



Paula Tavares Pedrosa

**Estudo dos Fatores de Segurança em Análises por
Equilíbrio Limite em Modelos Bi e Tridimensionais**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Raquel Quadros Velloso
Co-orientadora: Prof^a. Ana Cristina Fontenla Sieira

Rio de Janeiro

Julho de 2020



Paula Tavares Pedrosa

Estudo dos Fatores de Segurança em Análises por Equilíbrio Limite em Modelos Bi e Tridimensionais

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof^a. Raquel Quadros Velloso

Co-Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Co-Orientador

Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ

Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental– PUC-Rio

Prof. Rogério Luiz Feijó

Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, da orientadora e da universidade.

Paula Tavares Pedrosa

Graduou-se em Engenharia Civil pelo CEFET-RJ (Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca), em agosto de 2017. Ingressou no mestrado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em agosto de 2017, desenvolvendo dissertação na linha de pesquisa de Geomecânica computacional.

Ficha Catalográfica

Pedrosa, Paula Tavares

Estudo dos fatores de segurança em análises por equilíbrio limite em modelos bi e tridimensionais / Paula Tavares Pedrosa; orientadora: Raquel Quadros Velloso; co-orientadora: Ana Cristina Fontenla Sieira. – 2020.

129 f.: il. color.; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2020.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Análise de estabilidade. 3. Retroanálise. 4. Equilíbrio limite. 5. Modelagem 3D. 6. SoilVision. I. Velloso, Raquel Quadros. II. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Aos meus pais, Deise e Mauro,
dedico.

Agradecimentos

À espiritualidade maior, que me guiou e abriu caminhos para que mais esta realização fosse possível, agradeço imensamente por todo o amparo e oportunidades a mim concedidos.

Aos meus pais, Deise e Mauro, agradeço pela educação recebida que me impulsionou para chegar onde estou, e pela força que me deram, juntamente com meus irmãos Thiago e Luiza, estando ao meu lado em todos os momentos.

À minha casa espiritual e irmãos de fé, que, sendo uma segunda família, esteve sempre me amparando nos momentos de angústias. Assim como ao meu dirigente espiritual e amigo Arthur, sempre grande incentivador do meu sucesso.

À minha orientadora, professora Raquel Velloso, pela confiança no meu trabalho e paciência para que concluíssemos este trabalho juntas.

À minha co-orientadora, professora Ana Cristina Sieira, pela grande parceria e auxílio dedicados a mim e ao trabalho, sempre com grande carinho e atenção.

Ao professor Rogério Feijó, por ceder o material para confecção do estudo de caso e ao professor Rodrigo Raposo, por colocar à disposição materiais do escritório para a realização desta dissertação.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

À PUC-Rio, agradeço a oportunidade e isenção das taxas de estudo.

À Bentley Systems, pelo fornecimento da licença estudantil para o programa computacional SVSlope para realização das análises.

Aos colegas e amigos de curso, que me acompanharam nesta grande caminhada, por todos os momentos de incentivo, estudo e companheirismo, em especial aos amigos Gabriela e Karl, que acompanharam mais de perto minhas agruras. Sem vocês este trabalho não seria possível.

Aos meus amigos, pela compreensão quando precisei me ausentar para me dedicar a este e outros trabalhos ao longo da vida acadêmica. À amiga Bruna, em especial, pela paciência em me ajudar com as revisões e pulso firme para me manter calma.

Aos colegas de profissão, por todo o conhecimento transmitido.

A todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, meus sinceros agradecimentos.

Resumo

Pedrosa, Paula Tavares; Velloso, Raquel Quadros; Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. **Estudo dos Fatores de Segurança em Análises por Equilíbrio Limite em Modelos Bi e Tridimensionais**. Rio de Janeiro, 2020. 129 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Análises de estabilidade bidimensionais são predominantemente utilizadas na prática geotécnica, tendo em vista a praticidade e os resultados, em sua maioria, mais conservadores, tornando as análises tridimensionais ainda pouco disseminadas. Por este motivo, o presente trabalho possui como objetivo a comparação entre os fatores de segurança encontrados em análises 2D e 3D e também em retroanálises, buscando verificar o comportamento de taludes nesses dois tipos de análise e comparar com o esperado no campo para cada caso. Sendo assim, o presente estudo se dividiu entre estudos preliminares em taludes hipotéticos, a fim de validar as análises realizadas no software computacional 2D e 3D, e em um estudo de caso para a realização de retroanálises em casos bi e tridimensionais de um talude rompido. As análises e retroanálises foram realizadas no programa computacional *SVSlope*, da *SoilVision Systems Ltd.*, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965) e adotando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para quantificação dos parâmetros de resistência dos solos. Os casos hipotéticos consideraram taludes homogêneos, de solos arenosos, em três condições de geometria: talude infinito, talude não infinito com topografia constante e talude não infinito com altura variável, impondo uma variação de topografia. Já o estudo de caso foi realizado em uma encosta que sofreu movimentações, estando localizada na Rodovia Rio-Santos, município de Mangaratiba, no Rio de Janeiro. Os resultados das análises mostraram que, para os casos estudados, a análise de estabilidade 2D apresenta resultados compatíveis com a condição 3D, ainda que conservadores. No entanto, em projetos onde seja necessária a realização de retroanálises, mostrou-se ser mais prudente a utilização de análises 3D, uma vez que esta resulta em parâmetros de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) menores, logo, mais conservadores.

Palavras-chave

Análise de Estabilidade; Retroanálise; Equilíbrio Limite; Modelagem 3D; *SoilVision*.

Abstract

Pedrosa, Paula Tavares; Velloso, Raquel Quadros (Advisor); Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla (Co-advisor). **Study of Safety Factors in Limit Equilibrium Analysis in Two and Three-Dimensional Models.** Rio de Janeiro, 2020. 129 p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Two-dimensional stability analyzes are predominantly used in geotechnical practice, in view of the practicality and results, most of them, more conservative, making three-dimensional analysis still little disseminated. For this reason, the present work aims to compare the safety factors found in 2D and 3D analysis and back analysis, seeking to verify the behavior of the slope in these two types of analysis and to compare with what is expected in reality for each case. Thus, the present study was divided between preliminary studies on hypothetical slopes, in order to validate the analysis performed in 2D and 3D computational software, and in a case study to perform back analysis in two and three-dimensional cases of a broken slope. The analysis and back analyses were performed in the computer program SVSlope, from SoilVision Systems Ltd., using the limit equilibrium method of Morgenstern and Price (1965) and adopting the Mohr-Coulomb rupture criterion to quantify the soil resistance parameters. The hypothetical cases considered homogeneous slopes, with sandy soils, in three geometry conditions: infinite slope, non-infinite slope with constant topography and non-infinite slope with variable height, imposing a variable topography. The case study, on the other hand, was carried out on a slope that suffered movement, being located on the “Rio-Santos” Highway, in the municipality of Mangaratiba, in Rio de Janeiro. The results of the analysis showed that, for the cases studied, the 2D stability analysis presents reasonable results and is compatible with the 3D condition, although conservative. However, in projects where back analysis is necessary, the use of 3D analysis proved to be more prudent, since this results in lower shear strength parameters (c and ϕ), therefore, more conservative.

Keywords

Stability Analysis, Back Analysis, Limit Equilibrium, 3D Modeling, Soilvision.

Sumário

1 Introdução	14
1.1. Relevância e Justificativa da Pesquisa	14
1.2. Objetivo	15
1.3. Metodologia	15
2 Revisão Bibliográfica	17
2.1. Estabilidade de Taludes	17
2.2. Análise por Equilíbrio Limite Convencional Bidimensional (2D)	19
2.2.1. Fator de segurança em análises 2D	21
2.2.2. Método das fatias	23
2.3. Análise por Equilíbrio Limite Tridimensional (3D)	30
2.3.1. Fator de segurança em análises 3D	33
2.3.2. Métodos das Colunas	35
2.4. Retroanálises	50
3 Estudos Preliminares	54
3.1. Programa computacional	54
3.1.1. Análise convencional 2D por equilíbrio limite	55
3.1.2. Análise 3D por equilíbrio limite	56
3.2. Caso 1 – Talude Infinito	58
3.2.1. Cálculo analítico do fator de segurança 2D para o Caso 1	58
3.2.2. Análise de estabilidade 2D para o Caso 1	59
3.2.3. Análise de estabilidade 3D para o Caso 1	61
3.2.4. Comparação entre os resultados obtidos para o Caso 1	63
3.3. Caso 2 – Talude não Infinito com Topografia Constante	66
3.3.1. Análise de estabilidade 2D para o Caso 2	66
3.3.2. Análise de estabilidade 3D para o Caso 2	67
3.3.3. Comparação entre os resultados obtidos para o Caso 2	69
3.4. Caso 3 – Talude não Infinito com Altura Variável	71
3.4.1. Análise de estabilidade 2D para o Caso 3	71
3.4.2. Análise de estabilidade 3D para o Caso 3	73
3.4.3. Comparação entre os resultados obtidos para o Caso 2	74

4 Estudo de Caso	77
4.1. Introdução	77
4.2. Propriedades Geotécnicas do Maciço	78
4.2.1. Análise e interpretação das sondagens	78
4.2.2. Correlações Empíricas	80
4.2.3. Correlações com a literatura	83
4.2.4. Parâmetros de resistência adotados	85
4.3. Estabilidade do Maciço	86
4.3.1. Modelos analisados	86
4.3.2. Análises de Estabilidade	87
4.3.3. Retroanálises	91
5 Conclusão	96
6 Referências Bibliográficas	100
ANEXO I – Análises de estabilidade 3D dos casos hipotéticos	103
ANEXO II – Perfis de Sondagens	119

Lista de Figuras

Figura 2.1 Forças atuantes no método das fatias aplicadas a uma superfície de deslizamento composta. Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977)	24
Figura 2.2 Variação do fator de segurança com relação ao equilíbrio de momento e de força <i>versus</i> o ângulo de forças laterais para um determinado solo e geometria de ruptura. Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977).	26
Figura 2.3 Forças atuantes em uma fatia pelo método Rigoroso de Janbu. Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977).	27
Figura 2.4 (a) Elemento junto à fronteira de duas fatias; (b) Forças efetivas atuando em um elemento. Fonte: Morgenstern e Price (1965).	28
Figura 2.5 Situação para talude infinito com parâmetros efetivos, parcialmente submerso. Fonte: Aguiar (2008).....	29
Figura 2.6 Superfície de ruptura considerada no modelo tridimensional de Chen e Chameau (1983). Fonte: Adaptado de Chen e Chameau (1983).....	36
Figura 2.7 Diagramas de corpo livre de uma coluna segundo Chen e Chameau (1983) – a) Diagrama, b) vista lateral, c) Diagrama considerando as hipóteses. Fonte: Chen e Chameau (1983).....	37
Figura 2.8 Forças atuando em uma coluna pelo método de Hungr (1987). Fonte: Adaptado de Hungr (1987).....	39
Figura 2.9 Seção transversal da superfície de ruptura na direção x, mostrando o eixo de rotação comum e as forças atuantes na coluna. Fonte: Adaptado de Lam e Fredlund (1993)	40
Figura 2.10 Seção transversal da superfície de ruptura na direção Z, mostrando o eixo de rotação comum e as forças atuantes na coluna. Fonte: Adaptado de Lam e Fredlund (1993)	41
Figura 2.11 Diagrama de corpo livre de uma coluna antes de serem assumidas as hipóteses. Fonte: Lam e Fredlund (1993).....	41
Figura 2.12 Diagrama de corpo livre de uma coluna antes de serem assumidas as hipóteses. Fonte: Lam e Fredlund (1993).....	43
Figura 2.13 Esquema do equilíbrio de momentos a) em relação ao eixo x; b) em relação ao eixo y. Fonte: Huang e Tsai (2000).....	44
Figura 2.14 Forças externas e internas atuando em uma coluna típica para a formulação do método 3D de Morgenstern e Price roposto por Chen e Yip (2007). Fonte: Adaptado de Chen e Yip (2007).	46
Figura 2.15 Direção de deslizamento exclusiva para todas as colunas (vista em planta). Fonte: Adaptado de Chen e Yip (2007).....	47

Figura 2.16 Relação entre ângulo de cisalhamento projetado e espacial para a base da coluna. Fonte: Adaptado de Chen e Yip (2007).	47
---	----

Figura 3.1 Seção de análise 2D para o Caso 1 – Talude Infinito.	60
Figura 3.2 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 1, sem NA.	60
Figura 3.3 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 1, com NA.	61
Figura 3.4 Exemplo de região de procura para um modelo de talude infinito com largura “L” igual a 100 m.	62
Figura 3.5 Resultado da análise de estabilidade 3D para o Caso 1. Modelo com “L” igual a 100 m, sem NA.	63
Figura 3.6 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos analítico, 2D e 3D para análises do Caso 1, sem NA.	64
Figura 3.7 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos analítico, 2D e 3D para análises do Caso 1, com NA.	64
Figura 3.8 Seção de análise 2D para o Caso 2 – Talude não Infinito com topografia constante.	66
Figura 3.9 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 2, sem NA.	67
Figura 3.10 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 2, com NA.	67
Figura 3. 11 Exemplo de região de procura para um modelo de talude não infinito com topografia constante, com largura “L” igual a 100 m.	68
Figura 3.12 Resultado da análise de estabilidade 3D para o Caso 2. Modelo com “L” igual a 100 m, sem NA.	69
Figura 3.13 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 2, sem NA.	69
Figura 3.14 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 2, com NA.	70
Figura 3.15 Topografia considerada para o modelo analisado no Caso 3.	71
Figura 3.16 Posição da seção definida para análise 2D do Caso 3, localizada a 1/3 da largura total em relação à face mais alta do talude.	72
Figura 3.17 Seção definida para análise 2D do Caso 3.	72
Figura 3.18 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 3, sem NA.	73
Figura 3.19 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 3, com NA.	73
Figura 3.20 Resultado da análise de estabilidade 3D para o Caso 2. Modelo com “L” igual a 100 m, sem NA.	74
Figura 3.21 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 3, sem NA.	75

Figura 3.22 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 3, com NA.	75
---	----

Figura 4.1 Região onde se localiza o incidente geotécnico. Fonte: Google Maps (2020)	77
--	----

Figura 4.2 Seção transversal analisada. Fonte: Adaptado de Levantamento Planialtimétrico e Cadastral - Condomínio Cação, Mangaratiba – RJ (2019).	79
--	----

Figura 4.3 Seção transversal com tabela de parâmetros de resistência estimados pelas correlações.	82
--	----

Figura 4.4 Mapa do encarte tectônico simplificado da região sudeste do Brasil com localização da área de estudo. Fonte: Adaptado Trouw et al (2000, apud Salaverry, 2013).....	83
--	----

Figura 4.5 Seção transversal com tabela de parâmetros de resistência finais adotados para as análises.	86
---	----

Figura 4.6 Resultado da análise de estabilidade 2D na seção transversal do maciço analisado.	88
---	----

Figura 4.7 Região de procura para a análise do modelo tridimensional.	90
--	----

Figura 4.8 Resultado da análise de estabilidade 3D no modelo.	90
--	----

Figura 4.9 Corte 2D do resultado da análise de estabilidade 3D no modelo.....	91
---	----

Figura 4.10 Seção transversal com representação da região de ruptura. Fonte: Adaptado de Levantamento Planialtimétrico e Cadastral - Condomínio Cação, Mangaratiba – RJ (2019).....	92
---	----

Figura 4.11 Resultado da retroanálise 2D na seção transversal do maciço analisado.	93
---	----

Figura 4.12 Resultado da retroanálise 3D no modelo.....	94
---	----

Figura 4.13 Corte 2D do resultado da retroanálise 3D no modelo.	94
--	----

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos. Fonte: NBR 11682: Estabilidade de Taludes ABNT (2009)	22
Tabela 3.1 Variáveis e resultados das análises de estabilidade para o Caso 1 pelo método analítico.	59
Tabela 3.2 Resultados das análises de estabilidade 3D para o Caso 1.	63
Tabela 3.3 Resultados das análises de estabilidade 3D para o Caso 2.	68
Tabela 3.4 Resultados das análises de estabilidade 3D para o Caso 3.	74
Tabela 4.1 Valores de ângulo de atrito estimados por camada.	81
Tabela 4.2 Peso específico para solos arenosos. Fonte: Godoy (1972, apud Cintra et al., 2011).....	81
Tabela 4.3 Valores de peso específico estimados por camada.....	82
Tabela 4.4 Parâmetros geotécnicos dos solos residuais obtidos por Amaral Jr. (2007).	84
Tabela 4.5 Valores mínimos adotados a partir dos parâmetros obtidos por Amaral Jr. (2007).	84
Tabela 4. 6 Relação entre os solos estudados por Amaral Jr. (2007) e as camadas adotadas no presente estudo.....	85

1

Introdução

1.1. Relevância e Justificativa da Pesquisa

No âmbito das análises de estabilidade, a análise bidimensional é amplamente disseminada e utilizada em projetos de taludes, principalmente por apresentar valores de fator de segurança, em sua maioria, conservadores. Nessa análise, é considerada a condição de deformação plana, onde o valor da componente de deformação perpendicular ao plano é nulo. Sendo assim, a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da massa escorregada não é incluída na estimativa do fator de segurança (Moura, 2018).

Em contraponto às análises bidimensionais, as análises tridimensionais são conhecidas por apresentarem valores considerados mais realísticos, e menos conservadores, de fator de segurança. De acordo com Duncan (1996), essas análises são utilizadas em geral para casos onde o talude apresente topografia diferenciada e/ou uma complexa condição de poropressão.

A comparação entre os resultados obtidos para os fatores de segurança em análises bi e tridimensionais é de extremo interesse, e importante para validar os resultados das análises em três dimensões que ainda não são comumente utilizadas na prática da engenharia geotécnica.

No entanto, apesar de os resultados das análises de estabilidade 2D apresentarem em geral fatores de segurança conservadores em relação aos obtidos em análises 3D, ou seja, inferiores, o uso de um modelo 2D pode ser simplificado demais quando comparado ao talude 3D real (Huang e Tsai, 2000). Sendo assim, quando é necessária a realização de retroanálises para obtenção de parâmetros geotécnicos do solo, a análise 2D pode resultar em valores não conservadores de parâmetros de resistência do solo.

Para alguns métodos de retroanálises em taludes rompidos, portanto, tende a haver uma mudança na comparação entre resultados obtidos em análises 2D e 3D. A análise 2D pode gerar resultados não conservadores quando se trata de retroanálises, pois resultarão em maiores valores de parâmetro de resistência do solo, logo em maiores tensões cisalhantes, não caracterizando assim uma análise

conservadora. Por esta razão, o presente trabalho aborda, também, estudos de retroanálises bi e tridimensionais.

Apresenta-se, então, uma comparação geral entre as análises de estabilidade e as retroanálises, ambas para duas e três dimensões. É utilizado para este fim o método de equilíbrio limite rigoroso de Morgenstern e Price (1965), regido pelas equações de equilíbrio estático, que determinam uma única superfície de ruptura com o mesmo fator de segurança em todos os seus pontos.

Com esse estudo, pretende-se contribuir para a disseminação do método tridimensional e verificar, para os casos analisados, a ocorrência de fatores de segurança mais realistas que possibilitem a escolha correta de parâmetros geotécnicos em casos de retroanálise.

1.2. Objetivo

Uma vez que a análise de estabilidade bidimensional é ainda predominantemente utilizada na prática convencional da geotecnia, principalmente devido à maior simplicidade e apresentação de resultados a favor da segurança, o presente trabalho tem como principal objetivo a comparação entre resultados dos fatores de segurança encontrados em análises 2D e 3D e também em casos de retroanálises, buscando verificar o comportamento do talude nesses dois tipos de análise e comparar com o esperado na realidade para cada caso. Com isso, pretende-se não apenas observar a necessidade da utilização de uma análise 3D para esses casos, mas também, de maneira secundária, disseminar a análise tridimensional em obras geotécnicas.

1.3. Metodologia

Além da presente introdução, esta dissertação foi desenvolvida de acordo com os seguintes capítulos:

- (a) Revisão bibliográfica, apresentada no Capítulo 2, onde são abordados os principais tópicos pertinentes ao presente estudo, com base em estudos anteriores, sendo eles:
- Estabilidade de Taludes;
 - Análise por Equilíbrio Limite Convencional 2D;
 - Análise por Equilíbrio Limite 3D; e
 - Retroanálises.

- (b) Estudos preliminares, apresentado no Capítulo 3, sendo este um capítulo de validação do programa computacional em diferentes análises 2D e 3D, e introdução do estudo da comparação entre os fatores de segurança obtidos em análises de estabilidade bi e tridimensionais.

Neste capítulo foram analisados os fatores de segurança obtidos para três casos de taludes hipotéticos:

- talude infinito,
- talude não infinito com topografia constante, e
- talude não infinito com variação de topografia.

- (c) Estudo de caso, que contempla as retroanálises realizadas em uma encosta que sofreu movimentações, localizada na Rodovia Rio-Santos, município de Mangaratiba, no Rio de Janeiro. Este estudo é apresentado no Capítulo 4 do presente trabalho.

- (d) Conclusão, apresentada no Capítulo 5, onde também são expostas algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Estabilidade de Taludes

A estabilidade de taludes é assunto de extremo interesse na geotecnia, seja para taludes naturais ou artificiais, como, por exemplo, no caso de barragens.

O principal objetivo da análise de estabilidade é a determinação da carga máxima que a estrutura suporta mantendo-se em condições estáveis, ou seja, deseja-se identificar a carga que a estrutura suporta na iminência da ruptura. Sendo assim, existem dois problemas principais a serem resolvidos: o primeiro seria o cálculo do fator de segurança para a superfície de ruptura, enquanto o segundo seria a determinação da superfície crítica, a qual corresponde ao fator de segurança mínimo do talude (Soares, 2010).

As análises, então, são executadas para avaliar se as condições da estrutura garantem a segurança mínima necessária. Não são raras, no entanto, as ocasiões em que a segurança mínima não é atingida. Nesses casos, o talude não suporta as solicitações aplicadas sobre ele, e então é desencadeado um mecanismo de ruptura.

Os mecanismos de ruptura foram classificados por Varnes (1978), de maneira simplificada, entre quedas, tombamentos, escorregamentos (rotacionais ou translacionais), expansões, fluxos e, também, movimentos complexos (os quais incluem a combinação de dois ou mais mecanismos). Tal classificação é ainda hoje utilizada no estudo de estabilidade, em conjunto com fatores como tipo de material, velocidade de movimento, geometria do talude e características do depósito.

O presente estudo visa analisar as instabilidades relacionadas aos escorregamentos. Tal movimento consiste na mobilização de tensões cisalhantes e ocorrência de deslocamentos ao longo de uma ou várias superfícies, a qual é denominada de superfície de ruptura (Varnes, 1978).

Estes deslocamentos ocorrem ao longo de superfícies bem definidas, que podem ser circulares ou planares (envolvendo movimentos translacionais) e são considerados movimentos relativamente rápidos, onde o centro de gravidade desloca-se para baixo e para fora (Moscateli, 2017).

Segundo Junior (2005, apud Moscateli, 2017) três métodos de análise de estabilidade podem ser empregados, sendo eles:

- métodos analíticos: os quais são baseados na teoria do equilíbrio limite, análise limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação;
- métodos experimentais: os que empregam modelos físicos em diferentes escalas; e
- métodos observacionais: que se baseiam na experiência adquirida em análises de rupturas anteriores (retroanálises, ábacos de projetos, opinião de especialistas, entre outros).

Os métodos analíticos são amplamente utilizados em estudos geotécnicos de estabilidade de taludes. Dentre estes métodos, existem métodos de análise determinísticas e probabilísticas.

No presente trabalho será aplicado, especificamente, o método determinístico para o cálculo da estabilidade de taludes. Estas análises são baseadas nas leis físicas de conservação de massa, energia e momentum (quantidade de movimento), e objetivam estimar um valor de fator de segurança a partir dos dados geométricos e parâmetros de resistência e de percolação do maciço (Silva, 2009).

Ao contrário dos métodos determinísticos, no entanto, os métodos probabilísticos não obtêm valores exatos para fatores de segurança de um talude, mas sim sua probabilidade de ruptura (Chowdhury, 1987, apud Soares, 1999).

Os métodos determinísticos são basicamente divididos entre os que se baseiam na análise dos deslocamentos, considerando a relação tensão-deformação dos materiais, e os que se baseiam na análise do estado de equilíbrio limite. O primeiro não será objeto de estudo deste trabalho e, portanto, não será aprofundado. O método do equilíbrio limite é explanado no próximo subitem.

2.2.

Análise por Equilíbrio Limite Convencional Bidimensional (2D)

De maneira geral a análise de estabilidade por equilíbrio limite envolve a solução de problemas de equilíbrio de forças e/ou momentos. Segundo Chen e Chameau (1983), comumente avalia-se a estabilidade de aterros, cortes, escavações e taludes por métodos de equilíbrio limite. Para esta avaliação, presume-se que a ruptura ocorra ao longo de uma superfície conhecida, e então um fator de segurança global é obtido. Os autores afirmam que esta abordagem teórica simples é utilizada há décadas e considerada confiável pelos praticantes, uma vez que leva em consideração todos os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento da massa rompida.

Os métodos de equilíbrio limite possuem algumas características em comum (Pacheco, (2005):

- a utilização de uma mesma definição para o fator de segurança, sendo este o mesmo para todos os pontos da potencial superfície de ruptura;
- a consideração de que os maciços se comportam como materiais rígidos perfeitamente plásticos, não sendo feitas considerações sobre os campos de tensão e deformação do solo;
- a utilização de equações de equilíbrio para calcular valores da tensão cisalhante mobilizada e da tensão normal ao longo da superfície de ruptura (os quais serão utilizados para o cálculo da resistência ao cisalhamento pelo critério de Mohr-Coulomb); e
- a suposição de hipóteses para reduzir o número de incógnitas e complementar as equações de equilíbrio.

Os procedimentos de análise pelo método de equilíbrio limite convencional 2D podem ser divididos entre métodos variacionais ou métodos tradicionais. Dentre os métodos tradicionais, abordados no presente estudo, destacam-se o método das fatias. (Akhtar, 2011).

Segundo Terzaghi e Peck (1967, apud Fredlund e Krahn, 1977), o método das fatias tornou-se o método mais comumente utilizado nas análises, devido a sua capacidade de acomodar geometrias complexas e condições de materiais e poropressões variadas. O método das fatias será explorado no item 2.2.2 do presente capítulo.

Nos métodos de equilíbrio limite, para a determinação do fator de segurança, o número de equações de equilíbrio disponíveis é menor que o número de incógnitas em problemas de estabilidade de taludes. Sendo assim, todos os métodos de equilíbrio da análise de estabilidade de taludes empregam suposições para tornar o problema determinado (Duncan, 1996).

De maneira geral, existem alguns métodos de equilíbrio limite das fatias mais comumente utilizados em problemas práticos. Dentre eles, destacam-se os métodos simplificados de Fellenius (1927), Bishop (1995) e Janbu (1968), e os métodos rigorosos de Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967), entre outros.

Esses métodos são mais utilizados por apresentarem duas simplificações em comum. A primeira é que a base de cada fatia passa por apenas um tipo de material, e a segunda é que os métodos admitem fatias estreitas o suficiente para que a superfície do deslizamento na base de cada fatia possa ser modelada por uma linha reta (Akhtar, 2011).

Outra suposição das análises de estabilidade por equilíbrio limite, segundo Duncan (1996), é que estas assumem que o solo possui um comportamento de tensão/deformação dúctil, ou seja, não apresenta uma curva de tensão deformação frágil, com pico de resistência ao cisalhamento. Isto acontece devido ao fato deste tipo de análise não fornecer informações acerca da deformação do solo durante o deslizamento. Sendo assim, não há garantia de que a força de pico possa ser mobilizada simultaneamente ao longo de todo o comprimento da superfície de deslizamento.

Por não se tratar de um cálculo simples, com a crescente disponibilidade de tecnologias, o cálculo da estabilidade de taludes sofreu modificações e aperfeiçoamentos, possibilitando não somente um alto grau de confiabilidade na procura da superfície crítica, uma vez que é realizada a pesquisa de um grande número de superfícies potenciais de deslizamento, bem como a utilização de diversos métodos de cálculo avançados, os quais satisfazem a todas as condições de equilíbrio.

No entanto, juntamente com as facilidades encontradas nos programas computacionais, existem algumas limitações que podem gerar erros nas análises. A primeira delas está relacionada ao conhecimento do engenheiro que irá realizar as análises sobre mecânica dos solos e com a possibilidade e confiabilidade na obtenção de parâmetros. É imprescindível que seja realizada a estimativa de poropressões, pesos específicos e tensões de cisalhamento corretamente. Outra

limitação seria a necessidade de profundo conhecimento do programa computacional de análise de estabilidade, para que os parâmetros e dados de entrada sejam corretamente inseridos. Por último, e não menos importante, está a capacidade de interpretação e verificação dos resultados, a fim de que seja avaliada a coerência dos mesmos.

Para que sejam selecionadas condições de análise de estabilidade apropriadas, Duncan (1996) afirma que são requeridas considerações sobre as resistências ao cisalhamento do solo em condições drenadas e não drenadas. Sob condições drenadas, as análises são realizadas em termos de tensões efetivas, utilizando valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ'), enquanto sob condições não drenadas, são realizadas em termos de tensão total uma vez que valores de poropressão para carregamento não drenado não são confiáveis. Deste modo, as análises não drenadas são realizadas utilizando-se valores de resistência não drenada S_u .

Sabe-se, no entanto, que muitas vezes na prática não é possível a execução de ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência do solo. Sendo assim, existem algumas correlações que podem ser utilizadas para obtenção dos parâmetros de resistência do solo. As correlações pertinentes às análises realizadas no presente trabalho serão abordadas no capítulo do estudo de caso.

2.2.1. Fator de segurança em análises 2D

O resultado esperado nas análises de estabilidade por equilíbrio limite é o fator de segurança (FS), e sua correta interpretação é de extrema importância para a análise do problema. Este fator é definido, pelos métodos de equilíbrio limite mais consolidados e comumente utilizados, como a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão de cisalhamento mobilizada.

Ou seja, o fator de segurança representa o fator pelo qual a resistência ao cisalhamento do solo deve ser dividida para levar o talude a um estado de quase equilíbrio estável (Duncan, 1996). Nessa situação, presume-se que a massa de solo esteja próxima à ruptura e as equações de equilíbrio são resolvidas para o fator de segurança desconhecido (Akhtar, 2011).

Nas análises de estabilidade 2D são tipicamente estabelecidos valores mínimos de fator de segurança estimados, de acordo com Duncan (1996), em: 1,5

para condições normais de carregamento a longo prazo, 1,3 para fim de construção ou carregamentos em vários estágios, e finalmente de 1,0 a 1,2 para casos de construções rápidas com carregamento não frequente ou improváveis.

De acordo com a norma ABNT/NBR 11682 (2009), são estabelecidos valores mínimos de fatores de segurança em função do risco potencial a danos a vidas humanas, materiais e ambientais, conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2. 1 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos. Fonte: NBR 11682: Estabilidade de Taludes ABNT (2009)

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

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Duncan (1996) recomenda, no entanto, que sejam estabelecidos critérios para valores de fator de segurança, levando-se em consideração o grau de incerteza na avaliação das condições da análise e da resistência ao cisalhamento, e também quais seriam as possíveis consequências de uma ruptura.

