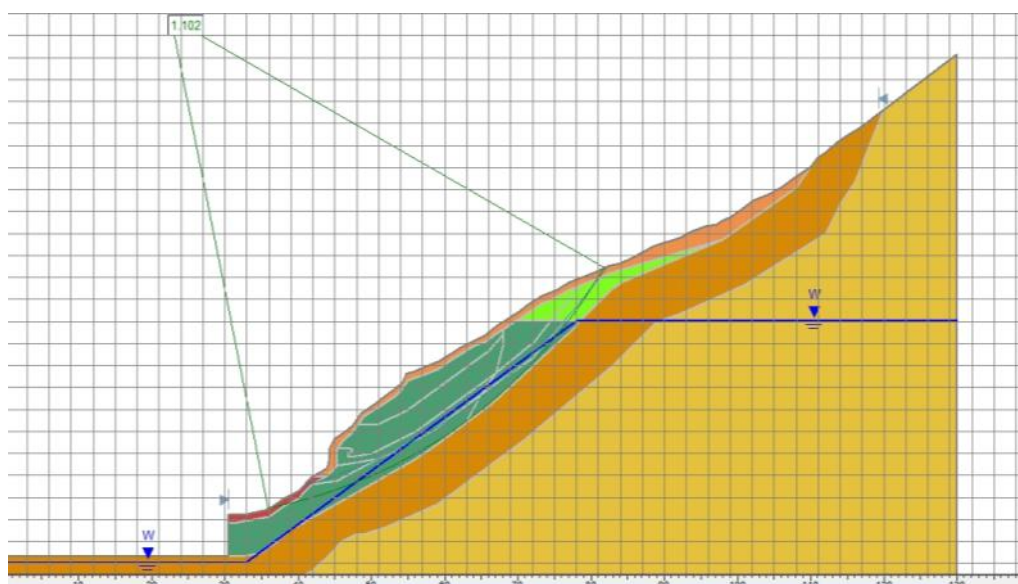
Nível d água ponto 1x7 – FS = 1,14



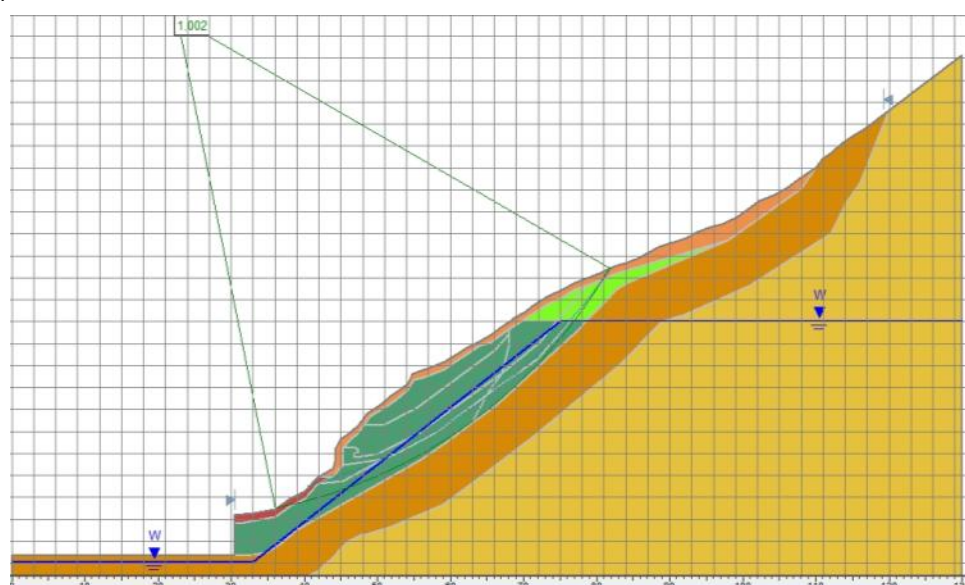
Nível d água ponto 2x7 – FS = 1,05



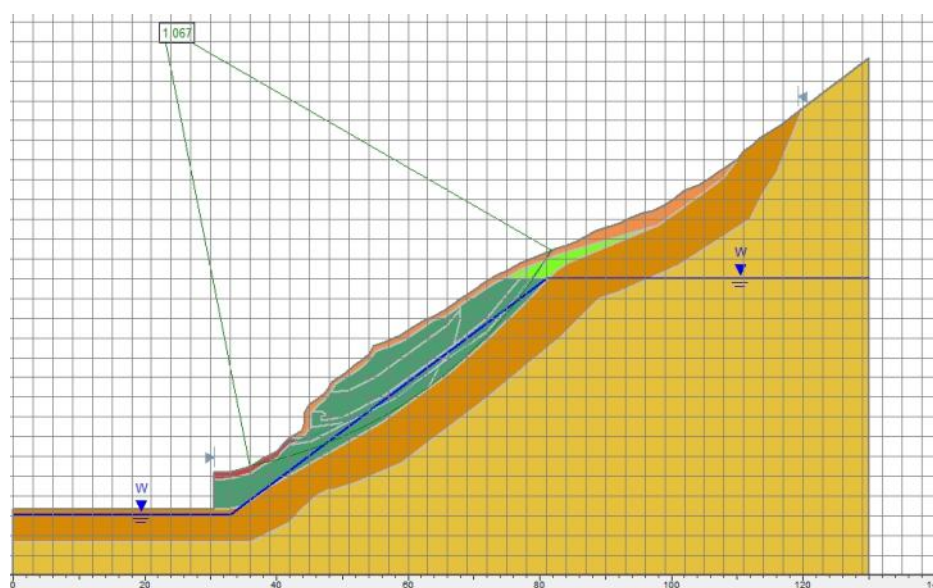
Nível d água ponto 3x7 – FS = 0,96



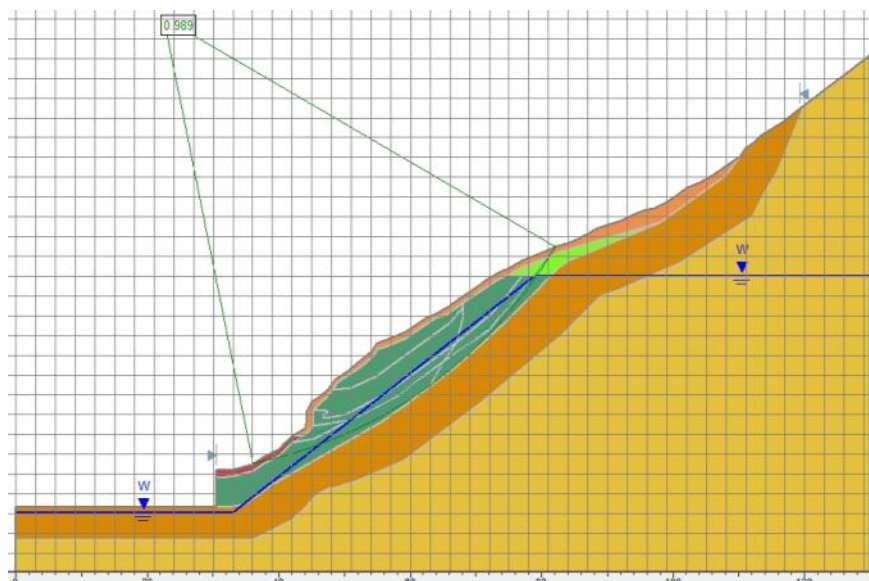
Nível d água ponto 1x8 – FS = 1,10



Nível d água ponto 2x8 – FS = 1,00



Nível d água ponto 1x9 – FS = 1,07



Nível d água ponto 2x9 – FS = 0,99