O autor sugere, portanto, que quanto menores forem as incertezas nas estimativas das condições e parâmetros e menor for o risco associado à um possível acidente, é possível a utilização de um fator de segurança mais baixo, em torno de 1,3. Para Duncan (1996), o caso extremo em que se tenha grandes incertezas e grandes consequências seria considerado uma condição inaceitável, independentemente do fator de segurança calculado.

Duncan e Wright (1980, apud Duncan, 1996) destacam ainda que, para uma avaliação válida do fator de segurança, é importante que fatores de segurança mínimos calculados por diferentes métodos sejam comparados, e não apenas fatores calculados para superfícies de ruptura arbitrárias, uma vez que métodos diferentes podem obter diferentes superfícies de ruptura crítica. Ou seja, deve ser

procurada a superfície de ruptura com o menor valor de fator de segurança do modelo para diferentes métodos de análise.

É imprescindível, portanto, que o engenheiro esteja empenhado em resolver as partes mais importantes em uma análise de estabilidade, sendo elas a definição da geometria, dos parâmetros de resistência, peso específico e poropressões, e determinar as incertezas prováveis nesses parâmetros. Com uma boa estimativa e boa confecção do modelo, a análise torna-se mais confiável.

Hussain e Stark (2010, apud Stark e Ruffing, 2017) atentam, no entanto, para o fato de que, mesmo em casos nos quais os parâmetros sejam bem selecionados e o problema seja bem modelado, observa-se que o movimento de ruptura se inicia em um fator de segurança de até 1,05. Stark e Ruffing (2017) acrescentam que esta observação indica que as limitações nas análises de estabilidade contribuem para pelo menos 5% das incertezas no cálculo da estabilidade de taludes, o que deixa os outros 95% para fatores basicamente relacionados à experiência do profissional, como anteriormente citado.

2.2.2. Método das fatias

O método das fatias, como o nome sugere, consiste na divisão de uma provável superfície de ruptura em fatias estreitas, de forma a determinar as condições de equilíbrio de forças e/ou momentos atuantes em cada fatia isolada.

De acordo com Wright (1969, apud Fredlund e Krahn, 1977), até a data de sua pesquisa, aproximadamente uma dúzia de métodos das fatias haviam sido desenvolvidos. Estes métodos aos quais Wright se referiu são, ainda hoje, utilizados na prática da engenharia geotécnica.

Esses métodos das fatias distinguem-se, segundo Fredlund (1975, apud Fredlund e Krahn, 1977), por duas características básicas: (1) a estática empregada na determinação do fator de segurança; e (2) a suposição usada para tornar o problema determinado.

Fredlund e Krahn (1977) apresentam um esquema com as forças que precisam ser definidas em uma fatia para um problema geral de estabilidade de taludes (Figura 2.1). Essas forças, segundo esses dois autores, são:

- W : peso total da fatia de largura b e altura h ;
- P : força normal total na base da fatia ao longo do comprimento l ;
- S_m : força de cisalhamento mobilizada na base da fatia. Representa uma porcentagem da força de cisalhamento, como definido por Mohr-Coulomb:

$S_m = l \{c' + [P / l - u] \tan \phi'\} / F$, onde c' é a tensão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, F é o fator de segurança e u é a poropressão;

- R : raio ou braço de momento associado à força de cisalhamento mobilizada;
- f : deslocamento perpendicular da força normal partindo do centro de rotação;
- x : distância horizontal da fatia ao centro de rotação;
- α : ângulo entre a tangente ao centro da base de cada fatia e a horizontal;
- E : Força horizontal entre fatias;
- L : subscrição que designa lado esquerdo (*left side*);
- R : subscrição que designa lado esquerdo (*right side*);
- X : força vertical entre fatias;
- k : coeficiente sísmico, para contribuir como uma força horizontal dinâmica;
- e : distância vertical do centroide de cada fatia ao centro de rotação

Pode ser definido um carregamento uniforme na superfície, devendo ser consideradas as seguintes variáveis:

- L : carga pontual (força por unidade de largura);
- w : ângulo entre o carregamento e a horizontal;
- d : distância perpendicular do carregamento até o centro de rotação.

É possível, ainda, considerar o efeito de submersão parcial ou trincas de tensão (*tension cracks*) na água, sendo necessárias as seguintes variáveis adicionais:

- A : forças de percolação resultantes;
- a : distância perpendicular entre a resultante das forças de percolação e o centro de rotação.

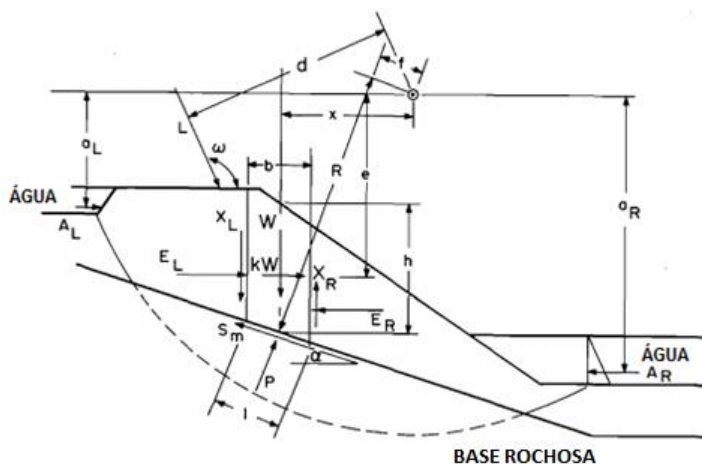


Figura 2.1 Forças atuantes no método das fatias aplicadas a uma superfície de deslizamento composta. Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977)

Segundo Fredlund e Krahn (1977), para a determinação dos fatores de segurança são usados os somatórios de forças em duas direções e o somatório de momentos. No entanto, estes somatórios juntamente com o critério de ruptura são insuficientes para fazer do problema determinado. Para isso, é necessário que se obtenha maiores informações sobre a distribuição de forças normais ou sobre a distribuição de forças entre fatias.

A forma de se obter essas informações é realizada através de elementos físicos adicionais ou de suposições, a fim de tornar o problema determinado. Os métodos das fatias mais tradicionais de análise de estabilidade, propostos por diversos autores, utilizam suposições para determinar o problema, cada um com suposições diferentes (Fredlund e Krahn, 1977).

Dentre os métodos mais disseminados, destacam-se o Método Ordinário de Fellenius (1936), Método Simplificado de Bishop (1955), Método de Spencer (1967), Método Simplificado de Janbu (1956), Método Rigoroso de Janbu (sd) e Método de Morgenstern e Price (1965). Estes métodos foram estudados por Fredlund e Krahn (1977), e, a partir de suas análises, são apresentados a seguir de maneira resumida.

O Método Ordinário de Fellenius (1936, apud Fredlund e Krahn, 1977) é considerado como o método das fatias mais simples, devido ao fato de ser o único procedimento que resulta em uma equação linear do fator de segurança. Este método assume de forma geral que as forças entre fatias podem ser negligenciadas pois considera que estas são paralelas à base de cada fatia.

Neste método, a força normal na base de cada fatia é derivada do somatório de forças perpendiculares à base ou do somatório de forças nas direções vertical e horizontal, e o fator de segurança é obtido a partir do somatório de momentos com relação a um ponto (Fellenius, 1936, apud Fredlund e Krahn, 1977).

Whitman e Bailey (1967, apud Fredlund e Krahn, 1977), questionam a suposição do Método de Fellenius de que as forças entre fatias podem ser negligenciadas, assumindo o princípio de “ação e reação” de Newton. Eles afirmam que esta suposição resulta em uma mudança indiscriminada na direção da força resultante entre fatias, incorrendo em erros nos fatores de segurança que podem chegar a 60%.

O método de Bishop Simplificado (1955, apud Fredlund e Krahn, 1977), negligencia as forças de cisalhamento entre as fatias, assumindo assim que uma força normal ou horizontal define as forças entre fatias. Neste método, a força normal na base da fatia é calculada pelo somatório de forças na direção vertical,

e o fator de segurança é obtido pelo somatório de momentos em relação a um ponto.

Apesar de assumirem hipóteses diferentes, os Métodos de Fellenius e Bishop calculam o fator de segurança da mesma maneira. A definição da força normal, no entanto, é considerada de forma diferente por estes métodos (Fredlund e Krahn, 1977).

O Método de Spencer (1967, apud Fredlund e Krahn, 1977), assume que há uma relação constante entre a magnitude das forças de cisalhamento e normal entre fatias. Esta relação é equivalente a tangente de Θ , onde Θ é o ângulo da força resultante horizontal entre fatias.

Neste método, a força normal é calculada pelo somatório de forças perpendiculares às forças entre fatias, ou seja, assumindo o somatório das forças verticais igual a zero. De mesmo modo, as forças horizontais entre fatias são obtidas assumindo o somatório das forças horizontais igual a zero. Para a determinação do fator de segurança, este método realiza o somatório de momentos em relação a um ponto comum e, também, o somatório de forças na direção paralela às forças entre fatias (Spencer, 1967, apud Fredlund e Krahn, 1977).

O Método proposto por Spencer (1967, apud Fredlund e Krahn, 1977), portanto, determina dois fatores de segurança para cada ângulo de forças laterais Θ . O fator de segurança “final” é obtido quando, para um determinado ângulo de forças laterais, os dois fatores de segurança são iguais e o equilíbrio de força e momento são satisfeitos, conforma apresentado na Figura 2.2.

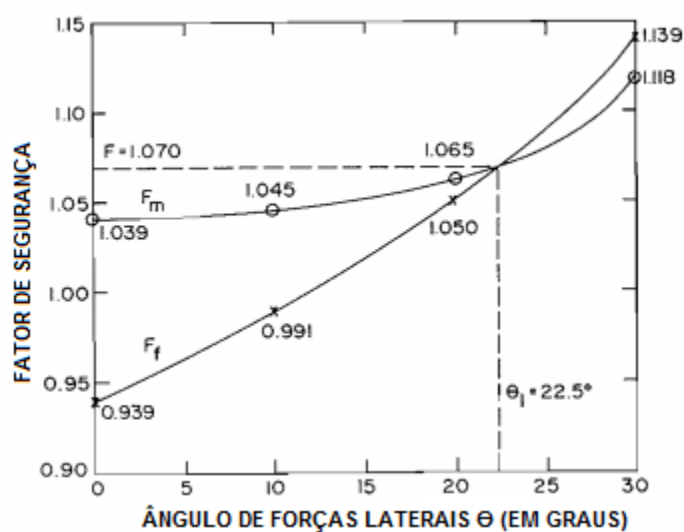


Figura 2.2 Variação do fator de segurança com relação ao equilíbrio de momento e de força versus o ângulo de forças laterais para um determinado solo e geometria de ruptura. Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977).

O Método de Janbu Simplificado (1956, apud Fredlund e Krahn, 1977), assume um fator de correção " F_0 " para considerar o efeito das forças de cisalhamento entre fatias. Este fator está relacionado à coesão, ao ângulo de atrito interno e ao formato da superfície de ruptura.

Neste método, a força normal é obtida pelo somatório das forças verticais, ignorando as forças de cisalhamento entre fatias. O fator de segurança é obtido pelo produto do fator de correção " F_0 " com o fator de segurança "não corrigido". O fator de segurança "não corrigido", por sua vez, é calculado pela equação de equilíbrio de forças horizontais, onde a soma das forças entre fatias deve se cancelar (Janbu, 1956, apud Fredlund e Krahn, 1977).

Já no método Rigoroso de Janbu (sd, apud Fredlund e Krahn, 1977), assume-se que as forças entre fatias atuam em um ponto definido por uma linha de impulso (*line of thrust*), conforme apresentado na Figura 2.3.

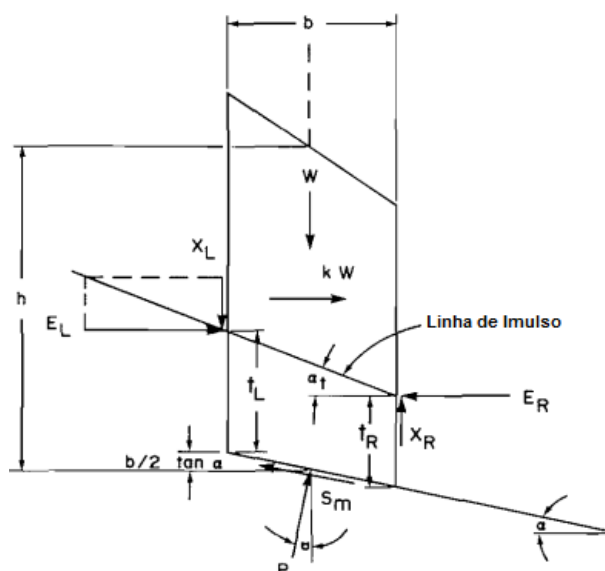


Figura 2.3 Forças atuantes em uma fatia pelo método Rigoroso de Janbu. Fonte: Adaptado de Fredlund e Krahn (1977).

Este método apresenta as seguintes variáveis, diferenciando dos demais métodos:

- t_L , distância vertical da base da fatia a linha de impulso no lado esquerdo da fatia;
- t_R , distância vertical da base da fatia a linha de impulso no lado direito da fatia; e
- α_t , ângulo entre a linha de impulso e a horizontal no lado direito da fatia.

A força normal na base da fatia, por este método, é calculada pelo somatório de forças verticais. Já a equação do fator de segurança, é calculada pelo somatório das forças horizontais, da mesma maneira do método de Spencer, baseado no equilíbrio de forças. Para se obter o valor do fator de segurança, devem ser calculadas as forças de cisalhamento entre fatias. Sendo assim, para a primeira iteração, o cisalhamento é estabelecido como zero; e, para as demais iterações, as forças entre fatias são calculadas pelo somatório dos momentos no centro da base de cada fatia (Janbu, sd, apud Fredlund e Krahn, 1977).

Na resolução do método Rigoroso de Janbu (sd, apud Fredlund e Krahn, 1977) são, portanto, realizadas diversas iterações, com integração da esquerda para a direita da superfície de ruptura, a fim de obter as forças horizontais entre fatias que serão utilizadas na determinação do fator de segurança. Cada iteração fornece um conjunto de forças de cisalhamento e as componentes verticais e horizontais da linha de carregamento são também levadas em consideração quando encontradas.

De maneira geral, a análise rigorosa de Janbu difere-se da análise simplificada, pois as forças de cisalhamento são mantidas para a obtenção da força normal.

A formulação de Morgenstern e Price (1965) inicia com equilíbrio de momentos em torno da base da fatia e depois determina as equações de equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial na base da fatia. Assumindo o critério de Mohr-Coulomb, este método adiciona uma equação em termos da coesão do solo, ângulo de atrito e fator de segurança.

Uma vez que o problema é ainda estaticamente indeterminado, são introduzidas simplificações para remover a hiperestaticidade. Para isso, Morgenstern e Price (1965) analisaram a distribuição de forças internas em um elemento isolado junto à fronteira de duas fatias, a fim de obter a relação entre as componentes de força de iteração, conforme apresentado na Figura 2.4.

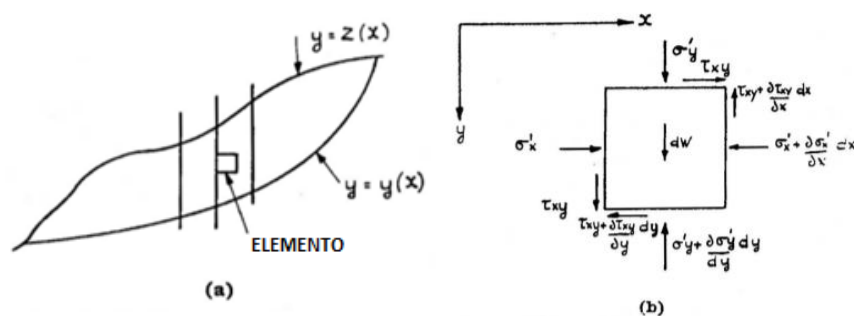


Figura 2.4 (a) Elemento junto à fronteira de duas fatias; (b) Forças efetivas atuando em um elemento. Fonte: Morgenstern e Price (1965).

O método de Morgenstern e Price (1965, apud Fredlund e Krahn, 1977) assume, portanto, que a direção das forças entre fatias é descrita através de uma função matemática arbitrária onde a constante " λ " multiplicada a uma função de " x " se iguala à razão entre as forças entre fatias verticais e horizontais (X/E). Em geral, é utilizada uma função de meio seno juntamente com " λ " para designar a direção das forças entre fatias.

A solução de Morgenstern e Price (1965) é baseada no somatório das forças tangencial e normal em cada fatia. Este método combina as equações de equilíbrio de forças e então a técnica numérica de Newton-Raphson é usada para resolver as equações de momento e força para a determinação do fator de segurança e do valor de " λ ".

As soluções anteriormente apresentadas, são, de maneira geral, aplicadas para taludes com geometria convencional. Existem casos de análise de estabilidade em taludes considerados infinitos. De acordo com Dunn et al. (1980, apud Aguiar, 2008), taludes de grande extensão, e com perfis de solo essencialmente homogêneos, podem ser numericamente tratados como taludes infinitos.

Para a situação específica de taludes infinitos, o método de análise de estabilidade admite um prisma de terra com comprimento unitário, onde as forças atuam de maneira equivalente ao método das fatias. Para a condição de equilíbrio limite, estas forças devem se equilibrar (Aguiar, 2008).

A Figura 2.5 apresenta uma condição de análise de estabilidade em talude infinito com parâmetros efetivos, em situação parcialmente submersa. O Fator de Segurança pode ser obtido de acordo com as Equações 2.1 e 2.2, para situações com e sem percolação da água, respectivamente (Skempton e Hutchinson, 1969, apud Aguiar, 2008).

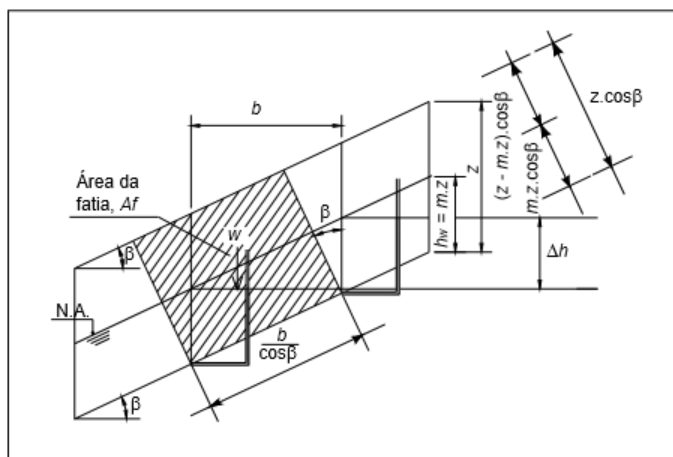


Figura 2.5 Situação para talude infinito com parâmetros efetivos, parcialmente submerso.
Fonte: Aguiar (2008)

$$FS = \frac{\tau}{\tau_{eq}} = \frac{c' + z \cos^2 \beta (\gamma - \gamma_w m) \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (2.1)$$

$$FS = \frac{c' + \gamma z \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} \quad (2.2)$$

Onde,

FS : fator de segurança;

z : altura vertical da camada;

β : ângulo de inclinação das camadas;

γ : peso específico aparente do solo;

c' : coesão efetiva;

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo;

$z.m$: altura do lençol freático;

τ : resistência ao cisalhamento do solo; e

$\tau_{eq} = \tau_{atuante}$: resistência ao cisalhamento mobilizada.

2.3.

Análise por Equilíbrio Limite Tridimensional (3D)

Apesar de serem amplamente utilizadas e aceitas no meio geotécnico, as análises convencionais bidimensionais por equilíbrio limite pelo método das fatias possuem limitações devido às simplificações inerentes à análise 2D. Uma delas é a suposição de uma condição de deformação plana durante a ruptura do talude, ou seja, a resistência ao longo dos lados da superfície de ruptura é negligenciada.

Dessa forma, segundo Akhtar (2011), a análise 2D considera uma larga e infinita camada de solo deslizante restringida nas duas extremidades. Sabe-se, no entanto, que a maioria, senão todos, os deslizamentos não se apresentam nesta condição, possuindo uma geometria 3D.

De acordo com Stark e Eid (1998), alguns casos de maior complexidade espacial requerem análises em 3D. São citados como exemplo os casos nos quais existem dificuldades em determinar a direção do deslizamento ou quando as configurações de poropressão ou parâmetros de resistência são complicadas, sendo impossível extrair uma seção representativa.

Devido às limitações das análises bidimensionais, portanto, as análises de estabilidade tridimensionais passaram a ser estudadas. Além disso, Cavounidis

(1987) destaca também o interesse em constituir um refinamento da análise para que se obtivesse mais economia e um design mais seguro.

Segundo Duncan (1996), o estudo dessas análises vem sendo desenvolvido desde os anos 1960, a fim de resolver, principalmente, problemas de escorregamentos em encostas com variação de topografia. Essas análises puderam ser colocadas em prática somente com o surgimento dos computadores e, ainda hoje, sua utilização é relativamente menor quando comparada com as análises bidimensionais. Zheng (2009), ressalta que, comparada com a maturidade atingida pelos métodos de equilíbrio limite 2D, as pesquisas e prática das análises 3D fizeram ainda pequeno progresso.

Existem autores que destacam algumas limitações dos métodos de análise de estabilidade 3D. Stark e Eid (1998), apontam que muitos métodos de análise de estabilidade 3D e programas de computadores foram desenvolvidos usando estudos paramétricos, e não casos reais como base, o que tornaria esses métodos não totalmente confiáveis.

Segundo Akhtar (2011), a extensão da análise à terceira dimensão dificulta a solução do problema, uma vez que eleva seu grau de indeterminação. Para ele, a solução mais pertinente seria aumentar o número de equações e reduzir o número de incógnitas o máximo possível, para que o problema pudesse ser estaticamente determinado. No entanto, o número máximo de equações é limitado pelas condições de equilíbrio intrínsecas ao método do equilíbrio limite. Por esse motivo, a solução prática para os problemas de análise tridimensional são as suposições.

Os diferentes métodos para análise 3D já desenvolvidos se diferenciam, segundo Akhtar (2011), pelas suposições sobre as forças nas colunas, pelas equações de equilíbrio utilizadas e, ainda, pelas simplificações relacionadas à forma da superfície de ruptura.

O método das colunas, de acordo com Moura (2018), seria uma extensão ao método das fatias para o caso de análises 3D, e ambos são diferenciados pelas simplificações admitidas. Contudo, é assumido que grande parte das análises 3D por equilíbrio limite já estudadas utilizam as mesmas suposições e estrutura das análises 2D, estendendo-as para a terceira dimensão. Uma dessas suposições seria a estimativa da resistência da massa de solo escorregada a partir do fator de segurança (FS), o qual é utilizado tanto para análises 2D, quanto para 3D (Akhtar, 2011).

De maneira geral, a geometria do talude é um dos fatores que mais influencia na diferença entre as análises 2D e 3D. Segundo Kalatehjari e Ali (2013,

apud Kalatehjari et al., 2015), o método de análise 2D transforma a geometria em um modelo simplificado e, por isso, algumas definições são específicas de modelos 3D devido às suas dimensões extras. Os autores citam como exemplo, a capacidade de considerar formatos 3D para a superfície de ruptura, assimetria e formatos complexos, além da direção do deslizamento e forças entre colunas.

Muitos autores, segundo Moura (2018), realizaram estudos em geometrias complexas, com diferentes curvaturas, encontrados em taludes naturais ou escavados, os quais requerem análise 3D. Esses autores concluíram que os taludes côncavos são mais estáveis que os convexos.

Akhtar (2011) destaca uma série de outras soluções, nas quais os efeitos 3D podem ter importância e afetar o valor do fator de segurança, são elas: taludes com variação de topografia ou com sulcos e cantos; taludes com assimetria causada por inclusões; declives com resistência ao cisalhamento ou condições piezométricas que variem na direção perpendicular à do movimento; declives com sobrecargas ou com cortes; barragens em vales estreitos ou curvos.

Duncan (1996) adiciona, ainda, encostas submetidas a carregamentos de extensão limitada em seu topo, ou onde a potencial superfície de ruptura esteja restringida por limites físicos.

O formato admitido para as superfícies de ruptura em análises 3D, é, em geral, de elipsoide. Soares (2010) destaca as superfícies de ruptura em formato elipsoide como alternativas superiores, uma vez que permitem uma representação mais flexível do modo de ruptura.

Akhtar (2011) finaliza seus estudos de comparação entre diversos métodos de análise de estabilidade 3D com algumas reflexões acerca dos trabalhos já desenvolvidos até o momento. Segundo este autor, existe uma discrepância considerável entre as teorias, suposições e condições de equilíbrio satisfeitas nos procedimentos 3D existentes. Ele alega que a maioria das pesquisas utilizaram principalmente uma abordagem mecânica e, como resultado, algumas das suposições e geometrias não representam condições de campo (apenas 10 das 23 referências analisadas por ele utilizam históricos de casos reais).

Além disso, muitos casos são baseados no Método Ordinário das Fatias, proposto por Fellenius, o qual demonstrou-se calcular valores incorretos de fator de segurança.

2.3.1. Fator de segurança em análises 3D

Conforme já mencionado, a estimativa da resistência da massa de solo escorregada é realizada, tanto para análises por equilíbrio limite 2D quanto para análises 3D, a partir do cálculo do fator de segurança FS .

De acordo com diversos estudos já realizados, é reconhecido que o fator de segurança para análises tridimensionais é geralmente maior do que o fator de segurança obtido em análises bidimensionais. Este resultado ocorre justamente pois a resistência ao cisalhamento nas laterais da massa escorregada são negligenciados nas análises 2D, tornando esta análise mais conservadora.

A relação entre os fatores de segurança 2D e 3D, no entanto, ainda é bastante controversa. Segundo Hungr (1987) e Hutchinson e Sarma (1985, apud Moura, 2018), o FS_{3D} é sempre maior que o FS_{2D} , ainda que os resultados possam vir a ser os mesmos.

Cavounidis (1987) enfatiza que o fator de segurança 3D será sempre maior ou igual ao 2D, considerando-se a análise da mesma massa escorregada. Ele acrescenta que, para comparar os dois fatores, devem ser seguidos os seguintes procedimentos: primeiramente o fator de segurança 2D deve ser computado para a pior seção, ou seja, a que apresenta o menor FS em todo o modelo e não para uma seção arbitrária; e então, os fatores de segurança devem ser calculados por métodos rigorosos, com poucas simplificações.

O fator de segurança 2D mínimo para Cavounidis (1987), portanto, representa o menor fator que pode ser alcançado, utilizando-se um determinado método, não em uma seção em especial, mas na seção que obtiver o menor fator de segurança para toda a ruptura. Ou seja, para determinado modelo com características geométricas e propriedades do material existe apenas um fator de segurança mínimo, o qual ele denominou FS_{2Dmin} . Já o mínimo fator de segurança 3D (FS_{3Dmin}), segundo Cavounidis (1987), não depende apenas da geometria e propriedades dos materiais, mas também dos limites laterais e forma da superfície de deslizamento. De acordo com este autor, comparações admissíveis de fator de segurança estão entre FS_{3Dmin} e FS_{2Dmin} .

A partir disso, Cavounidis (1987) afirma que a superfície de ruptura 3D crítica, em geral, não contém a linha de deslizamento crítico da análise bidimensional. Dessa forma, o Fator de segurança 3D correspondente a uma superfície que inclua a linha de ruptura crítica 2D é ainda maior quando comparado

ao fator de segurança 2D, uma vez que, geralmente, não é o fator de segurança 3D crítico.

Alguns estudos, no entanto, como no caso de Chen e Chameau (1983), apontaram que em determinadas circunstâncias o fator de segurança em análises 3D pode ser menor do que em análises 2D. Chen e Chameau (1985, apud Cavounidis 1987) apresentaram uma explicação baseada na inclinação da força normal na base da coluna para o caso de análise 3D comparado com o caso 2D. Segundo estes autores, os momentos produzidos pelo peso da coluna com espessura unitária, seria o mesmo para análises 2D e 3D, no entanto, o valor da força normal seria menor para o caso tridimensional. Isso explica o fato de Chen e Chameau (1983) declararem que o fator de segurança 3D pode ser em alguns casos menor que o 2D.

Além das observações de Chen e Chameau (1983), Hovland (1977, apud Cavounidis, (1987) ao ampliar o método ordinário das fatias para três dimensões, também sugeriu que, em certos casos, a razão FS_{3D}/FS_{2D} pode ser menor que a unidade.

Azzouz e Baligh (1978, apud Cavounidis, 1987), Chen e Chameau (1983) e outros autores, discutiram estes resultados, e sugeriram que materiais menos coesivos podem conduzir a uma razão FS_{3D}/FS_{2D} menor que a unidade. De acordo com Duncan (1996), os métodos que apresentam fatores de segurança para análises 3D menores do que para análises 2D possuem imprecisões significativas. Segundo Cavounidis (1987) esses casos comparam fatores inapropriados ou contém simplificações que negligenciam aspectos importantes do problema.

Cavounidis (1987) diz que, em condições não drenadas de estabilidade de taludes, algumas análises tridimensionais apresentam razão entre o fator de segurança tridimensional e o fator de segurança bidimensional (FS_{3D}/FS_{2D}) como sendo maior que uma unidade, mas diminuindo quando a largura do deslizamento aumenta, tendendo a uma largura infinita.

Cavounidis (1988, apud Lam e Fredlund, 1993), sugere, portanto, que a comparação entre métodos simplificados e rigorosos em análises 3D deve ser realizada, a fim de comprovar se as simplificações feitas são justificáveis e os resultados coerentes.

Além disso, a comparação entre fatores de segurança 2D e 3D deve ser feita com cautela. De acordo com Stark e Ruffing (2017), comparar um fator de segurança calculado por análise 3D com um fator de segurança mínimo 2D pode resultar em grande incerteza e risco. Segundo este autor, portanto, os fatores de segurança mínimos estabelecidos para determinadas situações, como, por

exemplo, 1,5 para condições normais de longo prazo e 1,3 para carregamentos temporários, devem ser apenas comparados com valores de FS encontrados em análises 2D.

De acordo com Stark e Ruffing (2017), para determinar valores de fator de segurança em análises 3D que alcancem o mesmo nível de segurança de análises 2D, é necessário entender as variáveis que controlam a razão FS_{3D}/FS_{2D} . Essa relação é influenciada por fatores como inclinação do talude, altura, forma e propriedades dos solos. De maneira geral, estes autores concluíram que para taludes mais planos, com relação H:V (horizontal:vertical) em que H é bem maior que V, a relação FS_{3D}/FS_{2D} aumenta. Stark e Ruffing (2017) afirmam que essa proporção maior é causada pois para declives mais planos do que íngremes, existe uma maior área ao longo das laterais da massa de cisalhamento, o que resulta em uma maior quantidade de resistência ao cisalhamento lateral.

Segundo alguns autores (Sherard et al., 1963; Arellano e Stark, 2000; Wei et al., 2009; Li et al., 2010; Zhang et al., 2015, apud Moura, 2018), a diferença entre os valores de fator de segurança FS_{3D} e FS_{2D} pode chegar a 50%, sendo o FS_{3D} 50% maior que o FS_{2D} . Moura (2018) ressalta, no entanto, que essa comparação entre fatores de segurança é baseada em abordagens onde o método das fatias é utilizado, e a influência de diferentes caminhos de tensão não é considerada.

2.3.2. Métodos das Colunas

Alguns métodos de equilíbrio limite para análises tridimensionais foram desenvolvidos considerando a subdivisão da superfície de ruptura em colunas e apresentando diferenciações nas suposições estabelecidas em cada um deles. Segundo Lam e Fredlund (1993), o método de equilíbrio limite das colunas é bastante popular e considerado mais viável para aplicações práticas na engenharia.

Aparentemente, Hovland (1977, apud Lam e Fredlund, 1993) foi o primeiro a realizar uma análise de estabilidade tridimensional utilizando o método das colunas. Segundo os autores, Hovland (1977) sugeriu um método que seria a extensão do método ordinário das fatias, no qual todas as forças entre colunas são ignoradas, e, ainda, as forças normais e de cisalhamento atuando na base de cada coluna são componentes do peso da coluna.

A partir daí, diversos métodos passaram a ser estudados. Dentre alguns dos métodos das colunas mais disseminados, pode-se destacar os métodos de Chen e Chameau (1983); Hungr (1987); Lam e Fredlund (1993); Huang e Tsai (2000); e Cheng e Yip (2007).

Segundo Huang e Tsai (2000), os trabalhos realizados acerca das análises 3D podem ser divididos entre os que investigam os chamados “efeitos finais” (*end effect*) ou “efeitos de contorno” (*boundary effect*) nas superfícies de ruptura 3D [como no caso de Baligh e Azzou (1975), Hovland (1977), Chen e Chameau (1983), Leshchinsky e Baker (1986), Xing (1987), e Hungr (1987)]; e os que desenvolvem métodos rigorosos para o cálculo do fator de segurança em análises 3D [como, por exemplo, Leshchinsky et al. (1985), Leshchinsky e Huang (1992), and Lam e Fredlund (1993)].

Para Chen e Chameau (1983), embora exista mais de uma dúzia de métodos das fatias, apenas alguns poucos métodos tridimensionais foram propostos para estudar os efeitos finais que ocorrem em deslizamentos reais, e, segundo estes autores, esses métodos são limitados a problemas simples com geometria e condições do solo e poropressão descomplicadas.

Chen e Chameau (1983) propuseram um método tridimensional geral de análise de estabilidade por equilíbrio limite, assumindo a massa escorregada como simétrica e dividida entre diversas colunas. O formato da superfície de ruptura é misto, composto por um cilindro na porção central e dois elipsoides nas extremidades. A superfície de ruptura proposta neste método é apresentada na Figura 2.6.

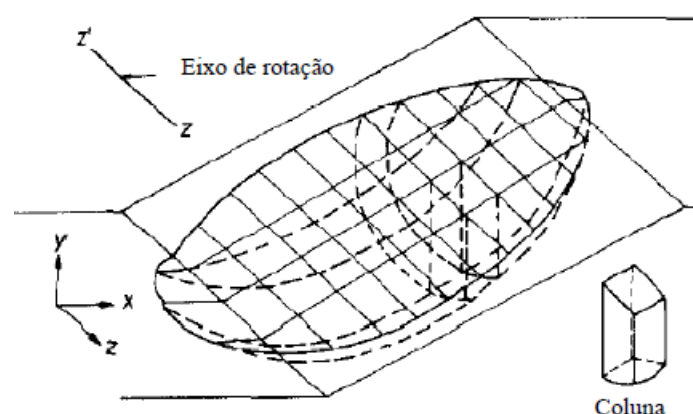
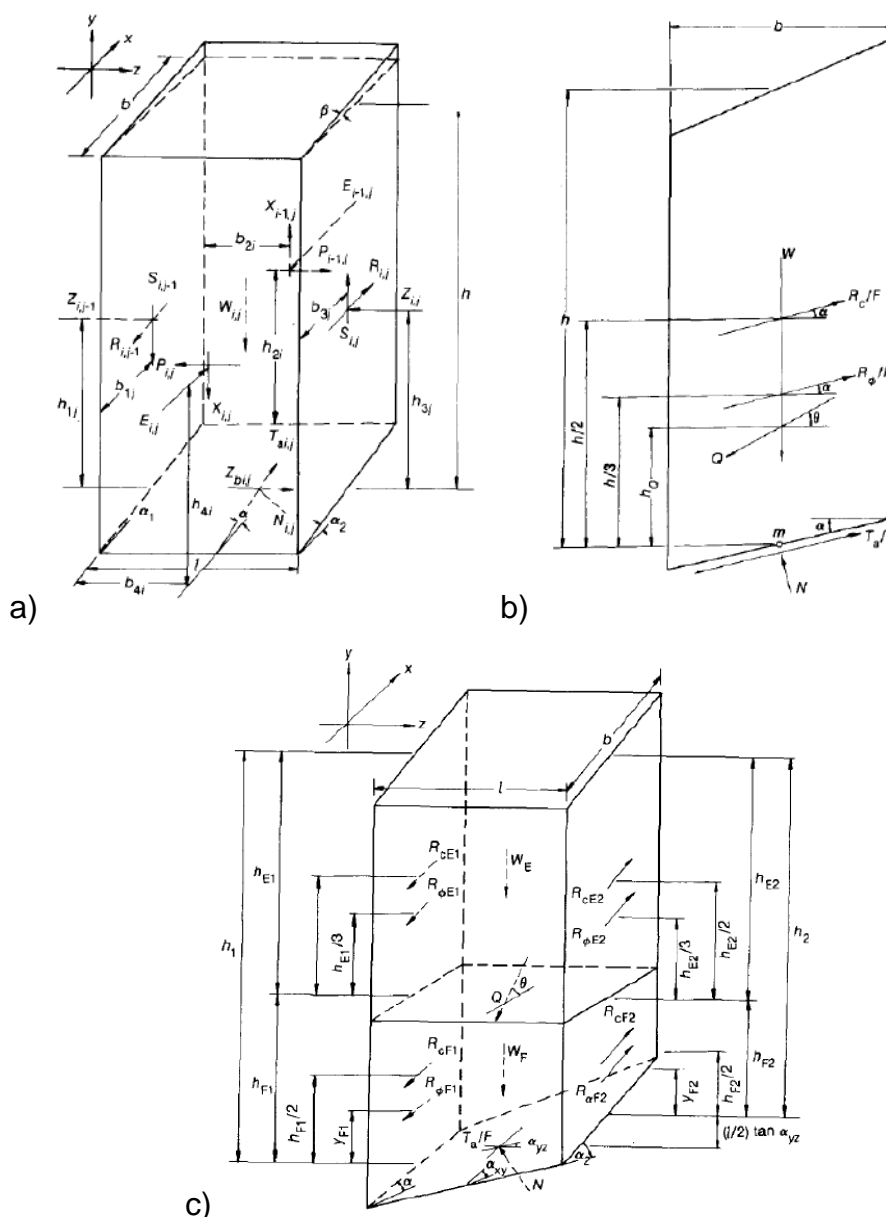


Figura 2.6 Superfície de ruptura considerada no modelo tridimensional de Chen e Chameau (1983). Fonte: Adaptado de Chen e Chameau (1983)

Este método assume que as forças cisalhantes entre colunas são paralelas à base da coluna e são funções de suas posições, e todas as forças entre fatias têm a mesma inclinação ao longo de toda a superfície. Para cada coluna, são satisfeitos equilíbrio de força e momentos, assim como para toda a massa de solo (Chen e Chameau, 1983).

É possível observar o diagrama de corpo livre admitido por este método na Figura 2.7. Os parâmetros incluídos na análise são as forças normais e cisalhantes atuantes nos planos x-y (laterais), y-z (fundos) e na base da coluna. Além disso, são considerados os pontos de aplicação dessas forças e o fator de segurança global.



De acordo com Chen e Chameau (1983), para a determinação do fator de segurança total da ruptura, são assumidas diversas hipóteses. Desta forma, considera-se a massa de ruptura como simétrica, e que o deslocamento ocorre apenas no plano X-Y.

Assume-se, portanto, no início do processo de escorregamento, que as tensões cisalhantes horizontais atuantes na base da coluna (plano Y-Z) sejam nulas. Além disso, considera-se o comprimento e a largura da coluna pequenos o suficiente para assumir que as forças laterais atuam ao longo da linha vertical central do seu lado da fatia (Chen e Chameau, 1983)

Segundo Chen (1981, apud Chen e Chameau, 1983), estudos mostraram que o fator de segurança não é sensível à distribuição de tensões entre colunas na direção Z. Sendo assim, de forma a simplificar o problema, foi adotada por Chen e Chameau (1983) uma distribuição linear, onde as tensões de cisalhamento assumem o maior valor no ponto mais extremo e diminuem linearmente até se anularem no centro da seção, ou seja, não há movimento no centro da seção.

Após o desenvolvimento das equações, as únicas incógnitas restantes são a inclinação das forças entre fatias e o fator de segurança. O problema se torna, portanto, determinado, e as equações de equilíbrio podem ser resolvidas pelo método secante para equações não lineares (Chen e Chameau, 1983).

O método das colunas, apresentado por Hungr (1987), assumiu a expansão direta do método das fatias de Bishop Simplificado. Hungr et al. (1989) explica que o método de Bishop Simplificado negligencia as forças cisalhantes verticais entre fatias. Portanto, a extensão deste método para o 3D não requer outras suposições, além das que já existem na análise original 2D.

O método tridimensional proposto por Hungr (1987), portanto, admite duas suposições: (1) as forças cisalhantes verticais entre as colunas são negligenciadas, e, portanto, não são mostradas no diagrama de corpo livre (Figura 2.8); (2) o equilíbrio de forças verticais em cada coluna e o momento total da massa escorregada são condições suficientes para determinar as incógnitas restantes. O método negligencia ainda, assim como o método 2D, o equilíbrio de forças horizontais nas duas direções (longitudinal e transversal).

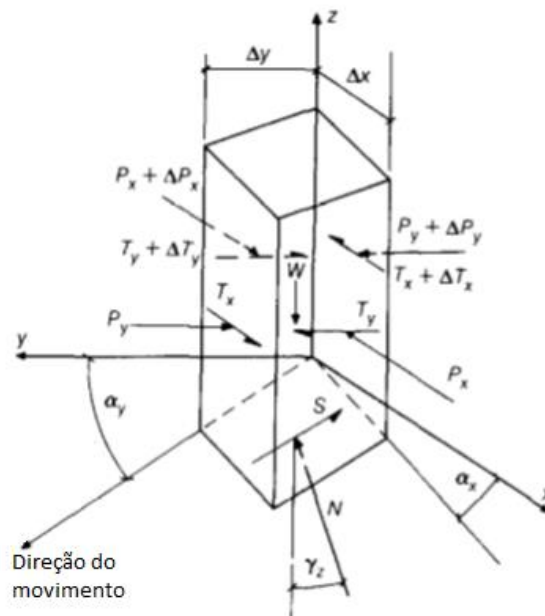


Figura 2.8 Forças atuando em uma coluna pelo método de Hungr (1987). Fonte: Adaptado de Hungr (1987)

Destaca-se que os pontos de aplicação das forças apresentadas na Figura 2.8 estão aproximados, e a poropressão resultante atua na linha da força normal.

Neste método, a força normal total atuante na base de cada coluna é obtida a partir do equilíbrio de forças verticais. Já a força normal entre colunas e as forças de cisalhamento, estas, embora não sejam negligenciadas na análise, não são inseridas nas equações, nem é necessário se conhecer suas magnitudes e pontos de aplicação (Hungr, 1987).

O fator de segurança para o método de Hungr (1987), por sua vez, é calculado de forma iterativa a partir da soma dos momentos em torno de um eixo horizontal comum, paralelo ao eixo x.

Segundo Hungr et al. (1989), o método de Bishop Simplificado estendido para análise 3D proporciona valores de fator de segurança precisos para deslizamentos rotacionais e simétricos e tende a ser conservador quando utilizado para deslizamentos não rotacionais e assimétricos, uma vez que negligencia as forças internas.

De maneira geral, segundo Lam e Fredlund (1993), todos os métodos das colunas propostos até o momento de sua publicação eram considerados simplificados, uma vez que todos admitiam algumas premissas ainda não verificadas e/ou negligenciavam as forças entre colunas.

Seu método, portando, apresentava uma teoria de um modelo de análise de estabilidade tridimensional generalizado. Ou seja, a formulação do método é

generalizada, do ponto de vista do equilíbrio limite, no entanto, enfatiza-se que, do ponto de vista cinemático, a análise não é generalizada, ou seja, nada é declarado no método em relação à direção do movimento ou à possibilidade de uma mudança de direção dentro da massa deslizante (Lam e Fredlund, 1993).

O método generalizado de Lam e Fredlund (1993) propõe uma extensão da formulação de equilíbrio limite generalizado bidimensional (GLE) (Fredlund e Krahn, 1977, apud Lam e Fredlund, 1993). Sua formulação admite que a direção do deslizamento é assumida em apenas um plano. Além disso, os fatores de segurança das componentes coesiva e friccional da resistência ao cisalhamento são admitidas iguais.

Este método assume o fator de segurança sendo o fator pelo qual as componentes da resistência ao cisalhamento devem ser reduzidas para que a massa alcance um estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície de deslizamento selecionada. O solo acima da superfície de ruptura é, portanto, dividido em colunas, e as forças atuantes nas várias faces de cada coluna devem ser calculadas ou assumidas (Lam e Fredlund, 1993b). A Figura 2.9 e a Figura 2.10, apresentam as seções transversais de uma superfície de ruptura nos planos x-y e z-y, respectivamente. A Figura 2.11 apresenta o diagrama de corpo livre de uma coluna, propostos pelo método.

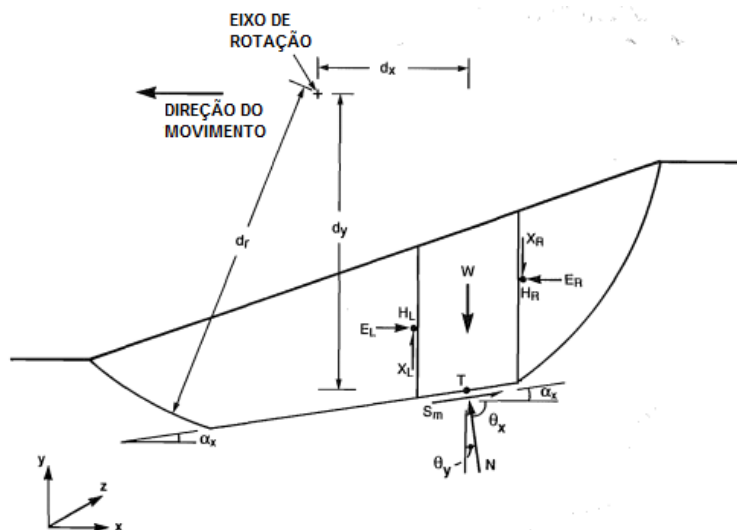


Figura 2.9 Seção transversal da superfície de ruptura na direção x, mostrando o eixo de rotação comum e as forças atuantes na coluna. Fonte: Adaptado de Lam e Fredlund (1993)

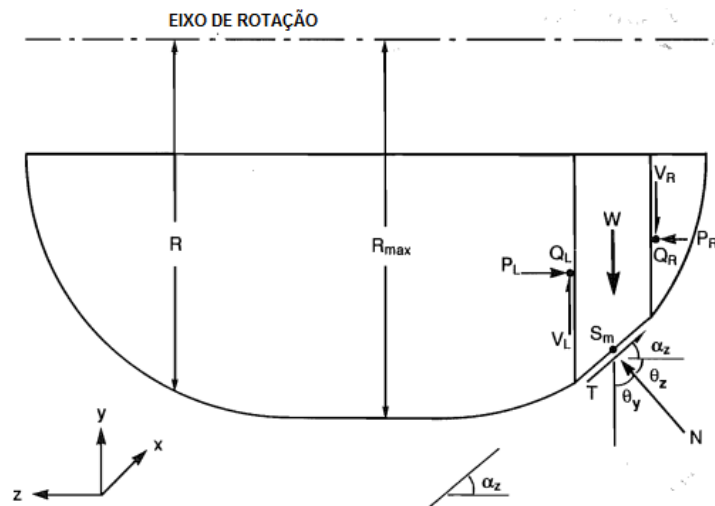


Figura 2.10 Seção transversal da superfície de ruptura na direção Z, mostrando o eixo de rotação comum e as forças atuantes na coluna. Fonte: Adaptado de Lam e Fredlund (1993)

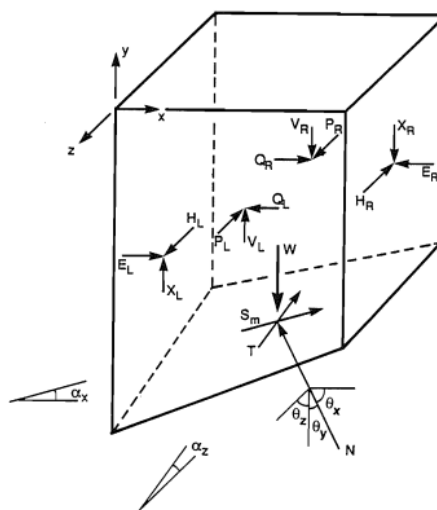


Figura 2.11 Diagrama de corpo livre de uma coluna antes de serem assumidas as hipóteses. Fonte: Lam e Fredlund (1993).

Sendo um método indeterminado, uma vez que o número de incógnitas excede o número de equações, são realizadas as seguintes hipóteses:

- a força normal na base da coluna é aplicada no centro da área da base. Dessa forma, a distância entre a força normal e os quatro cantos da coluna são definidos;
- todas as forças cisalhantes entre colunas, que atuam nas várias faces de cada coluna, podem ser relacionadas com suas respectivas forças normais por funções de força entre colunas. Essas funções são determinadas pelos

autores e descrevem a variação da direção das forças normais e cisalhantes resultantes entre as colunas.

Esta abordagem para o cálculo das forças entre colunas é resolvida matematicamente de maneira similar à proposta por Morgenstern e Price (1965) para a análise bidimensional, onde uma determinada combinação de constantes " λ " daria a solução ao problema de estabilidade. No momento da pesquisa, no entanto, não havia procedimento disponível para determinar uma combinação adequadas para os valores de " λ ", uma vez que o número de indeterminações era elevado, ainda somado aos cinco valores de " λ " de cada função (Lam e Fredlund, 1993).

Segundo Lam e Fredlund (1993), para que o problema fosse determinado, portanto, maiores informações sobre a natureza das funções de força entre as colunas deveriam ser obtidas. Para este fim, foram realizados procedimentos similares aos de Fan et al. (1986, apud Lam e Fredlund, 1993), que investigaram a natureza das funções de força entre fatias para casos bidimensionais utilizando análise de tensões por elementos finitos. Nesses estudos, foram analisados taludes homogêneos com diferentes ângulos de inclinação, buscando determinar a distribuição de tensões dentro da massa de solo e, por fim, as tensões internas foram integradas para que as funções de força entre as fatias fossem determinadas.

Na aproximação deste método realizada por Lam e Fredlund (1993), o estado de tensões foi definido pelo programa de elementos finitos *ANSYS* e, a partir das modelagens realizadas, foi possível avaliar as funções de força tridimensionais entre as colunas.

A partir dos resultados das análises, optou-se por considerar apenas duas funções para as análises de estabilidade tridimensionais, reduzindo assim o número de indeterminações, e diminuindo o número de incógnitas " λ " de cinco para dois. Sendo assim, os valores de " λ " podem ser resolvidos de forma iterativa, levando-se em consideração duas hipóteses: (1) o fator de segurança calculado para equilíbrio de momentos deve ser igual ao calculado para equilíbrio de forças quando o equilíbrio total for satisfeito; (2) o fator de segurança mais crítico para a superfície de ruptura deve ser o menor possível, se todas as outras condições do deslizamento se mantiverem as mesmas. Sob essas condições, o problema pode ser resolvido e o fator de segurança calculado (Lam e Fredlund, 1993).

A Figura 2.12 apresenta o diagrama de corpo livre final do método proposto o Lam e Fredlund (1993), após a aplicação das suposições anteriormente descritas.

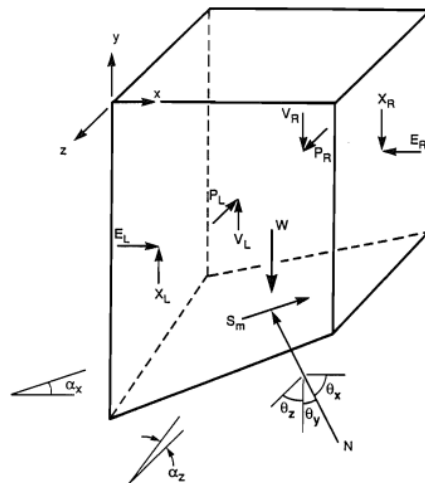


Figura 2.12 Diagrama de corpo livre de uma coluna antes de serem assumidas as hipóteses. Fonte: Lam e Fredlund (1993).

Algumas conclusões foram obtidas após os estudos de Lam e Fredlund (1993) em comparação com outros estudos, destacando-se:

- entre todas as análises realizadas no estudo, o método do equilíbrio limite generalizado (GLE) com a função meio-seno e com base na análise de elementos finitos para representação das funções de força entre as colunas, resultaram na melhor aproximação do fator de segurança calculado usando funções reais vindas de uma análise de tensões;
- o método de Bishop simplificado apresentou uma boa aproximação do fator de segurança, em especial para o caso de taludes homogêneos com superfícies de ruptura circulares;
- os métodos Ordinário de Fellenius e de Janbu simplificado (sem o fator de correção para o cisalhamento entre as colunas) subestimaram de forma significativa o fator de segurança. O método Fellenius resultou na pior aproximação ao fator de segurança referencial.

Foi notado por Huang e Tsai (2000) que um atributo em comum nos métodos de análise de estabilidade tridimensional, propostos anteriormente, era a existência de uma única direção para análise de equilíbrio de forças e momentos, sendo assumida a direção do deslizamento. Estes métodos, portanto, mantêm as características de análise simétrica, podendo conduzir a resultados incoerentes

quando realizados em taludes com características assimétricas de topografia, carregamentos externos e outros fatores.

Esses autores concluíram, com base em trabalhos anteriores, que o equilíbrio de forças na direção transversal da ruptura deveria ser levado em consideração, a fim de melhorar a precisão da análise de estabilidade tridimensional (Huang e Tsai, 2000).

Huang e Tsai (2000), portanto, propuseram um método de análise para três dimensões a partir da expansão do método de Bishop Simplificado, incluindo o equilíbrio de momentos em duas direções. Neste método, as duas componentes da força cisalhante resistente são calculadas pelo equilíbrio de momento nas direções x e y . Sendo assim, a direção da resistência ao cisalhamento resultante, que caracteriza a direção do deslizamento, pode ser calculada, e não mais assumida.

Em sua formulação, este método assume que a força de cisalhamento na base de cada coluna deve ser tratada como um vetor, assim como a força normal efetiva, agindo no mesmo plano. Assume-se, ainda, que o critério de ruptura de Mohr-Coulomb seja aceito para descrever a força de cisalhamento (Huang e Tsai, 2000).

O método de Huang e Tsai (2000), no entanto, despreza o equilíbrio de forças horizontais, uma vez que o equilíbrio de forças para as colunas é considerado na direção z . Segundo Soares (2010), isto representa uma limitação para a influência de esforços importantes nas direções não confinadas.

A Figura 2.13 apresenta o esquema proposto por Huang e Tsai (2000) para o cálculo do equilíbrio de momentos.

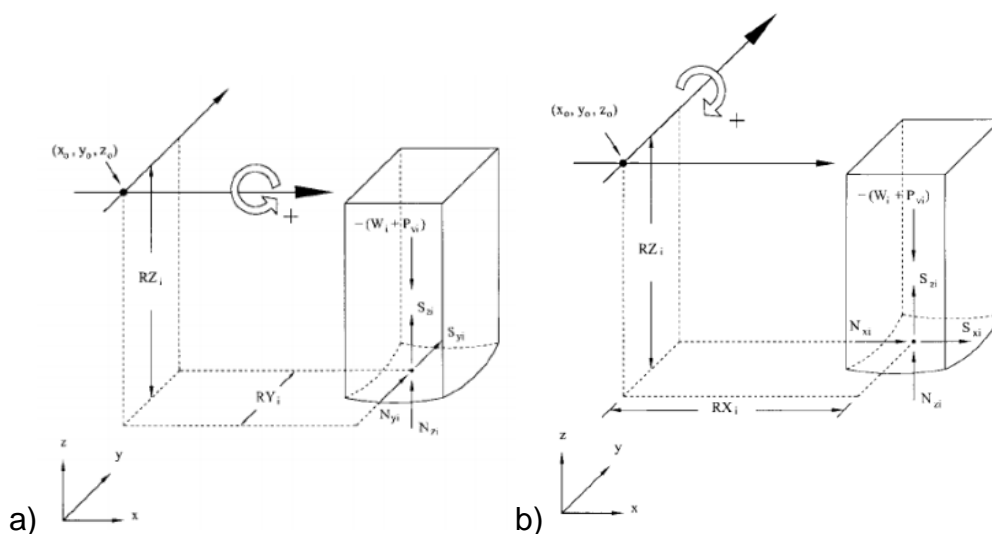


Figura 2.13 Esquema do equilíbrio de momentos a) em relação ao eixo x ; b) em relação ao eixo y . Fonte: Huang e Tsai (2000).

Segundo Huang e Tsai (2000), este método é utilizado para a análise de estabilidade de taludes sob condições de contorno complicadas. A partir deste método, é possível obter a provável direção do deslizamento, para uma ruptura semiesférica ou composta (*composite failure*), como parte da solução analítica. Ou seja, a direção do deslizamento não precisa mais ser assumida.

O método de Huang e Tsai (2000) foi testado e comparado com outros métodos existentes (Baligh and Azzouz, 1975; Hungr et al., 1989; e Lam e Fredlund (1993, apud Huang e Tsai, 2000), comprovando-se que os valores de fator de segurança obtidos são compatíveis com os demais. Os autores acreditam que possíveis erros relacionados à suposição de um plano de ruptura simétrico para rupturas 3D sob condições assimétricas podem ser eliminados.

Em 1998, Strak e Eid também demonstraram que o fator de segurança de uma análise 3D é controlado pela direção do deslizamento e uma ruptura simétrica pode não ser adequada para inclinações gerais.

Também neste mesmo raciocínio, Chen e Yip (2007) afirmam que muitos métodos existentes até o momento dependem da suposição de um plano de simetria para a análise 3D. No entanto, para condições mais complexas e heterogêneas, os autores afirmam que esta suposição não é válida, pois a ruptura tende a ocorrer ao longo da direção de menor resistência. Sendo assim, a direção do deslizamento também influencia no fator de segurança.

Segundo Chen e Yip (2007), os métodos adotados por Huang e Tsai (2000) e Huang et al. (2002), propunham uma análise de estabilidade assimétrica 3D, baseadas, respectivamente, nos métodos de Bishop (1955) e Janbu (1973). Esses métodos assumiam que a direção do deslizamento da massa de solo, considerada como um corpo rígido, era tal em que as colunas de solo se afastam umas das outras. Para Chen e Yip (2007), uma vez que os métodos consideram o afastamento das colunas durante o deslizamento, o procedimento para determinação do fator de segurança pode não ser aplicável.

É demonstrado no método proposto por Chen e Yip (2007) que, sob carregamento transversal, a exigência de que haja diferentes direções de deslizamento para diferentes colunas pode levar à uma falha de convergência nos cálculos.

Chen e Yip (2007), portanto, propuseram um método 3D de estabilidade de taludes assimétrico, o qual se baseou nas extensões dos métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, e Morgenstern e Price, onde a direção do deslizamento considera que as colunas do solo se movem para a mesma direção, adotando um deslizamento exclusivo. Os autores acreditam que a suposição de

um deslizamento único pode ser uma formulação possível para a análise do estado limite final. Eles ainda acrescentam que, após o início da ruptura, as colunas podem se separar em diferentes direções de deslizamento, no entanto, espera-se que esse comportamento tenha pouco efeito no cálculo do fator de segurança.

O desenvolvimento do método de Chen e Yip (2007) tem início com a formulação 3D do método de Morgenstern e Price para equilíbrio de forças e momentos. Assim como os demais métodos das colunas, a formulação proposta por Chen e Yip (2007) apresenta algumas suposições. A primeira delas é que a largura de cada coluna é pequena o suficiente para assumir que o peso do solo e a carga vertical atuem no centro de cada coluna. Tomando-se isso como base, são assumidas as seguintes hipóteses para a simplificação do problema:

- o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é válido;
- para o método de Morgenstern e Price, o fator de segurança é determinado com base na direção de deslizamento "a", onde os fatores de segurança relacionados à força e ao momento são iguais; e
- a direção de deslizamento é a mesma para todas as colunas, conforme mencionado anteriormente.

A Figura 2.14 apresenta as forças internas e externas que atuam em cada coluna na condição de equilíbrio limite. Na Figura 2.15, é possível observar a direção única de deslizamento para todas as colunas.

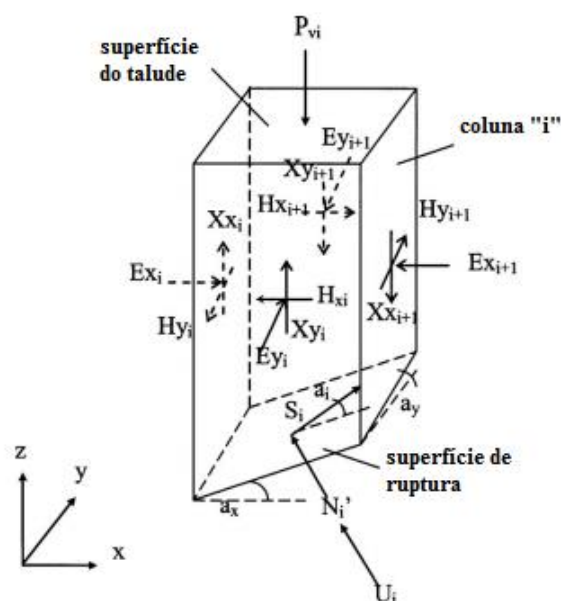


Figura 2.14 Forças externas e internas atuando em uma coluna típica para a formulação do método 3D de Morgenstern e Price proposto por Chen e Yip (2007). Fonte: Adaptado de Chen e Yip (2007).

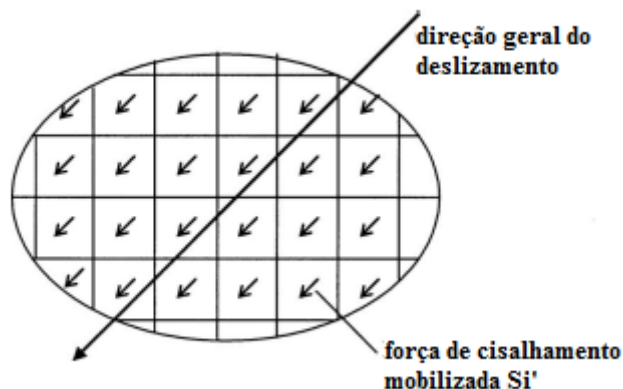


Figura 2.15 Direção de deslizamento exclusiva para todas as colunas (vista em planta).
Fonte: Adaptado de Chen e Yip (2007).

Este método se baseia nos métodos de Huang e Tsai (2000) e Huang et al. (2002) para obter os vetores unitários na direção da força de cisalhamento e da força normal, ambas atuando na base da coluna. Assume-se que o ângulo de cisalhamento projetado é o mesmo para todas as colunas no plano x - y . Através deste ângulo, o ângulo de cisalhamento espacial pode ser obtido pela formulação de Huang e Tsai (2000), conforme apresentado na Figura 2.16 (Chen E Yip, 2007).

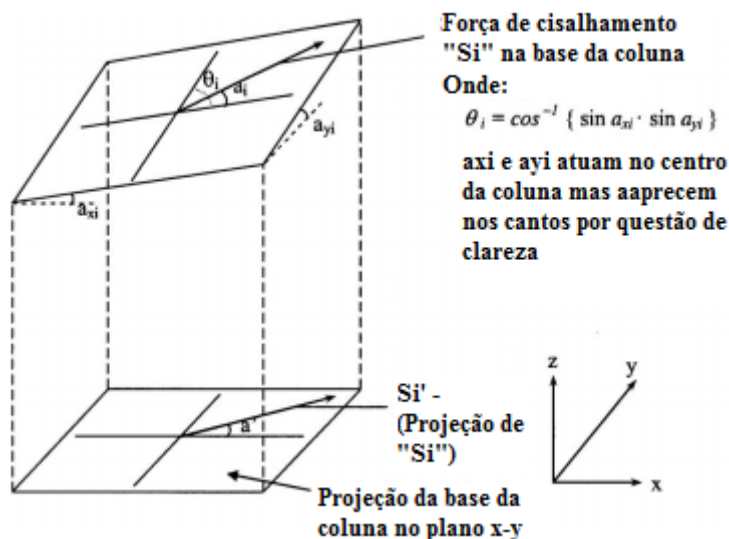


Figura 2.16 Relação entre ângulo de cisalhamento projetado e espacial para a base da coluna. Fonte: Adaptado de Chen e Yip (2007).

Este método assume ainda a existência de uma função arbitrária da força de cisalhamento entre colunas e as relações entre as forças de cisalhamento e normais entre colunas nas direções x e y são obtidas considerando valores de " λ ", sendo estes fatores de mobilização da força de cisalhamento entre colunas, nas

direções x e y , e também nos planos xz e yz . Chen e Yip (2007) adicionam que, o conceito de força de cisalhamento complementar, que é semelhante à tensão de cisalhamento complementar na elasticidade, não havia sido usado em nenhum método de análise de estabilidade de taludes 3D no passado, mas é crucial na formulação apresentada por eles.

Não foi possível determinar, no entanto, o valor de " λ_{xy} " (que atua no plano xz), uma vez que as equações de equilíbrio foram usadas para determinar outros parâmetros. Os autores sugerem, portanto, que sejam assumidas suposições, e o valor de " λ_{xy} " pode ser especificado pelo usuário ou determinado a partir de uma minimização do fator de segurança em relação a " λ_{xy} ". Por fim, os autores acabaram por demonstrar que o efeito de " λ " nos planos xz e yz é pequeno, e o erro na suposição desses valores não é realmente importante (Chen e Yip, 2007).

Para o método 3D de Morgenstern e Price proposto por Chen e Yip (2007), portanto, é possível obter fatores de segurança em termos de equilíbrio de forças e momentos nas direções x e y . (F_x e F_y). A partir daí, o ângulo de deslizamento é variado até que F_x seja igual a F_y , e então será alcançado o equilíbrio de forças e momentos.

Chen e Yip (2007) reduziram, então, a formulação de Morgenstern e Price aos métodos simplificados de Bishop e Janbu, considerando apenas equilíbrio de forças ou momentos, e negligenciando as forças de cisalhamento vertical e horizontal entre as colunas.

Para o método assimétrico 3D de Bishop Simplificado, os fatores de segurança direcionais são iguais uns aos outros, para equilíbrio de momentos, ou seja, existe um fator de segurança global. A direção do deslizamento é encontrada variando-se a direção de cisalhamento projetada, até que os fatores de segurança se igualem. Segundo os autores, na realidade não se pode assegurar completamente o equilíbrio de momentos 3D para este método (Chen e Yip, 2007).

Para o método assimétrico 3D de Janbu, os fatores de segurança direcionais são iguais uns aos outros, para equilíbrio de forças. Como o fator de segurança é utilizado também no equilíbrio vertical de forças, os autores consideram que o equilíbrio de força 3D é completamente alcançado por este método (Chen e Yip, 2007).

A saber, além dos métodos das colunas apresentados, alguns autores apresentaram métodos globais de análise de estabilidade, onde toma-se por base todo o corpo escorregado para o cálculo do fator de segurança, ao invés de dividi-lo em colunas.

Como exemplo, pode-se citar o método proposto por Zheng (2009), o qual se trata de um método global de análise de estabilidade, baseado na análise de toda a superfície de ruptura, e não, na sua divisão em colunas.

Segundo Zheng (2009), os métodos propostos até o momento não podiam satisfazer simultaneamente a todas as seis equações de equilíbrio limite, pois encontravam problemas numéricos em suas aplicações. Pensando nisso, propôs um método onde a análise de equilíbrio limite 3D se reduz à uma solução de um problema generalizado de autovalor, onde o maior autovalor real é o fator de segurança.

A aplicação deste método consiste em, para toda a massa deslizada, desenvolver uma função integral vetorial a partir das seis condições de equilíbrio. Nesta função, as incógnitas seriam o fator de segurança e a tensão total normal na superfície de ruptura. A partir daí, deriva-se a forma de distribuição da tensão total normal, onde a aproximação desta tensão é construída com um vetor “a”, composto de cinco componentes desconhecidas. Por último, a aproximação da tensão é substituída na função integral vetorial, previamente desenvolvida, gerando um sistema de equações não lineares em função do fator de segurança “FS” e de “a” (Zheng, 2009).

O sistema é, então, levado a um problema generalizado de autovalor, onde o fator de segurança é apenas um dos autovalores do problema generalizado, e o vetor $\begin{pmatrix} a \\ 1 \end{pmatrix}$ fornece o autovetor correspondente. Este é, portanto, um método rigoroso de análise de estabilidade, que satisfaz todas as condições de equilíbrio, e pode acomodar qualquer tipo de superfície de ruptura (Zheng, 2009).

No cenário brasileiro, existem também pesquisas relacionadas ao desenvolvimento de métodos de análise tridimensional. Adriano (2009, apud Moura, 2018) desenvolveu uma ferramenta de análise de estabilidade de taludes 2D e 3D, com base na teoria desenvolvida por Gitirana et al. (2008), tendo como resultado a criação de uma ferramenta chamada *SAFE-3D*, usada para calcular o fator de segurança com base em tensões da superfície de ruptura elipsoidal em posições predeterminadas.

Soares (2010, apud Moura, 2018) aprimorou a ferramenta desenvolvida por Adriano (2009), adicionando uma maneira de pesquisar uma superfície de escorregamento crítica ainda na forma de um elipsóide. As teorias e resultados apresentados nesses trabalhos contribuíram para o desenvolvimento do software *SVSlope* (*SoilVision Systems Ltd., 2009*).

Domingos (2016, apud Moura, 2018) comparou o efeito da forma da face do deslizamento com o fator de segurança para abordagens 2D e 3D.

Seguindo essa mesma linha de pesquisa, Moura (2018) analisou a estabilidade de taludes 2D e 3D com base nas tensões obtidas pelo Método dos Elementos Finitos, com o objetivo de avaliar os fatores mais importantes na análise de estabilidade de taludes pelo método de Kulhawy.

2.4. Retroanálises

Embora os resultados das análises de estabilidade de taludes 2D sejam considerados conservativos em relação aos das análises 3D, o uso de um método 2D pode ser simplificado demais quando comparado ao caso 3D real. Sendo assim, a realização de retroanálises 2D pode resultar em valores não conservativos de parâmetros de resistência do solo (Huang e Tsai, 2000).

Para alguns métodos de retroanálises em taludes rompidos, portanto, tende a haver uma mudança na comparação entre resultados obtidos em análises 2D e 3D. A análise 2D, que segundo especialistas, apresenta resultados de análise de estabilidade mais conservadores, pode gerar resultados não conservadores quando se trata de retroanálises, pois resultarão em maiores valores de parâmetro de resistência do solo, logo em maiores tensões cisalhantes, não caracterizando assim uma análise conservadora. Por esta razão, o presente trabalho aborda, também as retroanálises bi e tridimensionais.

De acordo com Tang et al. (1999), a resistência ao cisalhamento do solo (representada pelos parâmetros efetivos de Mohr-Coulomb, c , coesão, e ϕ , ângulo de atrito interno) são normalmente estimados a partir de ensaios de laboratório. Estes ensaios, no entanto, possuem algumas incertezas, devido à necessidade de se obter uma amostra representativa dos materiais envolvidos na potencial superfície de ruptura, para simular corretamente a situação de campo.

A estimativa dos parâmetros de resistência a partir de retroanálises, portanto, evita muitos dos problemas envolvendo as incertezas dos testes de laboratório e é amplamente utilizada, especialmente em casos de reparos de danos causados em escorregamentos (Tang et al., 1999).

Além disso, Mello (1972) cita que o método da retroanálise é uma forma prática e confiável para uma estimativa rápida e de baixo custo dos parâmetros médios de resistência dos solos.

Sendo assim, segundo Borchardt (2012, apud Moscateli, 2017), entende-se por métodos de retroanálise, os exames realizados em taludes ou encostas após uma ruptura, a fim de se obter os parâmetros físicos de resistência mobilizados exatamente no momento anterior ao escorregamento.

Barros e Gomes (2005, apud Moscateli 2017) relatam que a retroanálise, trata-se basicamente em considerar que, no momento de ruptura de um talude, o fator de segurança atingiu um valor inferior à unidade. Essa consideração permite a determinação dos parâmetros de resistência que levariam ao equilíbrio limite, ou seja, ao fator de segurança unitário ($FS = 1,00$).

A NBR 11682: Estabilidade de Taludes (ABNT, 2009) afirma que a retroanálise deve ser desenvolvida levando em consideração as investigações procedidas, a geometria e o mecanismo de ruptura. A análise deve ser feita com modelos matemáticos baseados no equilíbrio limite, admitindo-se fator de segurança igual à unidade.

Segundo Gomes (2003), a retroanálise é utilizada, portanto, na determinação dos parâmetros de resistência médios equivalentes de um talude que se encontra instável, de forma empírica, a partir da escolha de um par de parâmetros de resistência da curva $c = f(\phi)$, que satisfazem a condição do fator de segurança unitário, baseada geralmente na estimativa do ângulo de atrito dos materiais envolvidos. Augusto Filho e Virgili (1998, apud Gomes, 2017) lembram que, uma vez que os valores típicos de ângulo de atrito para diferentes classes de solos apresentam dispersões menores, este parâmetro é preestabelecido e a coesão é obtida por decorrência.

Mello (1972) corrobora esta afirmação sugerindo que, para a utilização dos parâmetros de resistência (c' e ϕ'), obtidos através de retroanálise em projetos de estabilização de taludes, os valores de ϕ' sejam estimados com boa precisão (na ordem de ± 6 graus, considerando a função do ângulo da superfície de ruptura X no intervalo entre 10 e 25), e então, a partir do valor de ϕ' adotado, obter a coesão correspondente. Este autor salienta, ainda, que é possível obter vários conjuntos de valores de parâmetros de resistência que satisfaçam ao fator de segurança admitido.

No entanto, Tang et al. (1999) ressalta que, em muitos casos, as informações inerentes à condição em que a ruptura ocorreu são limitadas. Nestes casos, a confiabilidade dos parâmetros de resistência obtidos por retroanálises é reduzida. Apesar disso, valores úteis de c' e ϕ' ainda podem ser obtidos, caso as informações relacionadas às condições de ruptura não possuam grandes

deficiências e/ou algumas suposições possam ser admitidas por experiência local e bom julgamento.

É possível, portanto, retroanalisar taludes críticos ou já rompidos e obter os seus pares de parâmetros de resistência ao cisalhamento, que satisfaçam à condição $FS=1,00$. Uma vez estabelecidos os parâmetros, Mello (1972) recomenda que sejam verificadas as alterações necessárias nas condições do talude (mudança de geometria, rebaixamento do lençol freático, entre outros), a fim de atender ao fator de segurança previamente estabelecido.

Em especial, segundo Wolle (1980 e 1988; Carvalho et al., 1991; e Augusto Filho e Virgili, 1998, apud Gomes, 2003), é interessante aplicar a retroanálise quando se pretende estabilizar um talude rompido, ou em processo de ruptura, no qual se avaliam os parâmetros de resistência e as variações a serem obtidas no fator de segurança, em função das alterações propostas para o talude.

A resistência ao cisalhamento, calculada pela retroanálise, pode também ser usada em medidas corretivas para taludes rompidos ou instáveis, ou projeto de taludes em locais com condições semelhantes (Stark e Eid, 1998).

Alguns cuidados, no entanto, devem ser tomados. De acordo com as recomendações de Mello (1972), não se deve utilizar os parâmetros de resistência obtidos por retroanálise em problemas distintos de estabilização de taludes. O autor sugere que sejam utilizados apenas para uma análise de fator de segurança, em função das condições impostas para um determinado talude. Em complemento, Carvalho et al. (1991, apud Gomes 2003) sugerem que esses parâmetros só devem ser utilizados em casos onde ocorram o mesmo tipo de solo e condições de pororessão semelhantes.

Sabendo-se que as retroanálises possuem o objetivo principal de obter os parâmetros de resistência do solo para a situação de iminência de ruptura, cabe, portanto, entender a diferença entre os resultados obtidos em retroanálises 2D e 3D.

Duncan (1992, apud Stark e Eid, 1998) afirma que, em geral, a análise 2D é apropriada para o projeto de taludes, pois produz uma estimativa conservadora para o fator de segurança. Stark e Eid (1998) acrescentam que é a estimativa conservadora uma vez que os efeitos finais (*end effects*) não são incluídos na estimativa 2D do fator de segurança. Sendo assim, a análise 3D é recomendada para casos de retroanálise em rupturas de taludes, para que a resistência ao cisalhamento obtida pela retroanálise reflita os efeitos finais de uma análise 3D.

Arellano e Stark (2000) confirmam o fato de retroanálises 3D serem conservadoras, afirmando que a análise 3D é altamente recomendada para retroanálises de rupturas de taludes.

Segundo Stark e Ruffing (2017), os valores de resistência ao cisalhamento em retroanálises 2D podem ser superestimados em até 30% aos 3D, sendo, portanto, não conservadores. Akhtar (2011) acrescenta a importância da análise 3D na avaliação da causa do deslizamento, a fim de avaliar os efeitos de alteração de declive, resistência, precipitação e medidas corretivas com maior precisão.

Akhtar e Stark (2017, apud Stark e Ruffing, 2017) mostram que os efeitos 3D no FS calculado são maiores para deslizamentos de terra translacionais, por causa dos efeitos da resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da massa escorregada paralelamente à direção do movimento. Dessa maneira, o fator de segurança 3D é subestimado, o que resulta em uma superestimação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de retroanálise.

Para superar essa limitação, Stark e Eid (1998; Arellano e Stark, 2000; Eid et al., 2006; e Akhtar e Stark, 2017, apud Stark e Ruffing, 2017), sugerem diferentes técnicas para incorporar a resistência ao cisalhamento lateral nos cálculos 3D por equilíbrio limite, uma vez que os softwares de análise 3D existentes até o momento não contemplavam a resistência ao cisalhamento lateral, apenas a geometria 3D.

Para reduzir a diferença nos resultados 2D e 3D, Skempton (1985, apud Stark e Eid, 1998) sugeriu a aplicação de um fator de correção tridimensional à resistência ao cisalhamento calculada a partir de uma análise bidimensional, o qual está relacionado com as dimensões da ruptura (profundidade e largura) e com o coeficiente de empuxo do solo mobilizado na ruptura.

De acordo com seus estudos, Skempton (1985, apud Stark e Eid, 1998) relata que esse fator de correção geralmente resulta em um aumento de 5% na resistência ao cisalhamento calculada por retroanálise 2D. Essa correção de 5%, no entanto, é um valor médio e varia para diferentes casos e tipos de material. Stark e Eid (1998) chegaram a porcentagens maiores, até 30%. Estes autores concluíram, portanto, que para retroanalisar as forças de cisalhamento mobilizadas ao longo de uma superfície de ruptura conhecida é recomendado que seja feita uma análise 3D.

3 Estudos Preliminares

A fim de introduzir o estudo da comparação entre os fatores de segurança obtidos em análises de estabilidade bi e tridimensionais, são apresentados no presente capítulo, três casos hipotéticos de análises de estabilidade em taludes com diferentes geometrias. Este estudo servirá, portanto, como uma fase de validação do programa computacional em diferentes análises 2D e 3D, para que seja, posteriormente, utilizado no estudo de caso.

Além disso, pretende-se verificar a relação entre os fatores de segurança 2D e 3D, e ainda observar seu comportamento em modelos onde há variação de topografia.

As análises de estabilidade foram elaboradas a partir do programa computacional *SVSlope* versão 5.4.01 da *SoilVision Systems Ltd.*, e realizadas pelo método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price. As configurações utilizadas para cada análise são apresentadas conforme a apresentação dos casos.

Para os três casos hipotéticos analisados, foram assumidos taludes constituídos de solo homogêneo, e análises sob condições drenadas, com parâmetros de resistência segundo o critério de Mohr-Coulomb, tipicamente de solos arenosos:

- Peso específico (γ) = 20 kN/m³
- Coesão efetiva (c') = 2 kPa
- Ângulo de atrito efetivo (ϕ') = 30°

3.1. Programa computacional

O programa computacional utilizado nas análises no presente estudo foi o *SVSlope*, da *Soilvision Systems Ltd.* Este programa foi desenvolvido para ser um pacote de análise de estabilidade tecnicamente compreensível, implementando pesquisas de ponta e soluções que combinam os métodos de equilíbrio limite clássicos e outros métodos mais recentes. De maneira geral, determina-se o fator

de segurança a partir de análises realizadas por métodos das fatias ou métodos de elementos finitos, utilizando métodos de procura por admissibilidade geométrica ou cinemática (no caso de análises por elementos finitos).

3.1.1.

Análise convencional 2D por equilíbrio limite

Para cada análise é definido um fator de segurança, sendo este o fator de segurança mínimo para todas as superfícies de ruptura potenciais (*trial slip surfaces*), ou seja, o fator de segurança referente à superfície de ruptura crítica.

A procura da superfície de ruptura é executada definindo-se um procedimento de busca a partir do tipo de superfície: circular; composta (*composite circular*) ou não circular com segmentos lineares. Superfícies circulares ou compostas utilizam como ponto de referência o centro de rotação, enquanto as superfícies não circulares são referenciadas pelo centro de equilíbrio de momento.

A partir da geometria da superfície de ruptura, é definido o método de procura para a análise. Dentre os métodos de procura disponíveis no programa, destacam-se os métodos *Block Search* e *Slope Search*, os quais foram utilizados no presente estudo.

a) Block Search

O método de procura *Block Search* é especialmente recomendado para análises não circulares ao longo de uma camada fina de solo. Para este tipo de análise é necessário determinar um objeto de procura: bloco, ponto, linha ou polilinha (*polyline*). No presente estudo, foi selecionado o objeto linha para a procura da superfície de ruptura.

O procedimento para geração da superfície de ruptura consiste em definir o segmento de linha com dois pontos, ao longo do qual serão geradas pelo programa superfícies de rupturas aleatórias.

b) Slope Search

O método de procura *Slope Search* é utilizado para localizar a superfície de ruptura, circular ou composta, que apresente fator de segurança global mínimo. Para este método é possível estabelecer pontos de entrada e saída da superfície de ruptura, limites de procura (*Slope Limits*), e, também, ângulos de entrada e saída.

Neste método, o procedimento para a geração de uma superfície de ruptura consiste em:

- gerar um primeiro ponto aleatório, na base do talude, baseada nos limites de procura;
- gerar o segundo ponto aleatório, no topo do talude, com base no primeiro ponto e no limite de procura;
- gerar um ponto central, sendo o centro de rotação da superfície de ruptura, com base nos dois pontos anteriormente gerados e no ângulo entre a horizontal e a tangente à superfície circular no pé do talude.

Tendo definido o método de procura para a realização da análise, é importante estabelecer os parâmetros de resistência dos materiais. O programa possibilita a definição dos parâmetros a partir de diversos procedimentos. O presente estudo adicionou os parâmetros de resistência dos solos com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para análise em rocha sã, no entanto, foi admitido o modelo de resistência “Bedrock”, que considera um material rígido e impenetrável, ou seja, através do qual a superfície de ruptura não consegue adentrar.

Finalmente, para os modelos analisados no presente estudo, a poropressão foi definida. O *SVSlope* possibilita definir a poropressão de algumas maneiras: lençol freático (*water table*), linha piezométrica (*piezometric line*), pontos discretos (*discrete points*) e através de um arquivo do software complementar *SVFlux*, também pertencente a *SoilVision Systems Ltd*.

Nas análises realizadas na presente dissertação, o nível d'água foi estabelecido como um lençol freático (*water table*). Em casos onde o nível d'água esteja acima do nível do terreno, como em um reservatório, este método proporciona a criação automática de uma região submersa, e o carregamento da água no solo é automaticamente inserido pelo programa. É possível ainda determinar valores de peso específico diferentes para as camadas submersas.

3.1.2. Análise 3D por equilíbrio limite

De maneira geral, os passos para a realização de uma análise 3D ocorrem de forma semelhante aos da análise 2D, com algumas especificidades. A análise tridimensional no *SVSlope* é realizada a partir de diferentes métodos das colunas, sendo estes métodos a extensão de seu método das fatias correspondente. Com exceção do método ordinário, todos os demais métodos das colunas são casos especiais do método de Equilíbrio Limite Generalizado (*GLE*) 3D, com diferentes suposições para as funções de força entre colunas.

A análise 3D, portanto, é realizada com a montagem de colunas, ou seja, na superfície de ruptura o modelo é dividido em um determinado número de linhas (na direção Y) e um número de colunas (na direção X). Os cálculos realizados pelo *software* são baseados nos pontos de interseção entre linhas e colunas, sendo estes os pontos centrais das colunas (Moura, 2018).

A superfície de deslizamento na análise 3D pode admitir algumas formas geométricas no programa. A forma utilizada nas análises desta dissertação foram do tipo elipsoidal. Uma superfície de deslizamento elipsoidal é uma superfície rotacional. As principais características deste tipo de superfície são:

- é simétrica em torno do eixo horizontal de rotação;
- é perpendicular à direção do deslizamento;
- é especificada por um ponto central, pela elevação do plano tangente horizontal e por uma proporção da geometria (*aspect ratio*).

O *aspect ratio* é definido como a razão entre os eixos perpendicular e paralelo à direção de deslizamento (r_x/r_y). Quando esta proporção é igual à unidade, a superfície de deslizamento é esférica.

É possível também incluir no cálculo do fator de segurança 3D a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais verticais da massa de solo, que são paralelas à direção do movimento. Esta opção permite obter uma simulação mais precisa da massa de solo deslizada em uma situação tridimensional real. O método para incorporar a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais verticais incluído no programa é apresentado por Stark (1998).

Para a criação do modelo 3D, o programa funciona pelo conceito de regiões e superfícies: as regiões são as delimitações físicas do modelo em análise, enquanto as superfícies formam as camadas (*layers*) necessárias para gerar o modelo. Pode existir mais de uma região no modelo, cortando as camadas geradas pelas superfícies, ou seja, uma região 3D pode ter um material definido para cada camada pela qual é cortada. Além disso, condições de contorno separadas podem ser definidas para uma região em cada camada.

Regiões são delimitadas por coordenadas sem qualquer elevação. As elevações do modelo, tanto de elementos naturais quanto construídos pelo homem, são inseridas a partir das superfícies. Os principais métodos para definir superfícies são por meio de descrições matemáticas, por planos de intertravamento ou por uma malha (*grid*).

Nas análises realizadas neste estudo, as superfícies foram inseridas por malhas a partir de coordenadas de pontos topográficos. Neste caso, é necessário converter as coordenadas em uma malha pelo método de interpolação via krigagem (*kriging*).

Kriging é um método geoestatístico avançado, usado para estimar uma superfície a partir de um conjunto disperso de pontos de dados de elevação. Este método se diferencia dos métodos de interpolação determinístico, uma vez que é baseado em modelos estatísticos que incluem autocorrelação, ou seja, relações estatísticas entre os dados. O tipo de krigagem utilizado nos modelos do presente estudo foi *nearest point*, o que significa que o método de cálculo estatístico é feito para os pontos próximos.

É possível determinar a densidade da malha, de forma a melhorar a acurácia da definição da superfície. Para determinar tal densidade, o programa disponibiliza as opções de malha regular ou irregular, permitindo que sejam definidas áreas de maior interesse. Para a interpolação entre os pontos da malha, é utilizado pelo programa o método bi linear.

3.2.

Caso 1 – Talude Infinito

No primeiro caso hipotético de análise de estabilidade, foi admitido um talude de grande extensão (100 m), e pequena profundidade ($z = 5$ m), com inclinação “ β ” igual a 18° , submetido apenas ao peso próprio.

A partir do conhecimento da metodologia de análise de estabilidade em taludes infinitos, apresentado no Capítulo 2, foram realizados cálculos analíticos e análises numéricas com o programa computacional *SVSlope* para o Caso 1.

3.2.1.

Cálculo analítico do fator de segurança 2D para o Caso 1

Primeiramente, para efeito de comparação e validação das análises, foi realizado o cálculo analítico do fator de segurança para o caso de talude infinito (Caso 1), segundo as Equações 2.1 e 2.2, apresentadas no Capítulo 2.

Foram consideradas, portanto, duas situações: (1) talude infinito sem percolação e (2) talude infinito com percolação, com nível d’água “NA” no topo da camada. A Tabela 3.1 apresenta as variáveis admitidas nas análises e os respectivos fatores de segurança.

Tabela 3.1 Variáveis e resultados das análises de estabilidade para o Caso 1 pelo método analítico.

Situação 1: Sem NA	Situação 2: Com NA (no topo)
$z \text{ (m)} = 5$	$z \text{ (m)} = 5$
$\beta \text{ (}^\circ\text{)} = 18$	$\beta \text{ (}^\circ\text{)} = 18$
$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20$	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} = 20$
γ_w (não se aplica)	$\gamma_w \text{ (kN/m}^3\text{)} = 9,81$
$c' \text{ (kPa)} = 2$	$c' \text{ (kPa)} = 2$
$\phi' \text{ (}^\circ\text{)} = 30$	$\phi' \text{ (}^\circ\text{)} = 30$
m (não se aplica)	$m = 1$
$FS = 1,845$	$FS = 0,973$

3.2.2. Análise de estabilidade 2D para o Caso 1

Para o caso de um talude infinito, espera-se que a ruptura ocorra na interface entre camadas com diferentes rigidez, mais provavelmente em formato planar. Desta forma, foi inserido no programa computacional *SVSlope* o método de procura *Block Search – Line*, para ruptura não circular, possibilitando que a ruptura planar aconteça no contato entre solos com diferentes rigidez.

Foram geradas 1000 superfícies de ruptura, pelo método de Morgenstern e Price, com variação da procura de λ (constante multiplicadora de uma função arbitrária de “x” para determinação da direção das forças entre fatias) entre -0,1 e 5. A seção foi dividida em 100 fatias, e foi admitida tolerância máxima para variação entre iterações de 0,001, com número máximo de iterações igual a 100. O número de fatias e iterações foi escolhido após serem realizados testes que provaram que, para maiores valores, o fator de segurança permaneceu o mesmo, optando-se por manter estes valores médios para não elevar o tempo de resolução das análises. Já a tolerância foi mantida como sugestão (*default*) do próprio programa.

Nas análises, foram admitidos ângulos de entrada e saída para a ruptura de acordo com os estados de empuxos ativos e passivos do solo. O ângulo de entrada variou entre 45° e 60° ($45^\circ + \phi/2$), caracterizando o estado de empuxo ativo, enquanto o de saída variou entre 180° e 150° [ou -60° e -30° ($45^\circ - \phi/2$)], caracterizando o estado de empuxo passivo. Para esta análise, não foram estipulados profundidade e volume mínimos para a seção de ruptura.

A seção de análise de estabilidade 2D para o Caso 1 é apresentada na Figura 3.1.

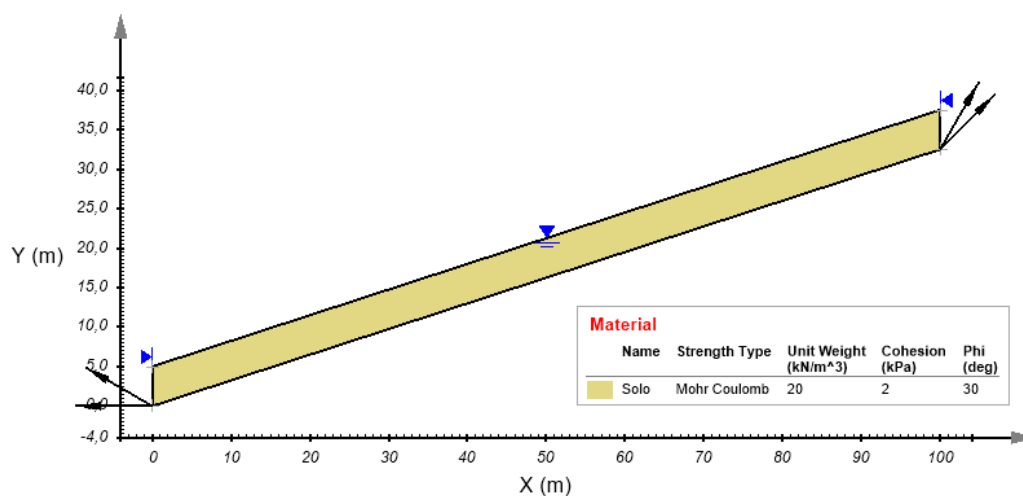


Figura 3.1 Seção de análise 2D para o Caso 1 – Talude Infinito.

Para estas análises, foram obtidos, portanto, fatores de segurança iguais a 1,908 e 0,925 para as situações sem e com nível d'água, respectivamente (Figuras 3.2 e 3.3).

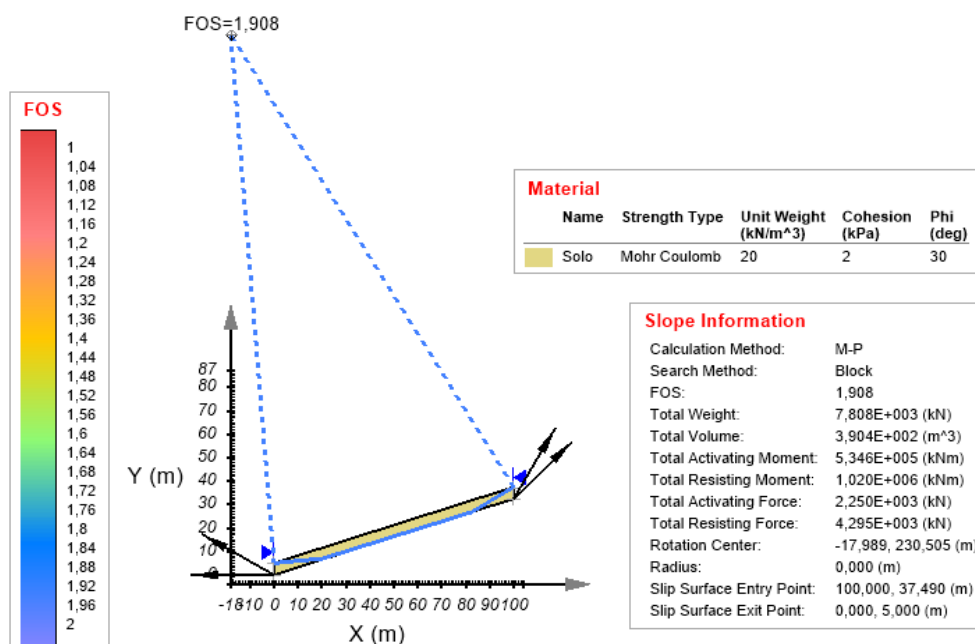


Figura 3.2 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 1, sem NA.

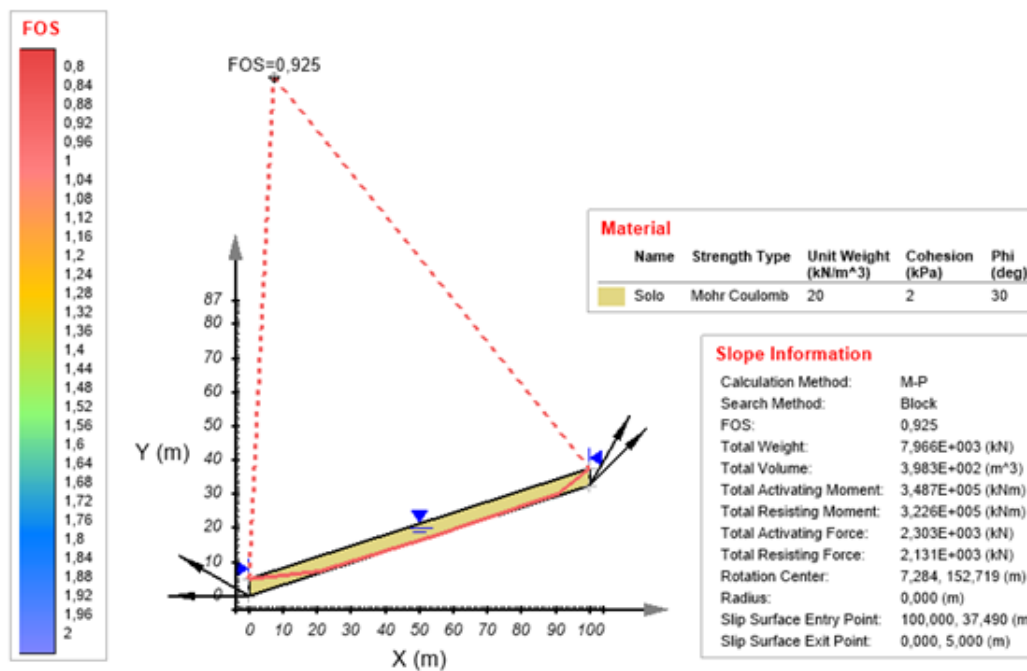


Figura 3.3 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 1, com NA.

3.2.3. Análise de estabilidade 3D para o Caso 1

As análises de estabilidade 3D foram realizadas para taludes infinitos de diversas larguras, a fim de melhor verificar o efeito 3D na análise. A largura “L” foi variada, portanto, com valores de 10, 25, 50, 100, 250, 500 e 1000 m.

As análises, para as situações com e sem nível d’água, admitiram o método de procura *Slope Search* para rupturas do tipo compostas (*Composite Circular*). Este método procura a superfície de ruptura mais crítica, ou seja, com o menor fator de segurança, para a região de procura adotada.

Assim como na análise 2D, foram geradas 1000 superfícies de ruptura, pelo método de Morgenstern e Price, com variação da procura de λ entre -0,1 e 5. A seção transversal foi dividida em 100 fatias, e a direção y, ou seja, a largura “L” foi dividida em 50 fatias para taludes com larguras de 10 a 100 m e 100 fatias para larguras de 250 a 1000 m. Foi admitida tolerância máxima para variação entre iterações de 0,001, com número máximo de iterações igual a 50. A escolha destes valores ocorreu da mesma maneira que para a análise 2D.

Para esta análise, não foram admitidos ângulos de entrada e saída e não foram estipulados profundidade e volume mínimos para a seção de ruptura.

O Programa *SVSlope* da *SoilVision Systems Ltd.* permite, nas análises 3D, considerar a resistência ao cisalhamento ao longo dos dois lados verticais da

massa escorregada paralelamente à direção do movimento, para simular com mais precisão o deslizamento 3D. Esta seria uma forma de considerar os chamados “efeitos finais” na análise 3D, conforme proposto por Stark (1998). Para a presente análise, foi incluída a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da superfície de ruptura.

Por fim, a região de procura estabelecida para a análise incluiu toda a extensão do talude em “ b ”, ou seja, de 0 a 100 m, toda a profundidade “ z ”, e a região central da largura “ L ” do talude, que corresponde à metade da largura total, conforme indicado pela linha vermelha na Figura 3.4.

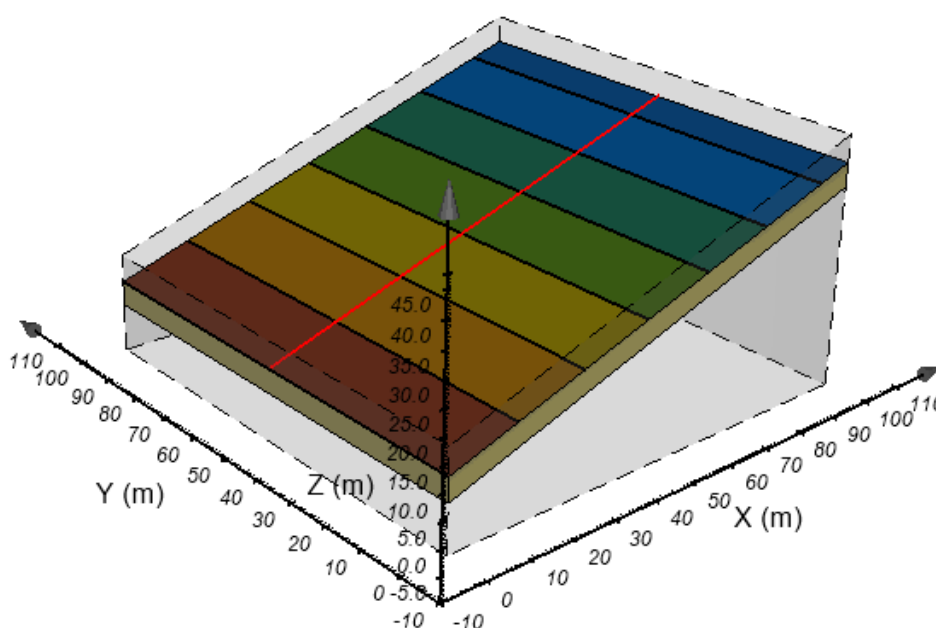


Figura 3.4 Exemplo de região de procura para um modelo de talude infinito com largura “ L ” igual a 100 m.

Os fatores de segurança obtidos estão reunidos na Tabela 3.2 e Figura 3.5 apresenta, como exemplo, o resultado de análise 3D para talude infinito com largura “ L ” igual a 100 m, para a situação sem nível d’água. Os demais resultados são apresentados no Anexo I, do presente trabalho.

Tabela 3.2 Resultados das análises de estabilidade 3D para o Caso 1.

Largura "L "	FS análise sem NA	FS análise com NA
10	2,393	1,325
25	2,154	1,108
50	1,993	1,007
100	1,940	0,956
250	1,930	0,959
500	1,926	0,959
1000	1,920	0,944

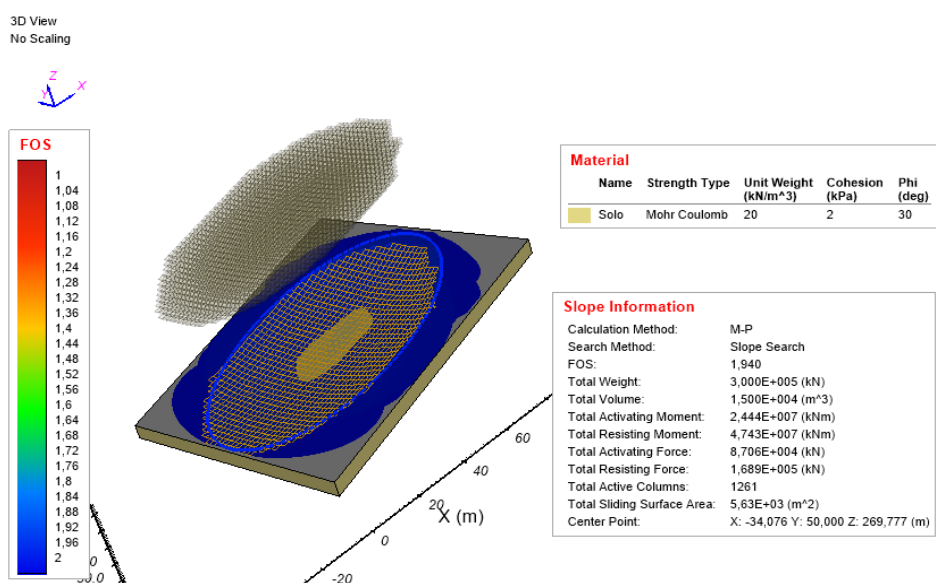


Figura 3.5 Resultado da análise de estabilidade 3D para o Caso 1. Modelo com "L" igual a 100 m, sem NA.

3.2.4. Comparação entre os resultados obtidos para o Caso 1

Finalmente, os resultados obtidos pelas três análises realizadas para o modelo do talude infinito homogêneo (analítico, 2D e 3D), foram comparados. As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam os gráficos Fator de Segurança *versus* Largura do Talude, para as diferentes situações analisadas (sem e com nível d'água).

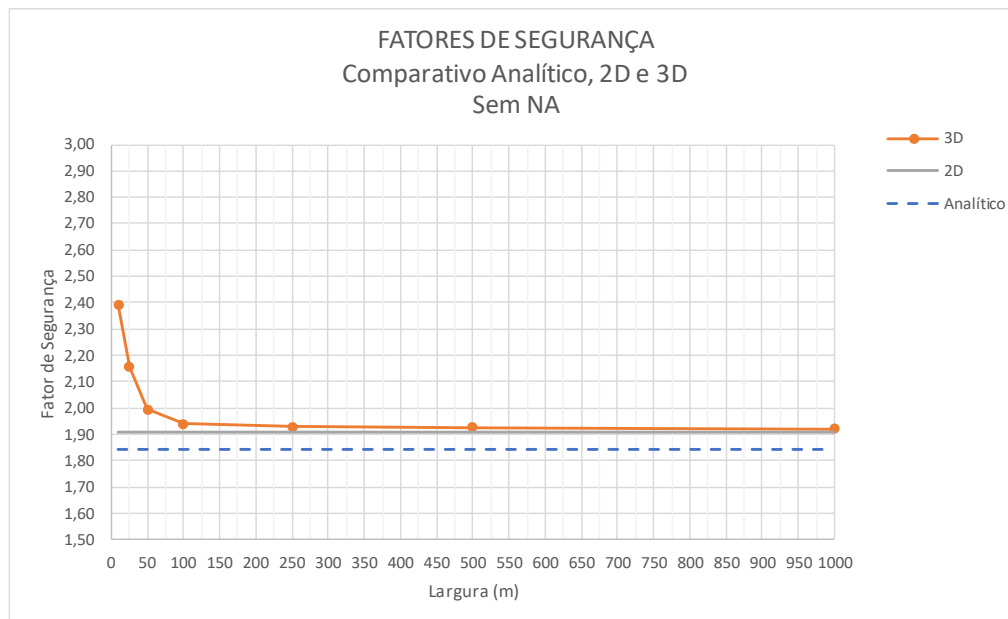


Figura 3.6 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos analítico, 2D e 3D para análises do Caso 1, sem NA.

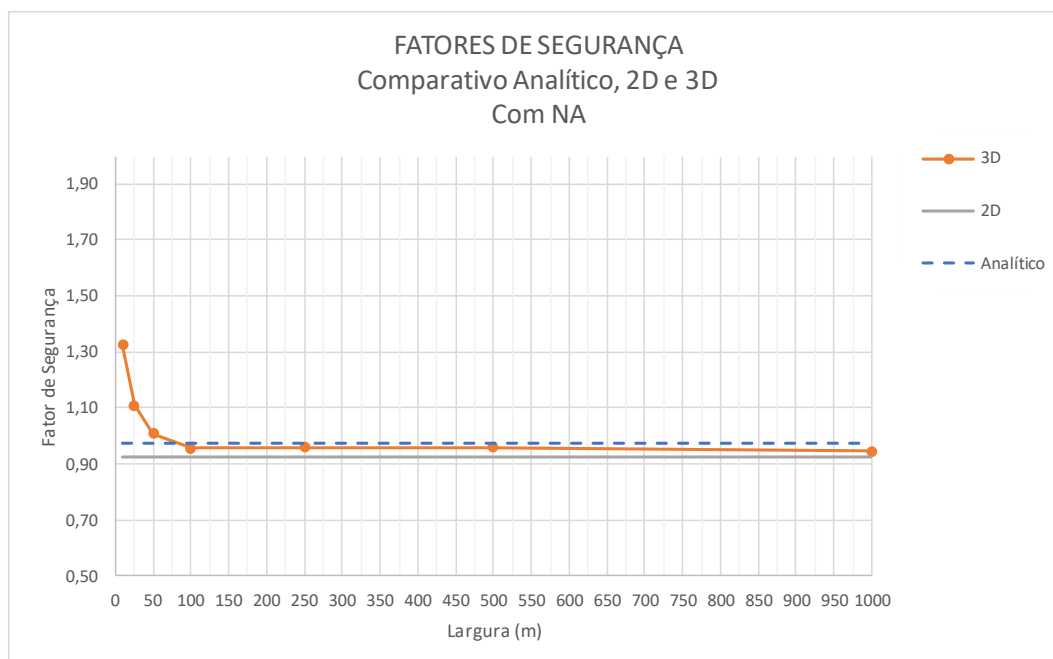


Figura 3.7 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos analítico, 2D e 3D para análises do Caso 1, com NA.

A partir das análises realizadas para o Caso 1 - Talude Infinito, são feitas as seguintes observações:

- quanto mais largo é o talude 3D, mais o resultado se aproxima da análise 2D. Este comportamento era esperado, uma vez que a análise 2D

pressupõe que a largura é infinita com mesma seção, ou seja, não apresenta resistência lateral. Desta forma, quando mais largo é o talude 3D, mais ele se aproxima do caso 2D com “largura infinita”;

- o fator de segurança obtido em análises 2D foi menor, ou seja, mais conservativo do que os fatores obtidos em análises 3D. Segundo grande parte das referências bibliográficas consultadas no presente trabalho, este comportamento também era esperado;
- nas análises 3D, apesar de serem destacados elipsoides como superfície de ruptura principal, existe uma área hachurada extensa, que indica que o fator de segurança encontrado não está restrito apenas à região do elipsoide. Esta observação é relevante, uma vez que, em casos de ruptura em taludes infinitos, são esperadas rupturas predominantemente planares e, geralmente, extensas;
- a ruptura ocorreu sempre na parte central do talude, uma vez que assim foi determinada a região de procura, conforme explicitado no item 3.1.3;
- a ruptura esperada em taludes infinitos tende a ocorrer na interface, ou seja, no encontro entre o solo e a superfície impenetrável ou entre solos de diferentes rigidez. Devido às condições de contorno, as quais são as mesmas para pequenas e grandes larguras, o deslizamento foi impedido de ocorrer na base em taludes com largura $L < 100$ m. Este comportamento indica que, para análises 3D, as dimensões reais do talude, ou seja, maiores larguras, são ideais para uma melhor aproximação do resultado;
- a superfície de ruptura tende a ocorrer na interface entre solos com diferentes rigidez, concluindo-se que, para o Caso 1, a análise 2D apresentou valores compatíveis com a provável situação de campo e os resultados de fator de segurança calculados analiticamente apresentaram valores próximos aos calculados pelas análises no programa computacional, indicando que os modelos foram bem reproduzidos;
- a diferença percentual entre os fatores de segurança calculados pelos métodos 3D e 2D foi da ordem de 25% para taludes 3D com menores larguras e 0,6% para taludes com maiores larguras, em uma situação sem nível d'água. Na situação com nível d'água, esses valores foram elevados para 43% e 2,1%, respectivamente.

3.3.

Caso 2 – Talude não Infinito com Topografia Constante

Uma segunda análise foi realizada, desta vez em um talude com geometria não infinita, constituído pelo mesmo solo homogêneo. Este caso considera um talude com topografia constante, ou seja, mantendo a seção transversal ao longo de toda a sua largura.

O talude admitido para esta análise possui extensão de 60 m, com uma maior profundidade, de aproximadamente 20 m, e com inclinação também igual a 18° .

3.3.1.

Análise de estabilidade 2D para o Caso 2

Da mesma forma que para o Caso 1, foram realizadas análises de estabilidade em uma seção transversal 2D do talude analisado no Caso 2, considerando-se as duas situações de nível d'água.

Diferentemente de uma análise em talude infinito, na análise em um talude convencional, não infinito, com solo homogêneo, espera-se obter uma superfície de ruptura circular. Sendo assim, foi inserido no programa computacional *SVSlope* o método de procura *Slope Search* para ruptura em formato circular.

Todas as outras configurações de análise inseridas neste caso foram as mesmas adotadas no Caso 1, conforme anteriormente apresentado.

A seção de análise de estabilidade 2D para o Caso 2 está apresentada na Figura 3.8.

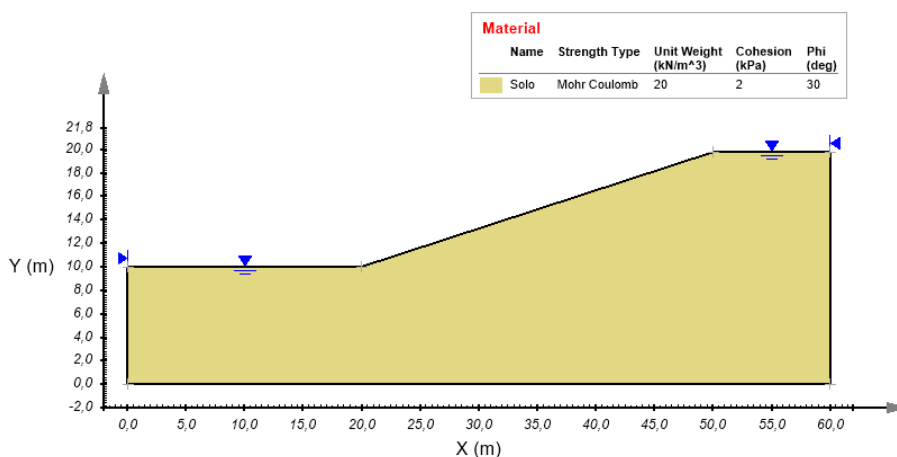


Figura 3.8 Seção de análise 2D para o Caso 2 – Talude não Infinito com topografia constante.

Para as análises 2D realizadas para o Caso 2, foram obtidos, portanto, valores de fator de segurança iguais a 2,108 e 1,074 para as situações sem e com nível d'água, respectivamente, conforme apresentado na Figura 3.9 e Figura 3.10.

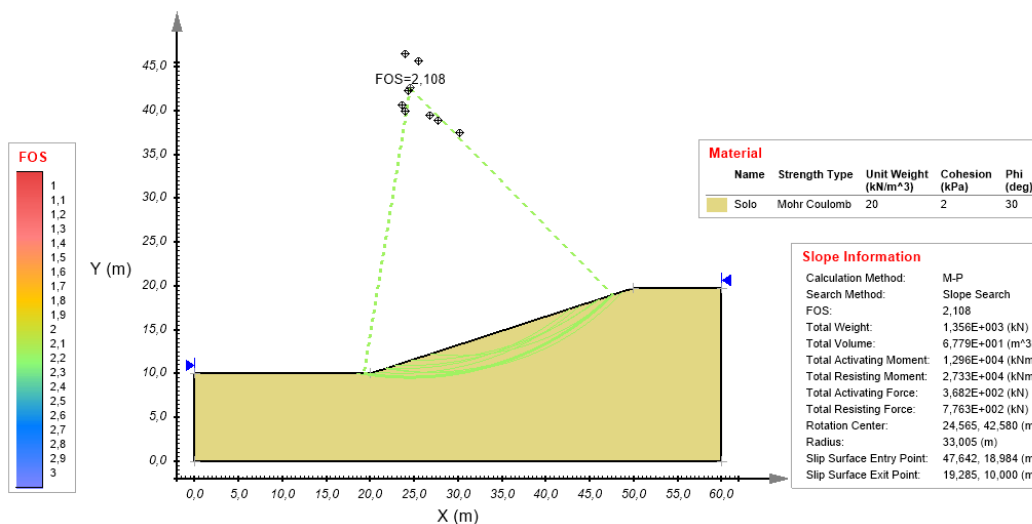


Figura 3.9 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 2, sem NA.

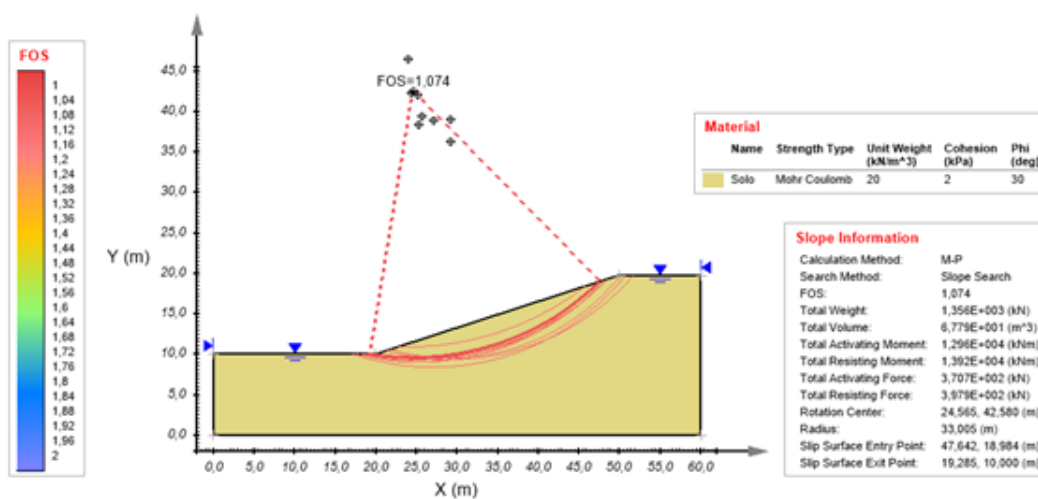


Figura 3.10 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 2, com NA.

3.3.2. Análise de estabilidade 3D para o Caso 2

Para o Caso 2 nas situações sem e com nível d'água, as análises 3D também consideraram a variação da largura "L" do talude, com os mesmos valores utilizados no caso anterior.

As configurações inseridas para a realização destas análises foram as mesmas utilizadas nas análises 3D no Caso 1, com exceção do tipo de ruptura, o qual foi considerado, nas presentes análises, como do tipo circulares.

A região de procura para esta análise foi estabelecida da mesma maneira que para o caso anterior, conforme indicado pela linha vermelha na Figura 3.11.

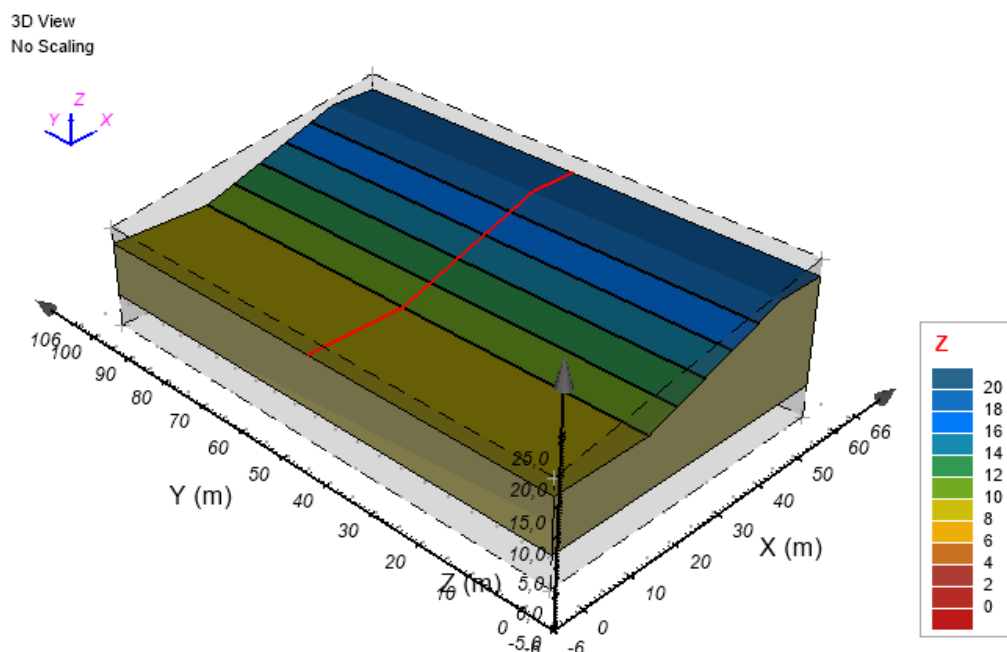


Figura 3. 11 Exemplo de região de procura para um modelo de talude não infinito com topografia constante, com largura “L” igual a 100 m.

Os fatores de segurança obtidos nas análises 3D realizadas para o Caso 2 são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 Resultados das análises de estabilidade 3D para o Caso 2.

Largura "L"	FS análise sem NA	FS análise com NA
10	2,444	1,371
25	2,173	1,134
50	2,117	1,095
100	2,100	1,085
250	2,099	1,082
500	2,098	1,079
1000	2,095	1,078

A Figura 3.12 apresenta, como exemplo, o resultado de análise 3D para talude não infinito com topografia constante, com largura “L” igual a 100 m, para a situação sem NA. Os demais resultados são apresentados no Anexo I.

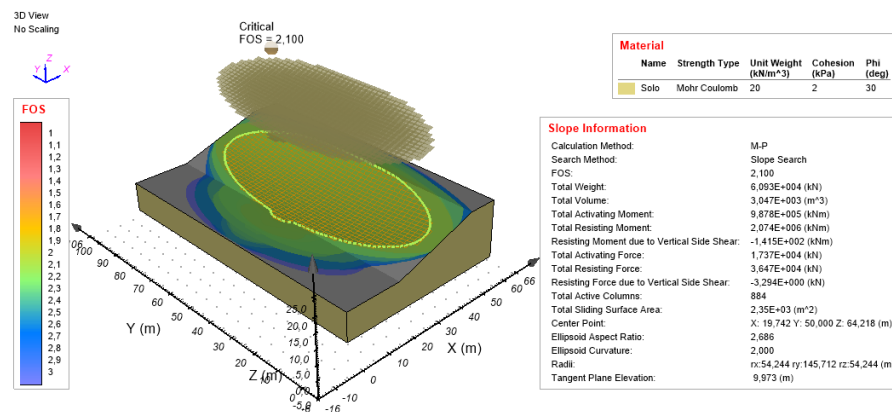


Figura 3.12 Resultado da análise de estabilidade 3D para o Caso 2. Modelo com “L” igual a 100 m, sem NA.

3.3.3. Comparação entre os resultados obtidos para o Caso 2

A comparação entre os resultados obtidos pelas análises 2D e 3D realizadas para o modelo do Caso 2 são apresentadas em forma de gráficos Fator de Segurança *versus* Largura do Talude, mostrados nas Figuras 3.13 e 3.14, para as situações sem e com nível d’água, respectivamente.

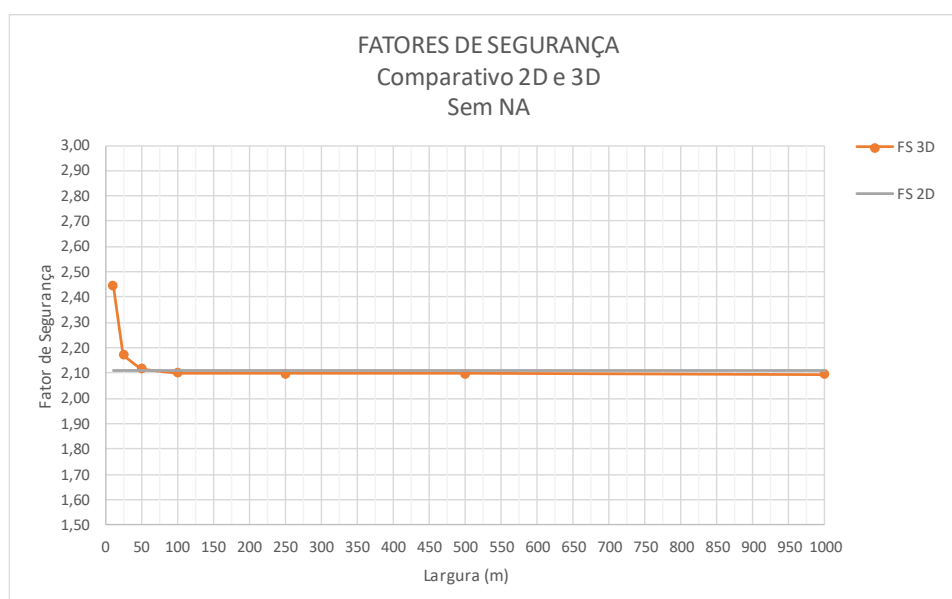


Figura 3.13 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 2, sem NA.

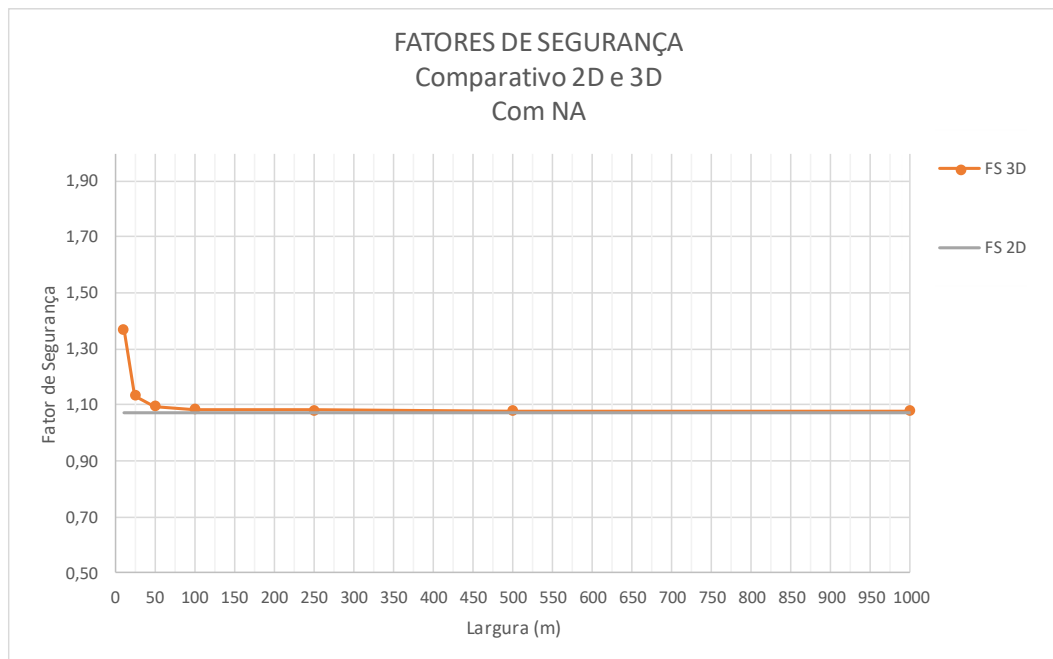


Figura 3.14 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 2, com NA.

Com relação às análises realizadas para o Caso 2 – Talude não Infinito com Topografia Constante, são feitas as seguintes observações:

- assim como para o caso do talude infinito, foi observado o comportamento esperado de que, quanto mais largo o talude 3D, mais o resultado se aproxima da análise 2D. Para este caso, no entanto, os valores de Fator de Segurança começaram a convergir antes, já nas análises em taludes com 25 m e 50 m de largura;
- para maiores larguras de talude 3D na situação sem nível d'água, o fator de segurança obtido para análises 2D foi ligeiramente maior do que os fatores obtidos em análises 3D, o que é considerado por muitos autores como incomum. Esta diferença, no entanto, é considerada pequena (na ordem de 0,01), podendo ser considerado, portanto, que a razão entre os fatores de segurança obtidos nas análises 2D e 3D para este caso é igual à unidade, ou seja, $FS_{2D}/FS_{3D}=1$;
- assim como para o caso anterior, ressalta-se que, a ruptura ocorreu sempre na parte central do talude, uma vez que assim foi determinada a região de procura;
- a diferença percentual entre os fatores de segurança calculados pelos métodos 3D e 2D foi da ordem de 16% para taludes 3D com menores larguras e 0,6% para taludes com maiores larguras, em uma situação sem

nível d'água. Na situação com nível d'água, esses valores foram elevados para 28% e 0,4%, respectivamente.

3.4.

Caso 3 – Talude não Infinito com Altura Variável

As análises realizadas para o Caso 3 consideraram um talude com geometria não infinita, constituído pelo mesmo solo homogêneo. No entanto, apresentando uma variação de topografia linear ao longo de sua largura. O modelo é apresentado na Figura 3.15. Este talude possui extensão de 60 m, com uma profundidade variando de aproximadamente 20 m até 9 m, e com inclinação também igual a 18°.

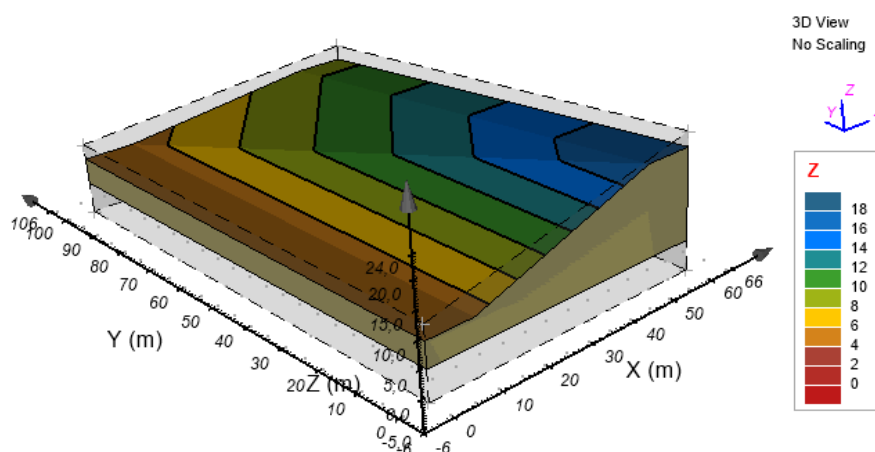


Figura 3.15 Topografia considerada para o modelo analisado no Caso 3.

3.4.1.

Análise de estabilidade 2D para o Caso 3

Igualmente aos casos anteriores, foram realizadas análises de estabilidade em uma seção transversal 2D do talude analisado no Caso 3, também considerando as duas situações de nível d'água.

A seção transversal escolhida para a análise 2D está situada a 1/3 da largura total do talude no caso 3D, com relação à lateral mais alta do talude, conforme apresentado na Figura 3.16. Foi escolhido este ponto para análise, uma vez que está situado em uma região com maior declividade e, portanto, maior probabilidade de ruptura. A Figura 3.17 apresenta a seção analisada.

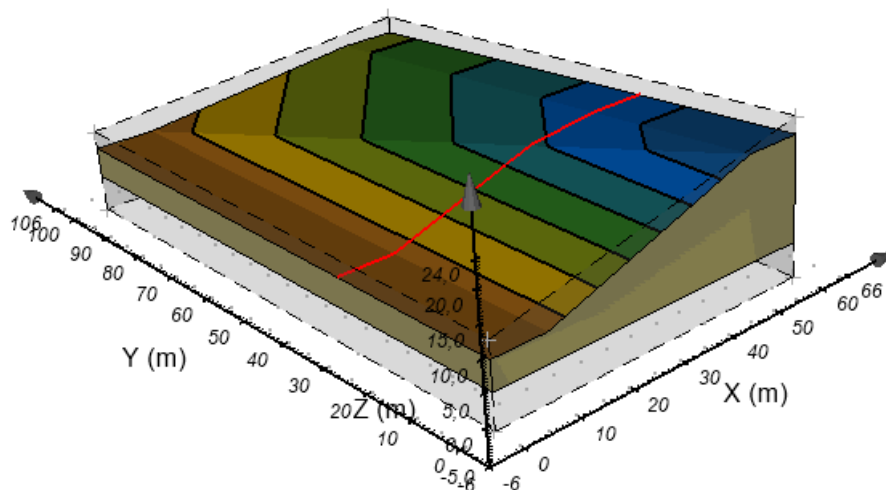


Figura 3.16 Posição da seção definida para análise 2D do Caso 3, localizada a 1/3 da largura total em relação à face mais alta do talude.

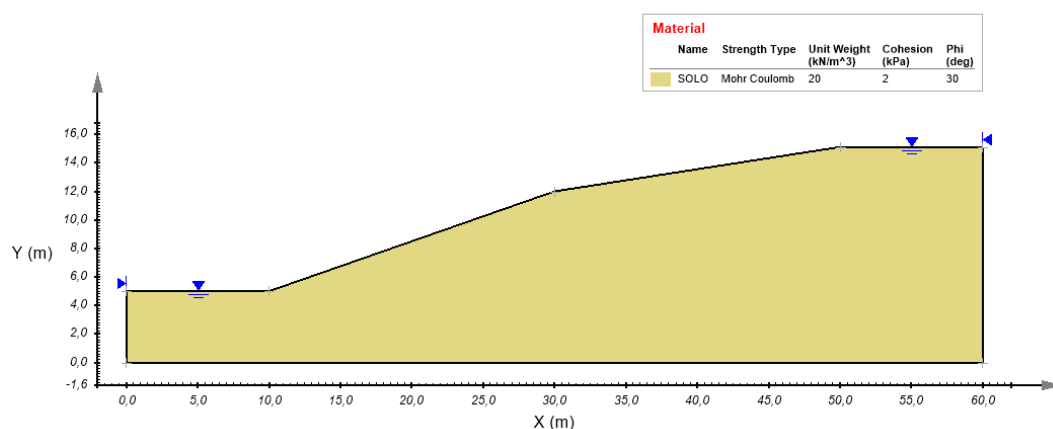


Figura 3.17 Seção definida para análise 2D do Caso 3.

Todas as configurações de análise inseridas neste caso foram as mesmas adotadas nas análises 2D do Caso 2, como apresentado no Item 3.3.1.

Para as análises 2D realizadas para o presente caso, foram obtidos os seguintes fatores de segurança: 1,989, para as situações sem nível d'água, e 1,028, para as situações com nível d'água, como indicam as Figuras 3.18 e 3.19.

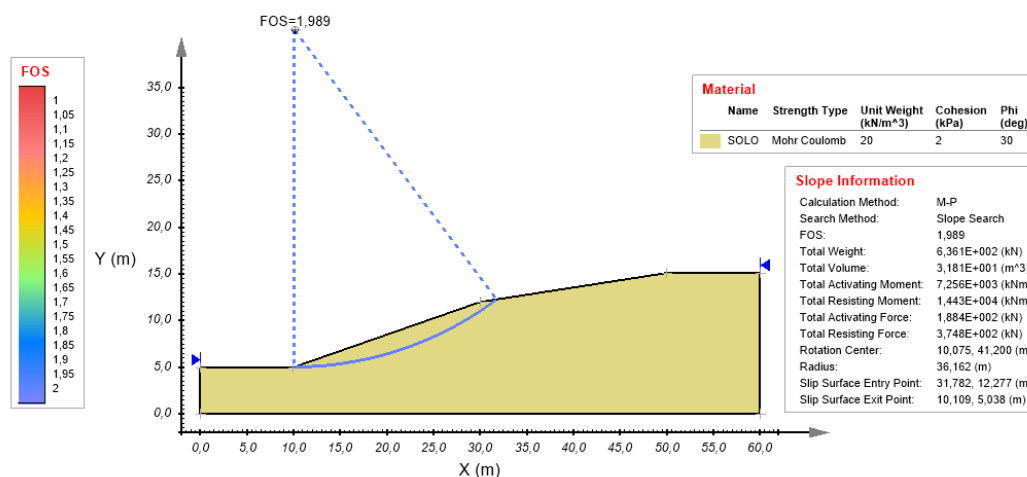


Figura 3.18 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 3, sem NA.

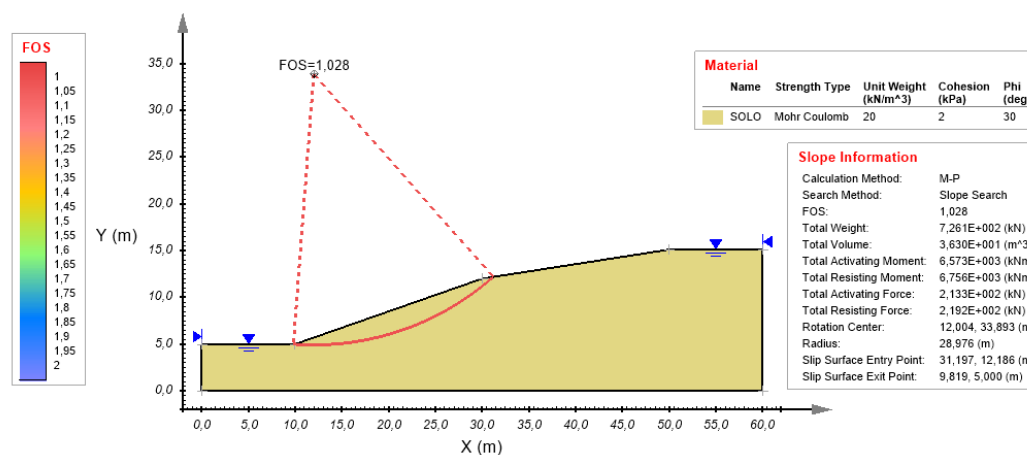


Figura 3.19 Resultado da análise de estabilidade 2D para o Caso 3, com NA.

3.4.2. Análise de estabilidade 3D para o Caso 3

As mesmas análises 3D, para as situações sem e com nível d'água, e considerando a mesma variação da largura "L" do talude, foram realizadas para o Caso 3.

As configurações inseridas no programa computacional foram as mesmas utilizadas nas análises 3D no Caso 2, e a região de procura para esta análise foi estabelecida conforme apresentado na análise 2D do presente caso, na Figura 3.16.

Nas presentes análises, foram obtidos os fatores de segurança reunidos na Tabela 3.4. A Figura 3.20 apresenta um dos resultados das análises 3D, sendo

este de um talude com largura “L” igual a 100 m, para a situação sem NA. Os demais resultados são apresentados no Anexo I.

Tabela 3.4 Resultados das análises de estabilidade 3D para o Caso 3.

Largura "L "	FS análise sem NA	FS análise com NA
10	2,731	1,563
25	2,283	1,215
50	2,185	1,132
100	2,164	1,121
250	2,144	1,107
500	2,135	1,100
1000	2,129	1,097

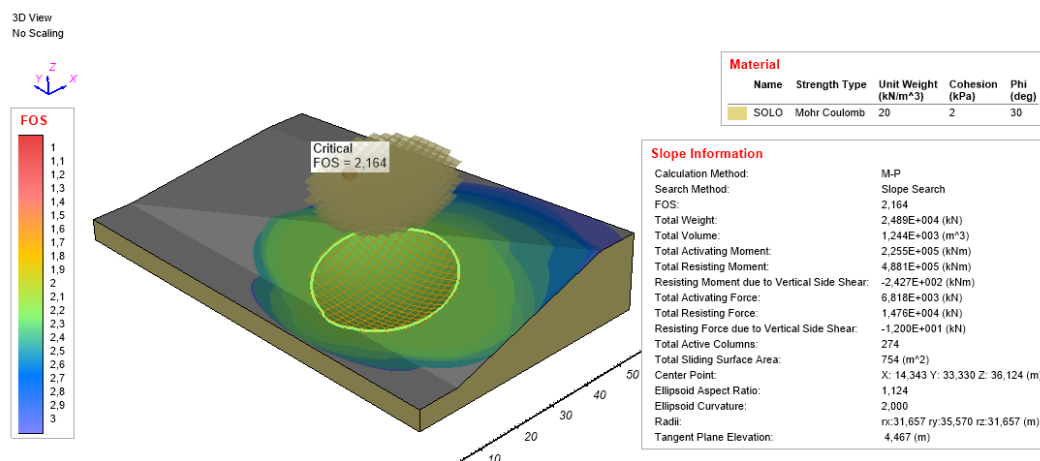


Figura 3.20 Resultado da análise de estabilidade 3D para o Caso 2. Modelo com “L” igual a 100 m, sem NA.

3.4.3. Comparação entre os resultados obtidos para o Caso 2

Os gráficos Fator de Segurança *versus* Largura do Talude, apresentam a comparação entre os resultados obtidos pelas análises 2D e 3D realizadas para o modelo do talude não infinito com altura variável. Estes gráficos são mostrados na Figura 3.21 e Figura 3.22 para as situações sem e com nível d’água, respectivamente.

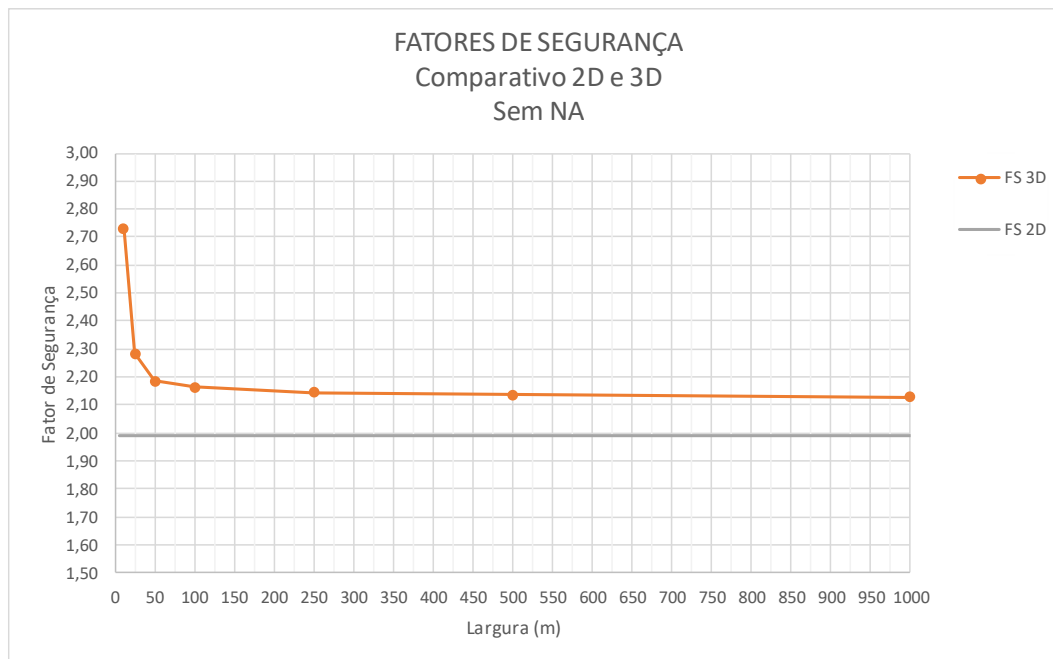


Figura 3.21 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 3, sem NA.

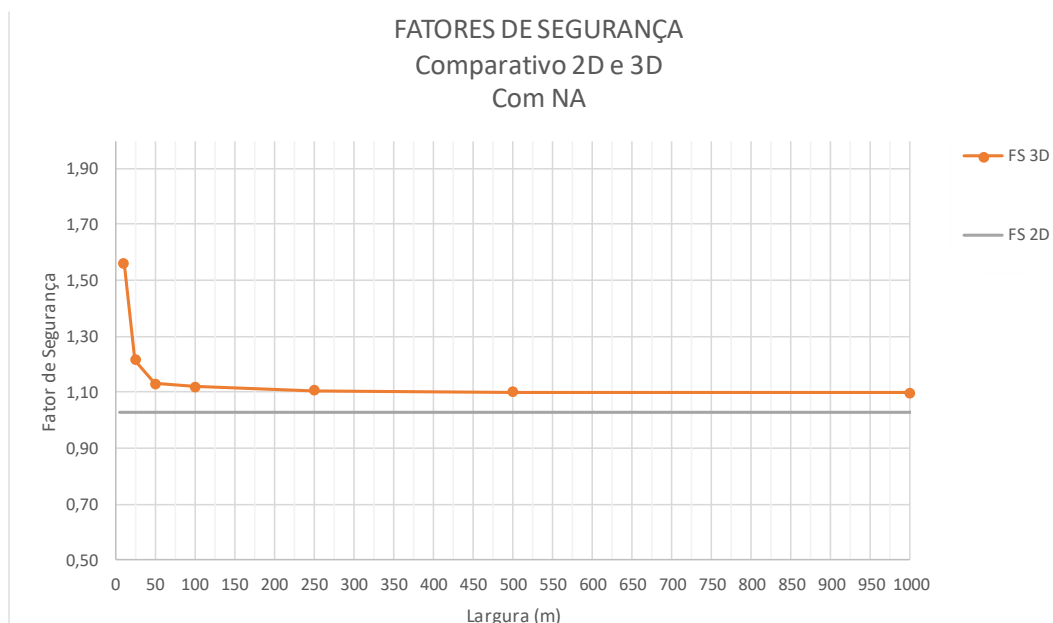


Figura 3.22 Gráfico FS x Largura do Talude comparativo entre os métodos 2D e 3D para análises do Caso 3, com NA.

Algumas observações realizadas a partir das análises para o Caso 3 – Talude não Infinito com Altura Variável são expostas a seguir:

- assim como para os dois casos anteriores, foi observado o comportamento de que, quanto mais largo o talude 3D, mais o resultado se aproxima da

análise 2D, conforme esperado. Para este caso, os Fatores de Segurança começaram a convergir nas análises em taludes com 50 m de largura;

- para todas as larguras de talude 3D, o fator de segurança obtido para análises 2D foi menor do que os fatores obtidos em análises 3D, conforme esperado. Observou-se, no entanto, uma diferença maior entre estes resultados (2D e 3D), para ambas situações, com ou sem nível d'água. Acredita-se que esta diferença tenha ocorrido pela variação na topografia, a qual não pôde ser bem representada em uma seção 2D;
- Ressalta-se que, para este caso, a ruptura ocorreu sempre a 1/3 da distância "L" em relação à face mais alta do talude, uma vez que assim foi determinada a região de procura;
- a diferença percentual entre os fatores de segurança calculados pelos métodos 3D e 2D foi da ordem de 37% para taludes 3D com menores larguras e 7,0% para taludes com maiores larguras, em uma situação sem nível d'água. Na situação com nível d'água, esses valores foram elevados para 52% e 6,7%, respectivamente.

De acordo com Lambe e Whitman (1969), em casos onde os efeitos 3D sejam importantes, pode-se considerar a análise de três seções transversais paralelas e, a partir do fator de segurança obtido para cada uma delas, calcular o fator de segurança ponderado usando o peso total acima da superfície de ruptura como um fator de ponderação. Tal abordagem poderia ser uma alternativa para a análise tridimensional.

Diante do exposto, considera-se que os casos apresentados mostraram coerência, validando as análises 2D e 3D, e dando confiabilidade às análises do caso em estudo, apresentadas no Capítulo subsequente.

4 Estudo de Caso

4.1. Introdução

O presente estudo de caso tem por finalidade a análise e retroanálise da estabilidade de uma encosta que sofreu movimentações na camada superficial de solo. Estas análises e retroanálises serão executadas em modelos bi e tridimensionais, a fim de comparar não apenas os fatores de segurança obtidos, como também os parâmetros geotécnicos dos solos em questão: coesão efetiva (c'), ângulo de atrito efetivo (ϕ') e peso específico (γ).

A encosta analisada está contida em um condomínio localizado na Rodovia Rio-Santos, km 434, no bairro de São Brás, município de Mangaratiba, no Rio de Janeiro. A Figura 4.1 apresenta a região onde está localizado o incidente geotécnico.

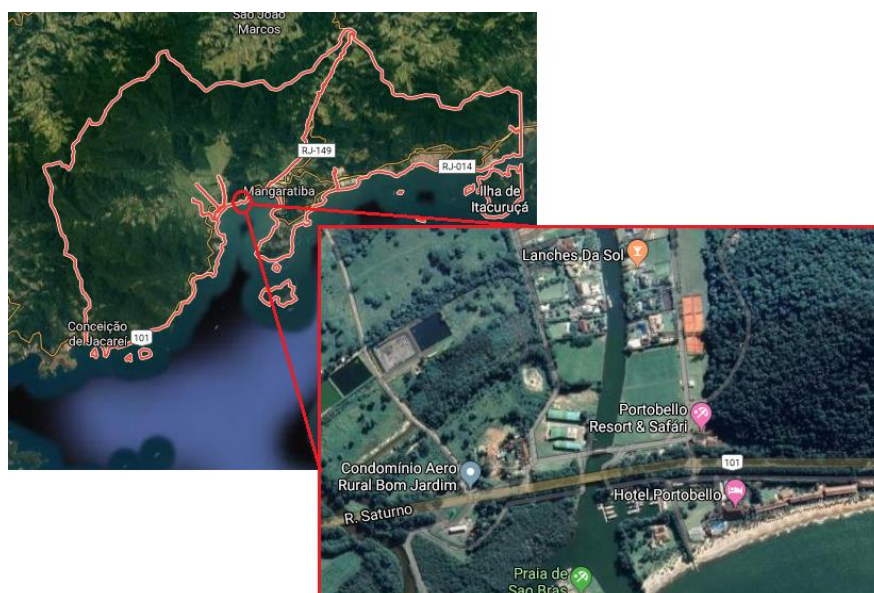


Figura 4.1 Região onde se localiza o incidente geotécnico. Fonte: Google Maps (2020)

Para a execução das análises contidas neste estudo de caso, dispõe-se das seguintes informações de projeto:

- Topografia da região;

- Seção transversal do local onde houve a movimentação;
- Boletins de sondagens a percussão (SPT) executadas no local.

4.2. Propriedades Geotécnicas do Maciço

Devido à limitação de informações recebidas acerca das propriedades geotécnicas do maciço analisado, foram realizadas correlações empíricas com os valores de N_{SPT} , retirados das sondagens SPT, para obtenção dos parâmetros geotécnicos necessários às análises de estabilidade. Ressalta-se que estas correlações apresentam em geral resultados grosseiros, os quais devem ser utilizados com cautela, normalmente em casos de estudos preliminares.

Por se tratar de um estudo acadêmico, no entanto, foi considerada razoável a utilização de parâmetros obtidos por correlação. Além disso, a fim de obterem-se resultados mais assertivos, foram feitas, ainda, pesquisas na literatura sobre o solo da região analisada.

Desta forma, para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo serão usadas não apenas correlações empíricas, mas dados de ensaios realizados na região em estudo.

4.2.1. Análise e interpretação das sondagens

Dentre os dados de sondagem de simples reconhecimento SPT recebidos, encontram-se três sondagens realizadas em 2010 e duas em 2019. Estes perfis de sondagens encontram-se no Anexo II, e foram analisados a fim de se obter os parâmetros de resistência dos solos no local.

De maneira geral, após a análise das sondagens, foram observadas em todos os perfis as seguintes camadas de solo:

- camada superficial de silte predominantemente arenoso com espessura média de 5 m, e N_{SPT} médio igual a 3, de compactação fofa. Trata-se de uma provável camada de solo coluvionar, oriundo das movimentações já decorrentes no maciço;
- camada intermediária de silte predominantemente arenoso, com N_{SPT} variando entre 10 e 15, medianamente compacto. Trata-se de uma

- camadas inferiores de solo residual jovem, de silte arenoso ou silte arenoso micáceo, com N_{SPT} variando entre 37 e 90, de compacto a muito compacto.

A Figura 4.2 apresenta a seção transversal analisada, com as camadas estabelecidas após a análise das sondagens. Estão dispostas na figura da seção as sondagens realizadas, com seus respectivos valores de N_{SPT} , a linha em laranja (tracejada) que representa a possível superfície de ruptura extrapolada a partir de análises das sondagens realizadas no local, e o nível d'água (em azul), também estimado a partir das sondagens. Ressalta-se que o presente estudo não teve como objetivo realizar a variação do nível d'água, sendo assumido o nível d'água médio obtido pela seção transversal recebida.

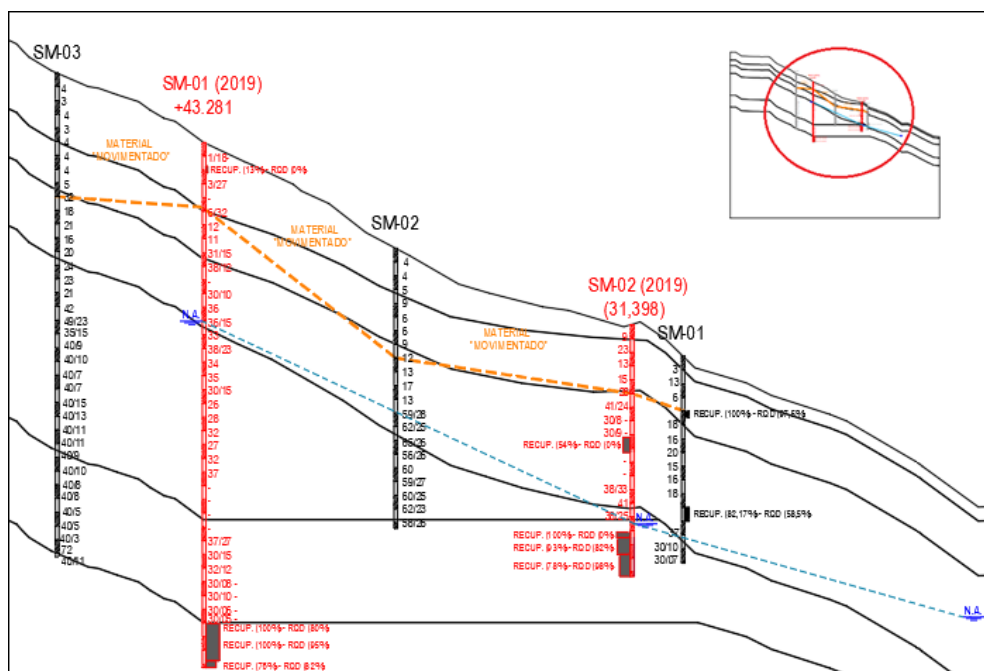


Figura 4.2 Seção transversal analisada. Fonte: Adaptado de Levantamento Planialtimétrico e Cadastral - Condomínio Cação, Mangaratiba – RJ (2019).

Foram admitidas, portanto, 6 camadas, conforme apresentado na Figura 4.2. Estas camadas foram divididas da seguinte forma:

- camada 1 - silte arenoso com restos vegetais, possível colúvio, com espessura variando de 1,0 m a 5,0 m;
- camada 2 - solo residual maduro, com espessura entre 3,5 m a 4,0 m;
- camada 3 - solo residual jovem, com espessura variando de 5,0 m a 8,5 m;
- camada 4 - solo residual jovem compacto, com espessura variando de 0 a 14,0 m;
- camada 5 - solo residual jovem muito compacto, com espessura variando de 5,0 m a 7,5 m.
- camada 6 - rocha sã.

4.2.2. Correlações Empíricas

Como comentado anteriormente, os parâmetros de resistência dos solos foram obtidos por correlações empíricas com os valores de N_{SPT} . Novamente, ressalta-se que foram utilizadas como base as sondagens mais recentes, realizadas em 2019, a fim de se obter parâmetros mais atualizados do local.

Para tanto, primeiramente foi estimado o valor do ângulo de atrito, calculado pelo valor mínimo encontrado dentre diversos métodos de correlação do valor do ângulo de atrito para solos arenosos com o valor de N_{SPT} , a fim de obter o resultado mais conservador.

As correlações utilizadas foram para estimativa de parâmetros de resistência em solos arenosos, apresentadas nas Equações 4.1 a 4.5:

- Correlação proposta por Teixeira (1996, apud Cintra et al., 2011):

$$\phi = \sqrt{23 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (4.1)$$

Onde, ϕ é o ângulo de atrito e N_{SPT} a resistência à penetração do amostrador padrão no ensaio SPT.

- Correlação proposta por Bowles (1996, apud Tonus, 2009):

$$\phi = 0,45 \cdot N_{70} + 20 \quad (4.2)$$

Onde, N_{70} é um fator ajustado para uma taxa de energia padrão de acordo com a velocidade do martelo, dado por $N_{70} = \frac{(N_{SPT} \cdot \text{Energia aplicada})}{0,70}$.

- Correlação proposta por Teixeira (1996, apud Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$\phi = 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{SPT}} \quad (4.3)$$

- Correlação proposta por Hatanaka e Uchida (1996, apud Schnaid e Odebrecht, 2012):

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT}^{60}} \quad (4.4)$$

Onde, N_{SPT}^{60} é um fator ajustado para uma taxa de energia padrão de acordo com a velocidade do martelo, dado por $N_{SPT}^{60} = 24N_{SPT} \cdot 1,13$.

- Correlação proposta por Godoy (1983, apud Cintra et al., 2011):

$$\phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT} \quad (4.5)$$

Dentre todas as correlações realizadas para a estimativa do ângulo de atrito, a correlação proposta por Bowles (1996, apud Tonus, 2009) apresentou os menores valores de ângulo de atrito calculados. Dessa forma, foram estimados os valores calculados por esta formulação, reunidos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Valores de ângulo de atrito estimados por camada.

Camada	ϕ' (°)
Camada 1	21,0
Camada 2	25,0
Camada 3	41,0
Camada 4	36,0
Camada 5	41,0

A segunda correlação com os valores de N_{SPT} foram feitas para a obtenção do peso específico dos solos. Os valores de peso específico foram obtidos pela correlação proposta por Godoy (1972, apud Cintra et al., 2011) para solos arenosos, conforme apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Peso específico para solos arenosos. Fonte: Godoy (1972, apud Cintra et al., 2011).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

A Tabela 4.3 apresenta os valores de peso específico estimados para as diferentes camadas.

Tabela 4.3 Valores de peso específico estimados por camada.

Camada	γ (KN/m ³)
Camada 1	16,0
Camada 2	17,0
Camada 3	20,0
Camada 4	21,0
Camada 5	21,0

A coesão foi o último parâmetro a ser estimado. Por se tratar de um silte arenoso, foram estimados valores de coesão iniciais variando de 1 kPa até 5 kPa com as camadas de solo.

Uma vez que foram realizadas retroanálises, estes valores inicialmente determinados para a coesão do solo foram modificados no decorrer das análises. Optou-se por fixar o valor do ângulo de atrito e realizar a variação da coesão, até a obtenção do resultado esperado, conforme sugerido por Mello (1972), Gomes (2003) e Augusto Filho e Virgili (1998, apud Gomes, 2017). Ou seja, variou-se a coesão até que fosse encontrada a geometria mais aproximada da ruptura real, com um fator de segurança próximo à unidade.

De acordo com as correlações realizadas, foram estimados os parâmetros apresentados na Figura 4.3

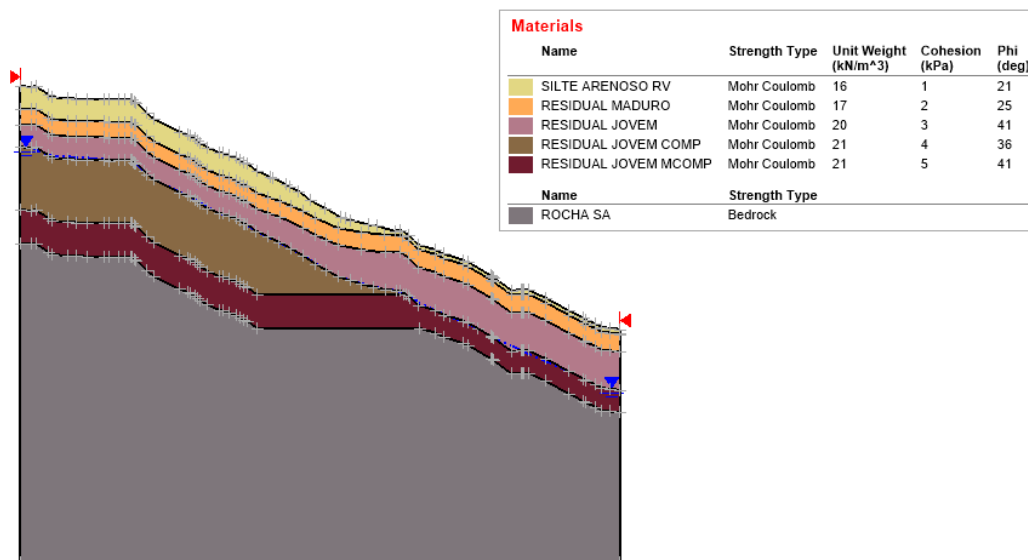


Figura 4.3 Seção transversal com tabela de parâmetros de resistência estimados pelas correlações.

Ressalta-se que, para a última camada, foram admitidos valores de rocha sã, incluídos pelo próprio programa computacional, uma vez que esta camada apresentou valores de RQD elevados nas sondagens, superiores a 80%, o que indica qualidade boa a excelente.

4.2.3. Correlações com a literatura

Sabe-se que a estimativa de parâmetros geotécnicos por correlação empírica deve ser evitada, principalmente se tratando do ensaio SPT, uma vez que este pode apresentar valores de correlação considerados grosseiros.

Sendo assim, a fim de melhor avaliar os parâmetros obtidos através das correlações, foram pesquisados na literatura parâmetros fornecidos por ensaios realizados na região.

De acordo com o mapa Geológico do CPRM (2016) e com o estudo realizado por Salaverry (2013), a região analisada pertence ao Complexo Rio Negro, com predominância de rochas do tipo biotita gnaiss com presença de migmatitos e granitos, conforme Figura 4.4

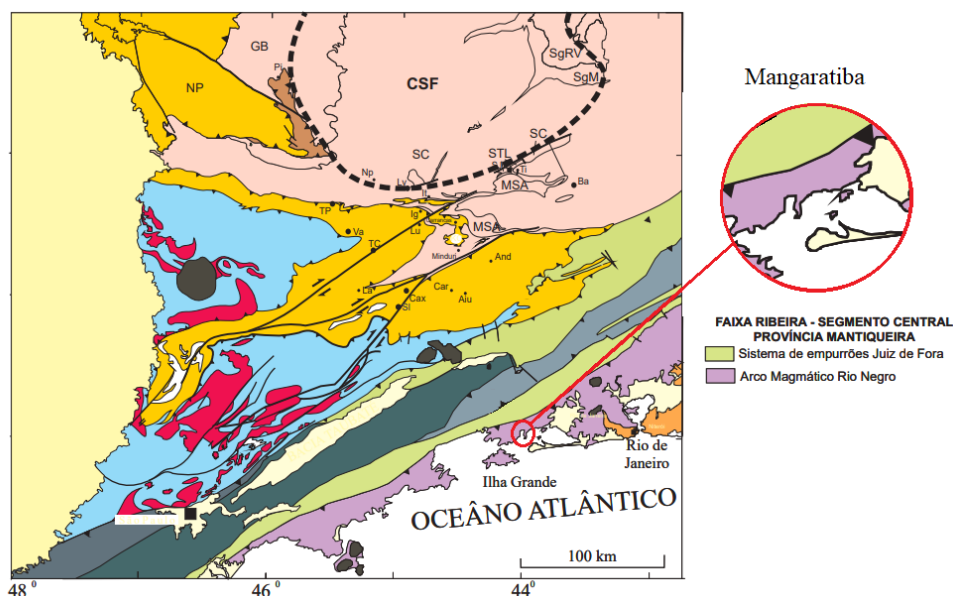


Figura 4.4 Mapa do encarte tectônico simplificado da região sudeste do Brasil com localização da área de estudo. Fonte: Adaptado Trouw et al (2000, apud Salaverry, 2013).

Amaral Jr. (2007) realizou sua pesquisa acerca das rochas e solos nos municípios de Mangaratiba e Itaguaí. Segundo este autor, a geologia desta região, pertencente à unidade Rio Negro (DRM, 1983, apud Amaral Jr., 2007), é basicamente formada por migmatitos, granitos e biotita gnaisse, com depósitos de colúvios-aluvionares e pequenas praias próximas à costa.

A Geomorfologia principal da região é, portanto, constituída de planícies de colúvio-aluvionares, planícies fluvio-marinhas e escarpas serranas, com ocorrência de colúvio e depósitos de tálus.

Este autor obteve alguns parâmetros que ele denominou como “materiais inconsolidados residuais” das rochas desta região. Estes parâmetros foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto e análise dos índices físicos em laboratório. Os resultados obtidos por Amaral Jr. (2007) estão consolidados Tabela 4.4

Tabela 4.4 Parâmetros geotécnicos dos solos residuais obtidos por Amaral Jr. (2007).

Características dos Solos			Parâmetros Efetivos			Parâmetros Residuais		
Litologia	Solo	Textura	γ (KN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (KN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Biotita Gnaisse	Residual Maduro	Areno-silto-argiloso	13,3	14,5	37,0	15,6	8,0	32,0
	Residual Jovem	Areno-siltoso	14,9	17,5	41,0	17,0	4,5	42,0
	Saprolítico	Areno-siltoso	12,5	26,5	32,0	14,9	10,0	32,0
Migmatito	Residual Maduro	Areno-siltoso	12,7	6,5	42,0	13,3	5,5	39,0
	Residual Jovem	Areno-silto-argiloso	11,0	6,5	45,0	13,5	1,0	42,0
	Saprolítico	Areno-siltoso	12,4	12,0	34,0	13,3	9,0	32,0

Foram utilizados, para fim de comparação, os valores mínimos obtidos por Amaral Jr. (2007). Estes valores são apresentados na Tabela 4.5

Tabela 4.5 Valores mínimos adotados a partir dos parâmetros obtidos por Amaral Jr. (2007).

Solo	Parâmetros Mínimos		
	γ (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Residual Maduro	12,7	5,5	32,0
Residual Jovem	11,0	1,0	41,0
Saprolítico	12,4	9,0	32,0

Amaral Jr. (2007) também realizou ensaios em solos transportados neste local, os quais podem ser comparados com a camada superficial de provável solo coluvionar. Em seus estudos, portanto, foram obtidos os seguintes valores mínimos:

- Peso específico: $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$
- Coesão: $c' = 9 \text{ kPa}$
- Ângulo de atrito: $\phi' = 26^\circ$

Sendo assim, compara-se os solos estudados por Amaral Jr. (2007) às camadas adotadas no presente estudo da seguinte maneira:

Tabela 4. 6 Relação entre os solos estudados por Amaral Jr. (2007) e as camadas adotadas no presente estudo.

Camada	Descrição obtida pelas sondagens	Descrição de Amaral (2007)
Camada 1	Silte arenoso com restos vegetais	Solos transportados
Camada 2	Solo residual maduro	Solo residual maduro
Camada 3	Solo residual jovem	Solo residual jovem
Camada 4	Solo residual jovem compacto	Solo Saprolítico
Camada 5	Solo residual jovem muito compacto	

4.2.4.

Parâmetros de resistência adotados

Para a escolha dos parâmetros, foram comparados os resultados mínimos obtidos por Amaral Jr. (2007) com os valores estimados pelas correlações, chegando-se às seguintes conclusões:

- os valores de peso específico adotados pelas correlações foram substancialmente maiores do que os obtidos nos ensaios realizados por Amaral Jr. (2007), principalmente em se tratando dos solos mais profundos, ou seja, solos residuais jovens. Optou-se, portanto, por reduzir esses valores de forma conservadora e de acordo com os resultados obtidos em laboratório;
- os valores estabelecidos para a coesão dos solos também apresentam divergências com os resultados dos ensaios realizados por Amaral Jr. (2007). No entanto, optou-se por manter os valores de coesão estimados inicialmente, a fim de prosseguir com a retroanálise e avaliar a necessidade de mudança nesses parâmetros;

- os valores elevados de ângulo de atrito, obtidos nos ensaios realizados por Amaral Jr. (2007), corroboram com os valores adotados pelas correlações empíricas, principalmente no caso dos solos residuais jovens que apresentaram valores de ângulo de atrito aparentemente elevados para o tipo de material analisado (41°). Os valores de ângulo de atrito foram, portanto, mantidos conforme estimados pela correlação.

A Figura 4.5 reúne os parâmetros de resistência adotados a partir da discussão apresentada.

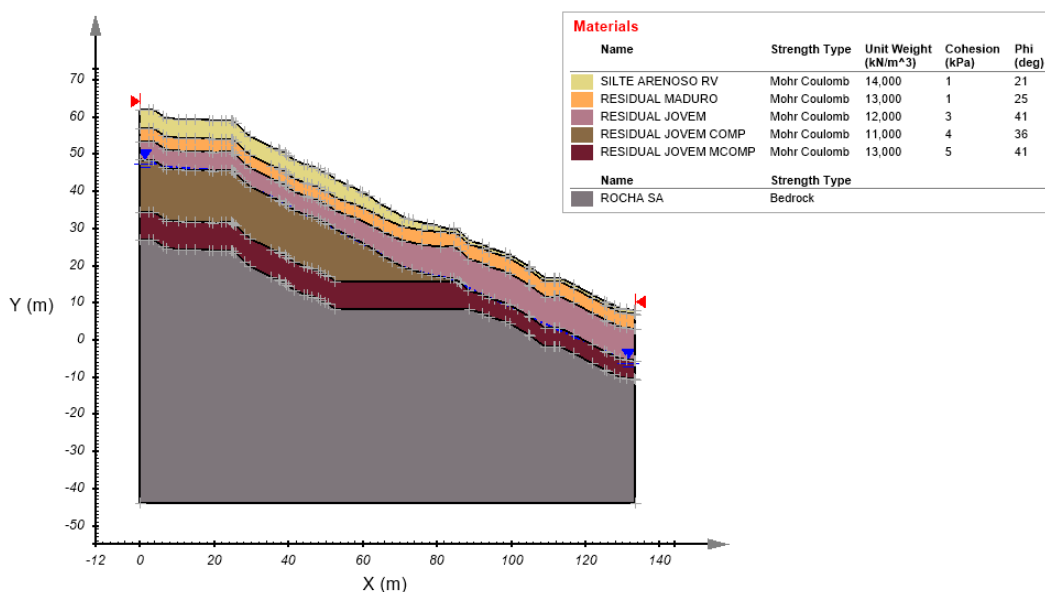


Figura 4.5 Seção transversal com tabela de parâmetros de resistência finais adotados para as análises.

4.3. Estabilidade do Maciço

Uma vez estabelecidos os parâmetros de resistência dos solos, o presente item pretende apresentar as análises e retroanálises realizadas nos modelos bi e tridimensionais do maciço em análise.

4.3.1. Modelos analisados

Para a realização das análises e retroanálises, foi, primeiramente, elaborado o modelo computacional no programa *SVSlope*.

O modelo bidimensional, para as análises 2D, foi elaborado a partir da seção transversal enviada com os arquivos de projeto. Foi, portanto, elaborada a seção 2D em *AutoCad* e esta foi importada no programa *SVSlope* para a realização das análises. O modelo bidimensional foi apresentado anteriormente na Figura 4.5

Já o modelo tridimensional, foi gerado a partir do conceito de regiões e superfícies. A região delimita o modelo “lateralmente”, enquanto as superfícies definem seu volume. Tais informações foram obtidas da topografia do local.

Tanto para a formação da região, quanto das superfícies, foram inseridos no *SVSlope* os pontos de coordenadas que formam a topografia do local, os quais foram coletados do *AutoCad*. Para a formação das superfícies, especificamente, estes pontos foram interpolados através da krigagem por pontos próximos (*nearest point*), sendo este utilizado para estimar uma superfície através de um conjunto de pontos de elevação, baseado em modelos estatísticos. Todas as superfícies foram inseridas com malha regular, com espaçamentos de 0,70 m, tanto na direção x quanto em y.

A camada superficial do modelo foi inserida a partir dos pontos obtidos do arquivo.dwg conforme recebido. Já para as demais camadas do solo, inferiores, foram geradas novas superfícies topográficas no *AutoCad*, fazendo as modificações necessárias para que a superfície real se encaixasse no modelo desejado, obtido a partir das sondagens. Essas superfícies foram inseridas no modelo da mesma forma explicada anteriormente.

4.3.2. Análises de Estabilidade

Inicialmente, foram realizadas as análises de estabilidade para os casos 2D e 3D. Esta análise levou em consideração os parâmetros de resistência estabelecidos no item anterior, apresentados na Figura 4.5

Sendo assim, são apresentados os resultados das análises de estabilidade para os parâmetros iniciais.

(a) Análise 2D

Por se tratar de um talude não homogêneo, ou seja, com diferentes camadas de solo, e uma vez que a movimentação do maciço apresentou formato não circular, optou-se por inserir no programa computacional *SVSlope* o método de procura *Slope Search* para rupturas do tipo compostas (*Composite Circular*). Foi

adotado, portanto, o método que procura a superfície de ruptura mais crítica, ou seja, com o menor valor de fator de segurança, para a região de procura adotada.

Nas análises, foram geradas 1000 superfícies de ruptura, pelo método de Morgenstern e Price, com variação da procura de λ entre -0,1 e 5. A seção foi dividida em 100 fatias, e foi admitida tolerância máxima para variação entre iterações de 0,001, com número máximo de iterações igual a 100. O número de fatias e iterações foi escolhido após serem realizados testes que provaram que, para maiores valores, o fator de segurança permaneceu o mesmo, optando-se por manter estes valores médios para não elevar o tempo de resolução das análises. Já a tolerância foi mantida como sugestão (*default*) do próprio programa.

Para esta análise, não foram admitidos ângulos de entrada e saída da ruptura e, também, não foram estipulados profundidade e volume mínimos para a seção de ruptura. O nível d'água foi estabelecido conforme apresentado na seção transversal recebida de projeto, adotado no programa como lençol freático (*water table*) e aplicado às três camadas mais profundas de solo (solo residual jovem).

O fator de segurança mínimo encontrado para esta análise foi de 0,829. A Figura 4.6 apresenta o resultado desta análise, com todas as prováveis superfícies de ruptura para fatores de segurança com valores até a unidade.

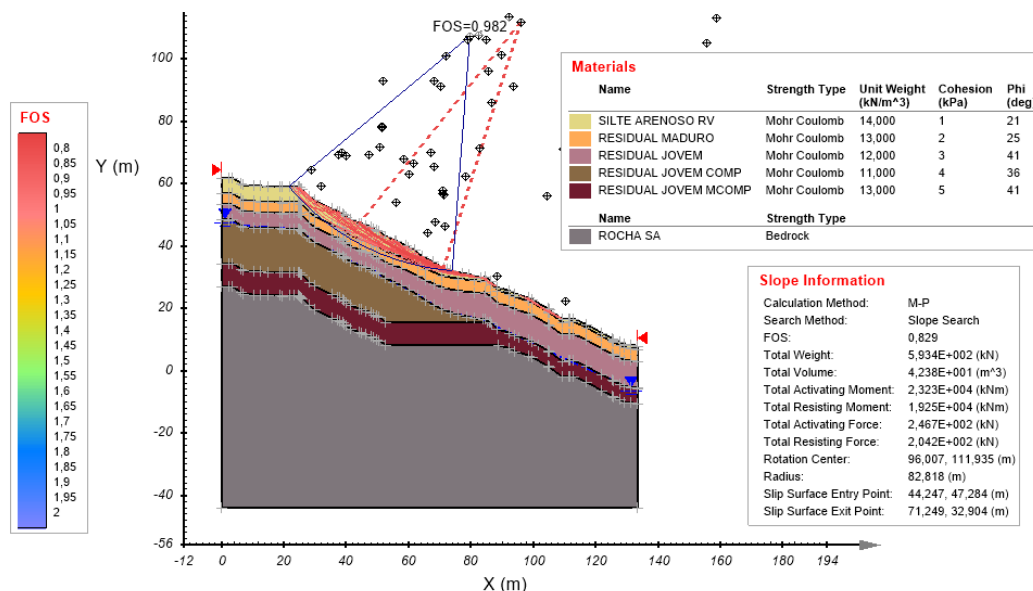


Figura 4.6 Resultado da análise de estabilidade 2D na seção transversal do maciço analisado.

Observa-se que a análise de estabilidade, com os parâmetros inicialmente admitidos, resulta em uma maior chance de rupturas superficiais, na camada de silte arenoso, provável colúvio. Dentre todas as superfícies de ruptura com fatores

de segurança variando do mínimo, $FS = 0,829$, até o fator de segurança unitário, $FS = 1,00$, destaca-se apenas uma provável superfície de ruptura que atravessa a camada de solo residual maduro, a uma profundidade de 8,0 m aproximadamente, a qual possui fator de segurança $FS = 0,982$.

(b) Análise 3D

A análise de estabilidade 3D foi também realizada a partir do método de procura *Slope Search* para rupturas do tipo compostas (*Composite Circular*). Foram admitidas para as análises no modelo 3D rupturas do tipo elipsoide híbrido, com proporção (*aspect ratio*) variando de 0,8 a 0,9. Estes valores controlam o intervalo e o número de proporções de elipsoides a serem gerados para cada centro de ruptura. Foi determinada uma menor variação para que o elipsoide não tenda a ser muito mais alongado em uma das direções.

Assim como na análise 2D, foram geradas 1000 superfícies de ruptura, pelo método de Morgenstern e Price, com variação da procura de λ entre -0,1 e 5. A seção transversal foi dividida em 100 fatias, e a direção y, ou seja, a largura “L” foi dividida em 50 fatias. Foi admitida tolerância máxima para variação entre iterações de 0,001, com número máximo de iterações igual a 500. A escolha destes valores ocorreu da mesma maneira que para a análise 2D.

Para esta análise, não foram admitidos ângulos de entrada e saída e não foram estipulados profundidade e volume mínimos para a seção de ruptura. Conforme o projeto, o nível d’água foi estabelecido como lençol freático (*water table*) e aplicado às três camadas mais profundas de solo (solo residual jovem).

Conforme mencionado no Capítulo 3, o programa *SVSlope*, da *SoilVision Systems Ltd.*, permite, nas análises 3D, considerar a resistência ao cisalhamento ao longo dos dois lados verticais da massa escorregada paralelamente à direção do movimento, para simular com mais precisão os “efeitos finais” do deslizamento 3D. Foi incluída na presente análise, portanto, a resistência ao cisalhamento ao longo das laterais da superfície de ruptura.

Por fim, a região de procura estabelecida para a análise foi definida a partir da localização da seção transversal no modelo, a fim de que fosse comparada ao potencial de ruptura na mesma região analisada no modelo 2D. Esta seção está representada em vermelho no modelo apresentado na Figura 4.7.

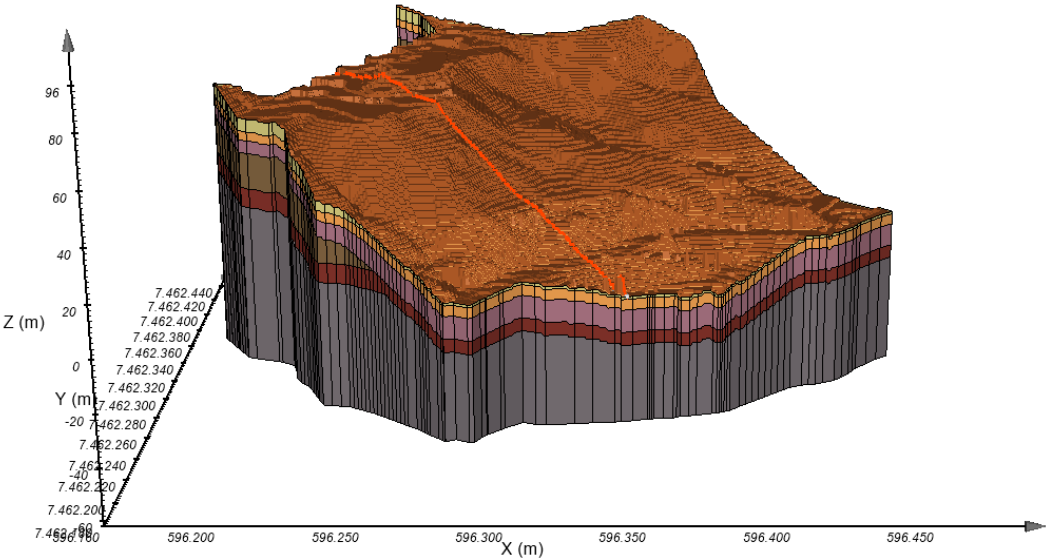


Figura 4.7 Região de procura para a análise do modelo tridimensional.

O fator de segurança mínimo encontrado para esta análise foi de 1,001, ou seja, houve apenas uma superfície de ruptura provável com fator de segurança até a unidade. A Figura 4.8 apresenta o resultado desta análise no modelo 3D, e a Figura 4.9 apresenta o corte 2D para este resultado.

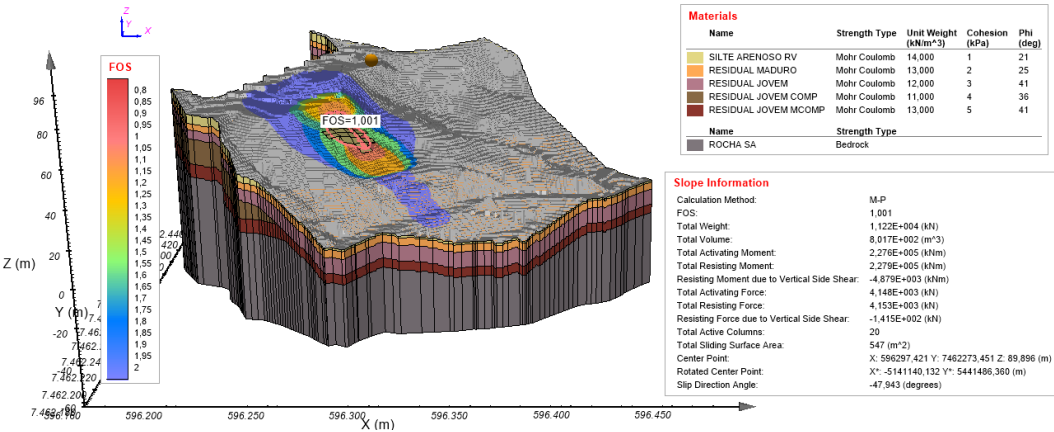


Figura 4.8 Resultado da análise de estabilidade 3D no modelo.

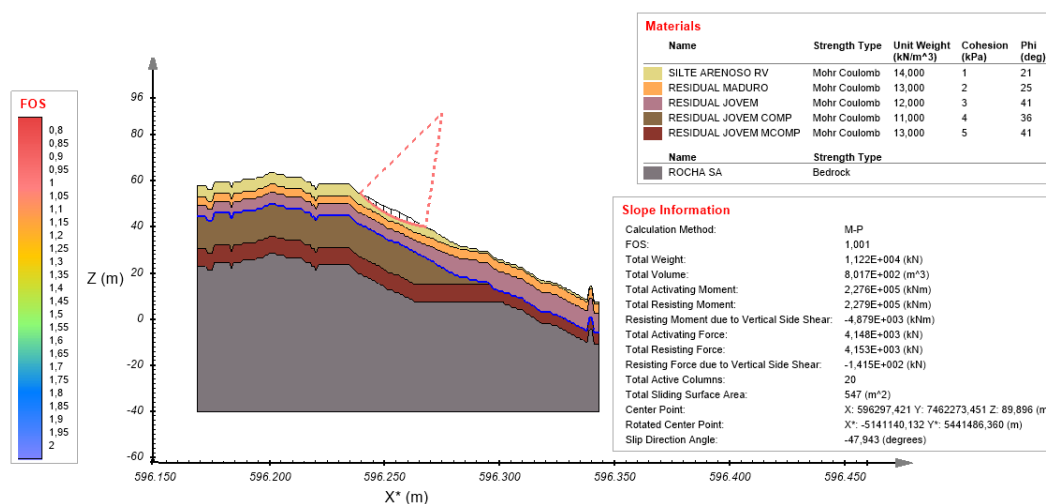


Figura 4.9 Corte 2D do resultado da análise de estabilidade 3D no modelo.

Com relação à análise de estabilidade 3D, com os parâmetros inicialmente admitidos, foi observado que existe situação de iminência de ruptura. Esta ruptura tende a ocorrer preferencialmente na camada superficial, de solo coluvionar, assim como observado pela análise 2D, a uma profundidade de aproximadamente 4,0 m.

4.3.3. Retroanálises

Apesar de a movimentação de solo observada no local ter ocorrido nas camadas mais superficiais, as análises 2D e 3D realizadas com os parâmetros inicialmente estimados não apresentaram localização e geometria compatíveis com a ruptura real. Desta forma, prossegue-se o estudo com as retroanálises nos modelos bi e tridimensionais, novamente a fim de estimar os parâmetros mais próximos da situação de campo.

As retroanálises foram realizadas com o objetivo de encontrar o fator de segurança unitário para uma geometria mais aproximada da ruptura real, a qual é apresentada na Figura 4.10.

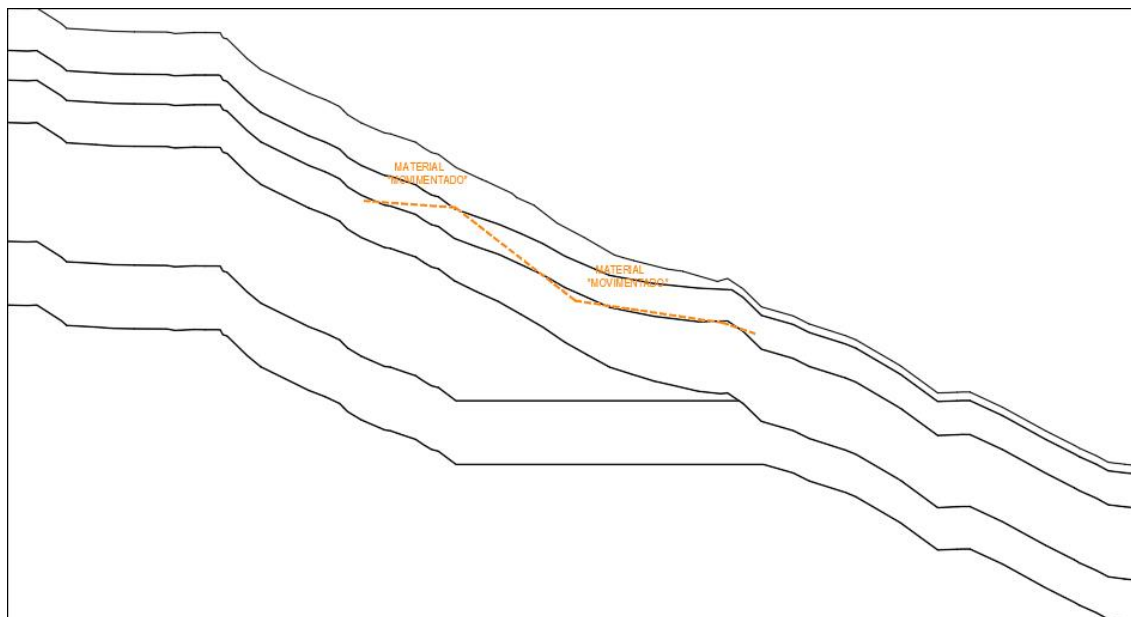


Figura 4.10 Seção transversal com representação da região de ruptura. Fonte: Adaptado de Levantamento Planialtimétrico e Cadastral - Condomínio Cação, Mangaratiba – RJ (2019).

(a) Retroanálises 2D

Foram realizadas análises de estabilidade 2D na seção transversal onde houve instabilidade do maciço, com variação da coesão dos solos, a fim de retroanalisar a ruptura ocorrida no local.

Por se tratar da mesma seção de análise, as configurações inseridas no programa foram as mesmas da análise de estabilidade 2D, apresentada no item 4.3.2 (a).

Para a presente análise, no entanto, foi considerada a profundidade mínima de 7,0 m para a seção de ruptura. Esta profundidade foi estipulada a fim de garantir que a superfície de ruptura passe pelo local indicado em planta durante a retroanálise.

Algumas análises de estabilidade foram realizadas com a variação da coesão efetiva dos solos, até chegar à combinação de parâmetros de resistência que apresentaram uma ruptura com fator de segurança e geometria próximos ao esperado. O fator de segurança mínimo encontrado para esta análise, portanto, foi de 0,959, conforme apresentado na Figura 4.11. São apresentadas, ainda, as demais superfícies de ruptura com fatores de segurança inferiores ou iguais à unidade.

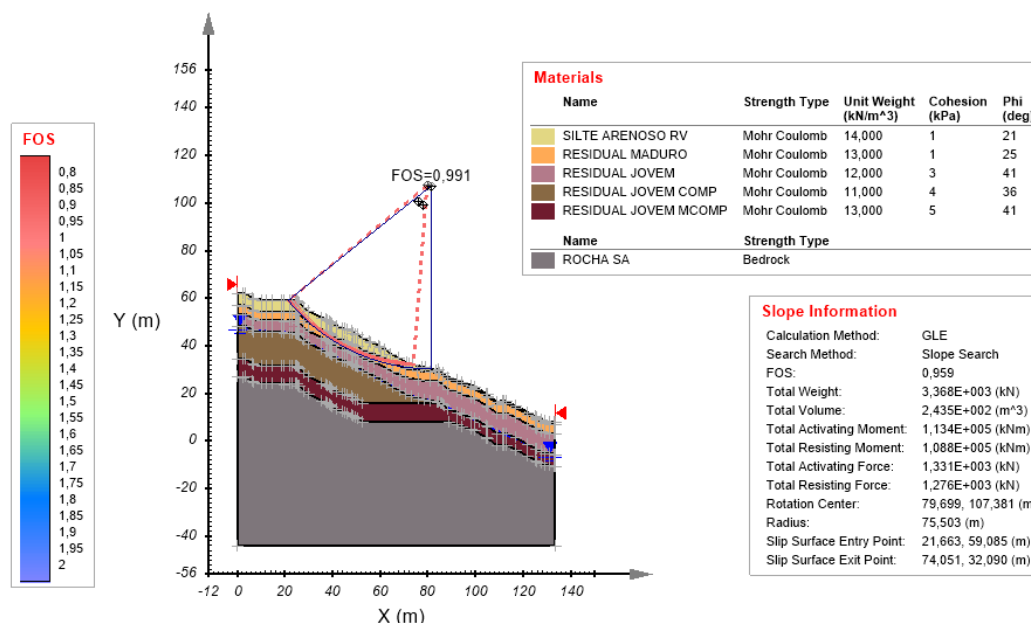


Figura 4.11 Resultado da retroanálise 2D na seção transversal do maciço analisado.

A retroanálise da seção 2D resultou em algumas superfícies de ruptura passando pela camada de solo residual maduro, conforme desejado. Contudo, a ruptura que apresentou a geometria mais condizente com a situação real está destacada em azul marinho na Figura 4.11 e apresenta fator de segurança $FS = 0,991$. Esta ruptura, além de atravessar o solo residual maduro, estende-se até o ponto de saída mais próximo como sugerido na seção de projeto, apresentando uma profundidade máxima de aproximadamente 8,0 m.

(b) Retroanálise 3D

Para a retroanálise no modelo 3D, as configurações inseridas no programa foram iguais às da análise 3D, com exceção da profundidade e volume mínimos que foram estipulados para a seção de ruptura.

A profundidade mínima estabelecida para a presente retroanálise foi de 7,0 m, de acordo com os motivos explicitados no item 4.3.3 (a) da retroanálise 2D. Já para a determinação do volume mínimo, foi realizado um cálculo do volume aproximado da ruptura, a partir da superfície de ruptura mostrada na seção transversal. Para este cálculo, foi adotada uma superfície circular, com diâmetro igual a 45 m (comprimento da ruptura medido em planta) e profundidade de 3,5 m (considerada metade da profundidade medida na seção, uma vez que a superfície é "circular"). Com isso, foi obtido um volume de 5.500 m³. Foi estipulado, portanto, o volume mínimo de procura igual a 4.000 m³.

Para a mesma região de procura estabelecida para a análise 3D, foi realizada a retroanálise com a variação da coesão efetiva dos solos, até que fosse obtida a geometria esperada, com um fator de segurança próximo à unidade. O resultado obtido é apresentado nas Figuras 4.12 e 4.13, com fator de segurança $FS = 1,056$.

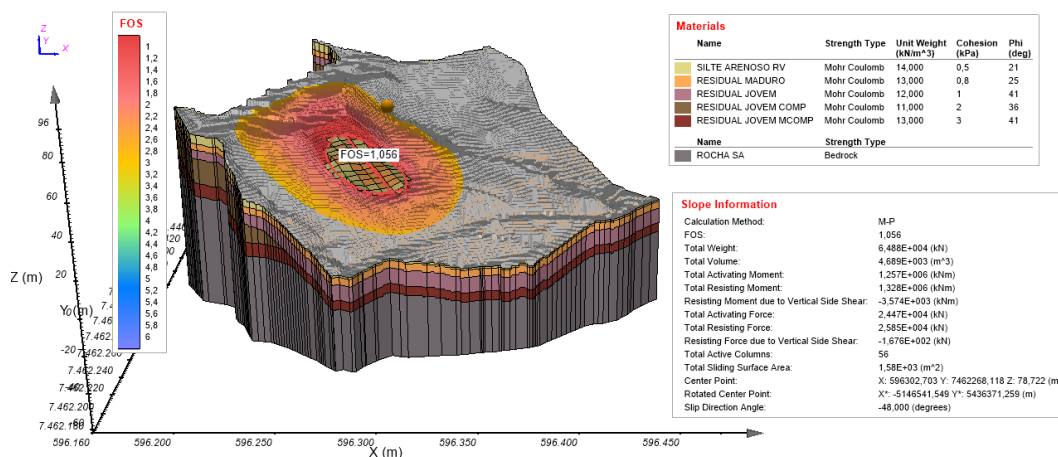


Figura 4.12 Resultado da retroanálise 3D no modelo.

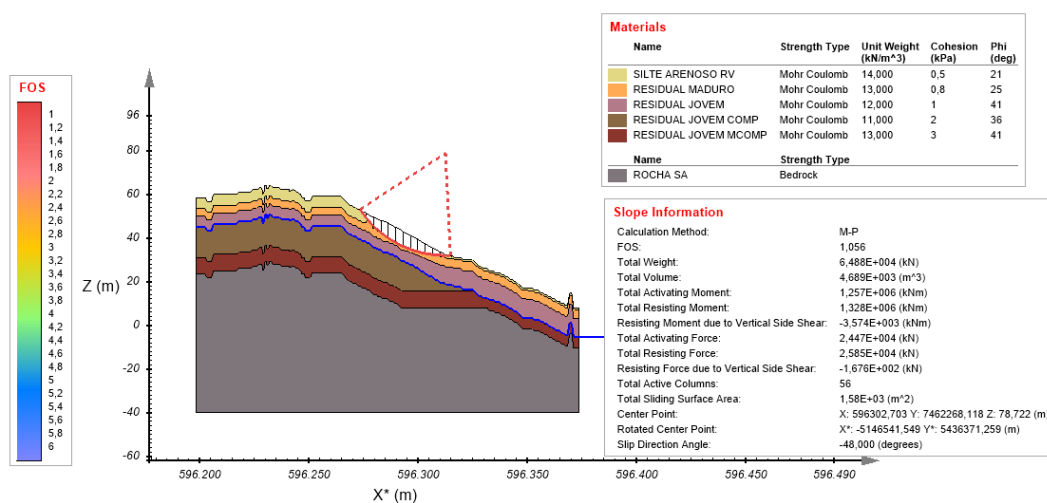


Figura 4.13 Corte 2D do resultado da retroanálise 3D no modelo.

Assim como para a análise de estabilidade 3D, a retroanálise apresentou situação de iminência de ruptura. Desta vez, no entanto, esta ruptura tem chance de ocorrer na camada de solo residual maduro e com geometria próxima ao indicado na seção transversal de projeto, apresentando uma profundidade máxima de 7,0 m.

O estudo de caso apresentou, portanto, resultados compatíveis com a situação de equilíbrio limite observada em campo e apresentada na seção transversal do talude.

As análises de estabilidade realizadas com os parâmetros de resistência estimados apresentaram grande potencial de ruptura nas camadas superficiais, sendo, posteriormente, ajustados os parâmetros durante as retroanálises, a fim de encontrar a geometria mais compatível com a situação observada em campo.

Ao comparar os resultados obtidos nas retroanálises, conclui-se, portanto, que a retroanálise 3D ofereceu resultado mais conservativo quando comparado com a retroanálise 2D. Esta conclusão é devida ao fato de que a retroanálise 3D adotou valores de coesão do solo inferiores aos adotados na retroanálise 2D, resultando em uma tensão cisalhante de ruptura do solo menor, de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

Quando comparados os fatores de segurança obtidos pela análise 2D e 3D, obtém-se uma diferença de 6,5%. De acordo Sherard et al. (1963; Arellano e Stark, 2000; Wei et al., 2009; Li et al., 2010; Zhang et al., 2015, apud Moura, 2018), anteriormente citados na revisão bibliográfica, essa diferença pode chegar a até 50%.

5 Conclusão

A presente dissertação teve como objetivo principal a comparação entre resultados de fatores de segurança encontrados em análises e retroanálises 2D e 3D, buscando não apenas verificar o comportamento do talude nesses dois tipos de análise, mas também observar a necessidade da utilização de uma análise 3D para os casos analisados.

Para atingir este objetivo central foram realizados estudos preliminares em taludes hipotéticos, a fim de validar as análises realizadas no software computacional 2D e 3D, e também, um estudo de caso com o intuito de realizar retroanálises para os casos bi e tridimensionais em um talude rompido.

As análises e retroanálises foram executadas com o programa computacional *SVSlope*, da *SoilVision Systems Ltd.*, utilizando o método de equilíbrio limite de Morgenstern e Price (1965) e adotando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para quantificação dos parâmetros de resistência dos solos.

Com relação às análises realizadas nos taludes hipotéticos, referentes aos estudos preliminares, foi possível chegar às seguintes conclusões:

- foi observado que, para os três casos de análise de estabilidade em taludes homogêneos (infinito e não infinito com e sem variação de topografia), quanto mais largo é o talude 3D, mais o resultado se aproxima do resultado da análise 2D. A partir daí, conclui-se que, para casos em escala real, onde os taludes possuem grandes larguras, a análise de estabilidade 2D apresenta resultados de fator de segurança que podem ser considerados compatíveis com a análise 3D;
- para todos os casos, o fator de segurança obtido em análises 2D foi menor ou igual aos obtidos em análises 3D, demonstrando que, para estes casos de talude homogêneo com solo arenoso o fator de segurança 2D foi mais conservativo;
- ressalta-se o fato de haver, para o caso de talude com variação de topografia, uma diferença maior entre os fatores de segurança 2D e 3D (da ordem de 0,10), para ambas situações, com ou sem nível d'água. Acredita-se que esta diferença seja decorrente dos efeitos da topografia nos

parâmetros de resistência do talude para o caso 3D. Sendo assim, para os casos onde houve variação de topografia, o fator de segurança 2D pode ser muito conservador, o que pode gerar resultados não confiáveis em casos de retroanálise.

Já as conclusões referentes às retroanálises realizadas no estudo de caso foram:

- ambas as análises (2D e 3D) apresentaram superfície de ruptura com geometria compatível com a situação observada em campo e apresentada na seção transversal do talude, com uma pequena defasagem no plano de ruptura;
- para estas superfícies de ruptura, consideradas equivalentes, o fator de segurança obtido na retroanálise 2D foi menor do que o obtido na análise 3D ($0,991 < 1,056$);
- para a obtenção dos resultados acima mencionados, no entanto, foi necessário variar os valores da coesão efetiva do solo, a fim de encontrar o valor que, combinado aos demais parâmetros, ofereceria o resultado compatível com a ruptura real para uma situação de equilíbrio limite. Os valores finais dos parâmetros de resistência do solo para as situações 2D e 3D, portanto, precisaram ser diferentes para que se chegasse a resultados análogos. Sendo assim, a retroanálise 3D apresentou valores de coesão do solo inferiores aos obtidos na retroanálise 2D. Este resultado indica que a retroanálise 3D ofereceu resultado de tensão cisalhante do solo menor, logo, mais a favor da segurança, de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Conclui-se através do presente estudo, portanto, que para ambas as condições de talude, as análises bidimensionais apresentam resultados compatíveis com a situação de campo. Considera-se a utilização desses resultados em casos de análises de estabilidade, uma vez que estes possuem valores próximos aos observados em análises 3D, ainda que mais conservadores.

Para casos de retroanálise, no entanto, a análise tridimensional oferece resultados mais conservadores, ou seja, com valores de resistência ao cisalhamento menores. Sendo assim, acredita-se ser mais prudente a utilização de análises 3D para projetos onde seja necessário obter parâmetros de resistência do solo por retroanálise.

É importante ressaltar que os resultados são válidos para os taludes avaliados no presente estudo, considerando suas topografias e propriedades geotécnicas.

Apesar de concluir que, para a retroanálise realizada no estudo de caso, o modelo tridimensional apresentou vantagens com relação ao bidimensional, não foi possível observar na presente dissertação a influência da topografia da região, onde houve a ruptura, nos resultados da análise 3D.

Além disso, durante os casos hipotéticos, foi possível avaliar apenas o comportamento da análise 3D com variação de topografia linear no topo do talude, não sendo observado para o caso de um talude homogêneo com topografia irregular, como, por exemplo, a topografia do estudo de caso. Ademais, estas análises foram realizadas considerando apenas um tipo de solo homogêneo, sem variações nos parâmetros de resistência, nem, tampouco, nas camadas de solo.

Com base nestas limitações, podem ser consideradas as seguintes sugestões de futuros estudos:

- elaboração de uma retroanálise considerando um talude hipotético 3D para o presente estudo de caso. Para este caso, o modelo seria gerado a partir da “extrusão” (extrude) da seção transversal do caso real para maiores larguras, assim como nos casos preliminares do presente estudo, considerando, no entanto, as camadas de solo obtidas pelas sondagens. O objetivo principal desta análise seria a comparação com os resultados da retroanálise 3D na topografia real do local, a fim de verificar a importância da topografia em casos de análise 3D;
- de forma análoga à proposta anterior, sugere-se a análise da seção transversal 2D do caso real, com os parâmetros de resistência do solo homogêneo utilizado nos casos hipotéticos. É sugerido ainda, para a comparação dos resultados, a realização da “extrusão” da seção em diferentes larguras e, também, uma análise utilizando a topografia real com os parâmetros geotécnicos dos casos hipotéticos;
- obtenção do fator de segurança “pseudo 3D” dos modelos tridimensionais onde existe variação de topografia (caso 3 dos estudos preliminares e topografia do estudo de caso) a partir da análise de diferentes seções transversais, utilizando o método proposto por Lambe e Whitman (1969) do cálculo do fator de segurança ponderado;
- Avaliação da influência da precipitação e da variação do nível freático no cálculo do fator de segurança para o modelo analisado no estudo de caso;

- por fim, sugere-se um estudo paramétrico dos casos hipotéticos realizados na presente dissertação, com variação dos parâmetros geotécnicos do solo. Desta forma, poderia ser analisado o comportamento do fator de segurança em análises bi e tridimensionais realizadas em diferentes tipos de solo.

6 Referências Bibliográficas

Aguiar, M. F. P. de. **Estudo da Estabilidade de um Colúvio na Serra do Mar por Elementos Finitos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2008.

Akhtar, K. **Three-dimensional slope stability analyses for natural and manmade slopes**. Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2011.

Amaral Jr., A. F. **Mapeamento geotécnico aplicado à análise de processos de movimentos de massa gravitacionais: Costa Verde-RJ – escala 1:13.003**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

Arellano, D.; Stark, T. D. Importance of three-dimensional slope stability analysis in practice. In: **Conference Geo-Denver 2000**, Denver, Colorado, USA. p. 18-32, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: 2009 - Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, 2009.

Cavounidis, S. On the ratio of factors of safety in slope stability analyses. **Géotechnique**, v. 37, n. 2, p. 207–210, jun. 1987.

Chen, R. H.; Chameau, J.-L. Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes. **Géotechnique**, v. 33, n. 1, p. 31–40, mar. 1983.

Cheng, Y. M.; Yip, C. J. Three-Dimensional Asymmetrical Slope Stability Analysis Extension of Bishop's, Janbu's, and Morgenstern–Price's Techniques. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 12, p. 1544–1555, dezembro, 2007.

Cintra, J.; Aoki, N; Albiero, J. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de textos, 2011.

Duncan, J. M. State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 7, p. 577–596, jul. 1996.

Fredlund, D. G.; Krahn, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 14, n. 3, p. 429–439, 1 ago. 1977.

Gomes, C. L. R. **Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo: Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao**

Cisalhamento. Campinas, SP: Universidade Estadual de Campinas Faculdade de Engenharia Civil, 2003.

Huang, C.-C.; Tsai, C.-C. New Method for 3D and Asymmetrical Slope Stability Analysis. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 10, p. 917–927, out. 2003.

Hungr, O. An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions. **Géotechnique**, v. 37, n. 1, p. 113–117, mar. 1987.

Hungr, O.; Salgado, F. M.; Byrne, P. M. Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, n. 4, p. 679–686, 1 novembro, 1989.

Kalatehjari, R. *et al.* Determination of three-dimensional shape of failure in soil slopes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 52, n. 9, p. 1283–1301, set. 2015.

Lam, L.; Fredlund, D. G. A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, n. 6, p. 905–919, 1 dezembro, 1993.

Lam, L.; Fredlund, D. G. A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis: Reply 1. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p. 795-796, 1994.

Lambe, T.W. e R.W. Whitman. Soil Mechanics. **John Wiley and Sons, Inc.**, N.Y., 1969.

Mello, V. F. B. Thoughts on Soil Mechanics Applicable to Residual Soils. **Southeast Asian Conference on Soil Engineering**, 3, Hong-Kong, Proceedings, p.5-34, 1972.

Morgenstern, N. R.; Price, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip surfaces. **Géotechnique**, Vol 15(1): pp 79-93. 1965.

Moscateli, D. C. **Taludes Estabilizados por Retroanálise – Análise Crítica e Comparação com Métodos Tradicionais de Análise de Equilíbrio Limite.** Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2017.

Moura, N. R. **Contribution to the Study of the Effect of Three-Dimensional Stress States to Slope Stability Analysis.** Goiânia: Universidade Federal de Goiás, 2018.

Pacheco, P. G. M. **Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre.** Dissertação Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

Salaverry, R. N. **Mapeamento Geológico da Parte Noroeste da Folha Mangaratiba – Escala 1:53.000 – Sul do Estado do Rio de Janeiro.** Trabalho

Final de Curso. Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Schnaid, F.; Odebrecht, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. Oficina de Textos, 2012.

Silva, A. F. da. **Estudo de previsão de escorregamento a partir do fator de segurança 3D: Campos do Jordão-SP**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 8 maio 2009.

Soares, A. P. A. L. **Avaliação do Mecanismo de Ruptura em Solo não Saturado da Encosta da Vista Chinesa. D.** Rio de Janeiro, RJ: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1999.

Soares, P. M. C. **Busca da superfície de ruptura crítica na análise tridimensional de estabilidade de taludes**. Goiânia: Universidade Federal de Goiás, 2013.

Soilvision Systems Ltd. **“SVOOffice 5 Help Manual”**, Saskatoon, SK, Canada, 2018.

Stark, T. D.; Eid, H. T. Performance of Three-Dimensional Slope Stability Methods in Practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 11, p. 1049–1060, novembro, 1998.

Stark, T. D.; Ruffing, D. G. Selecting minimum factors of safety for 3D slope stability analyses. In: **Geo-Risk 2017: Reliability-Based Design and Code Developments**, Denver, Colorado, USA. p. 259-266, jun. 2017.

Tang, W. H.; Stark, T. D.; Angulo, M. Reliability in Back Analysis of Slope Failures. **Japanese Geotechnical Society. Soils and Foundations. Vol. 39**, No. 5, 73-80, outubro, 1999.

Tonus, B. P. A. **Estabilidade de taludes: avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

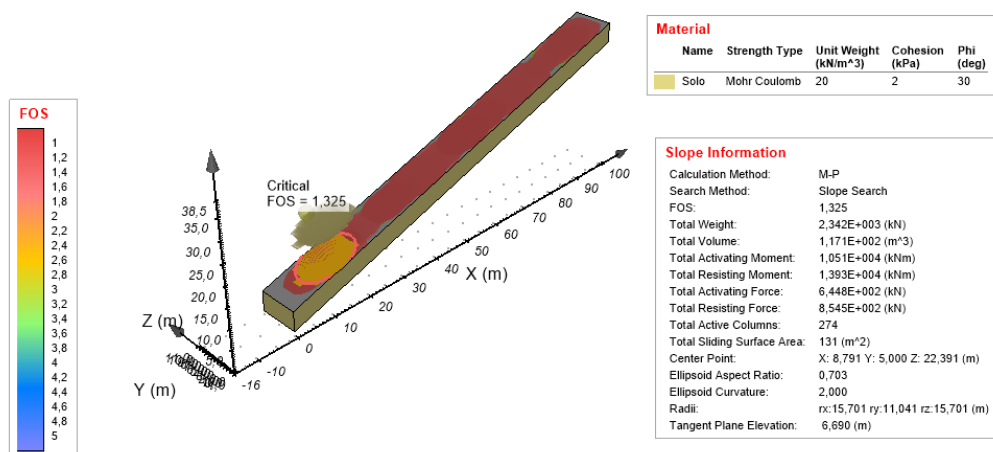
Varnes, D. J. Slope movement types and processes. *In: Landslides: Analysis and control*. National Academy of Science, Washington D.C.: Schuster, R.L and Krizek, R.J, 1978. p. 11–33.

Zheng, H. Eigenvalue Problem from the Stability Analysis of Slopes. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 5, p. 647–656, maio, 2009.

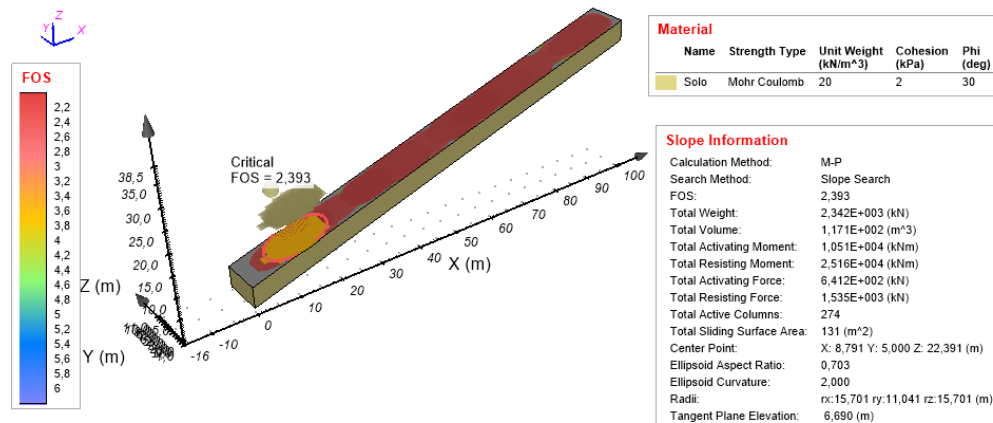
ANEXO I – Análises de estabilidade 3D dos casos hipotéticos

CASO 1 – Talude infinito

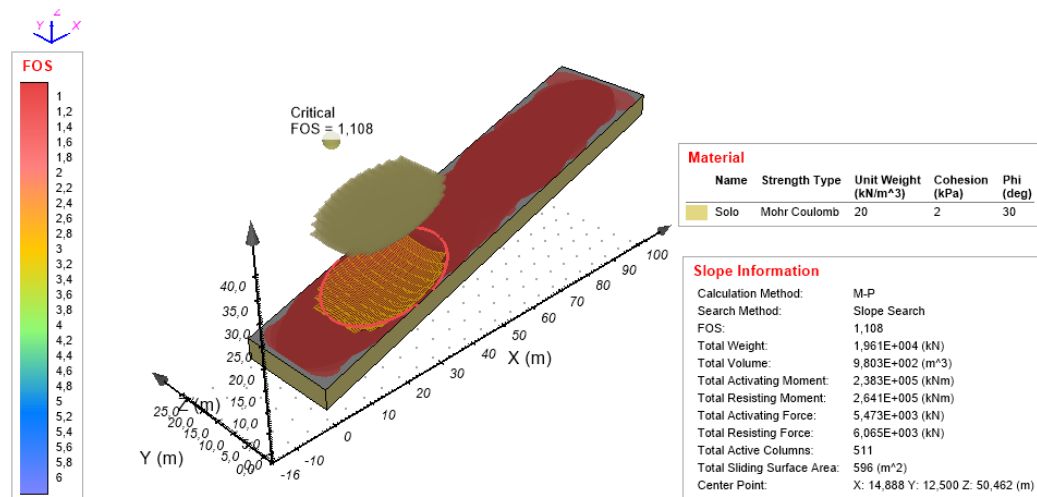
Largura $L = 10$ m, com nível d'água



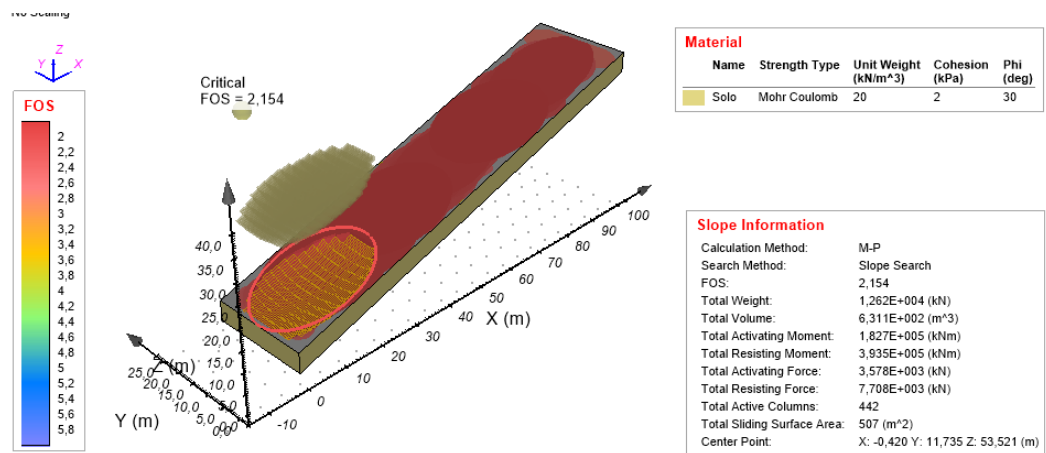
Largura $L = 10$ m, sem nível d'água



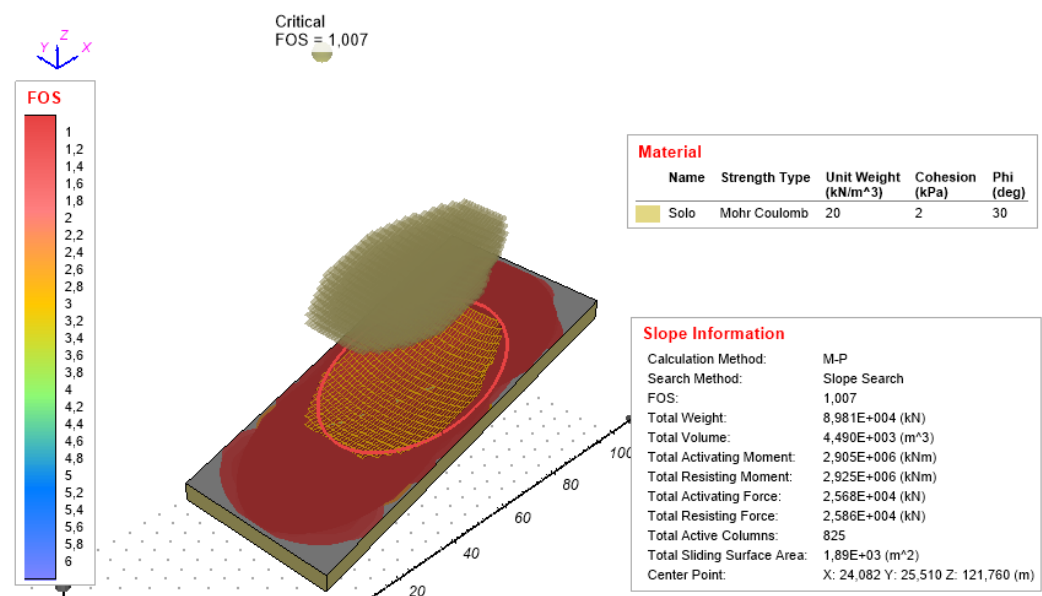
Largura L = 25 m, com nível d'água



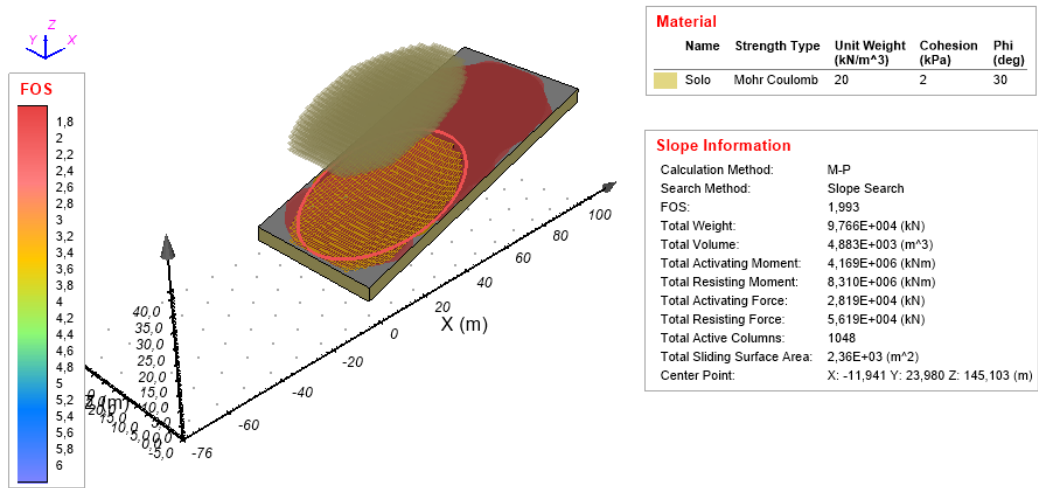
Largura L = 25 m, sem nível d'água



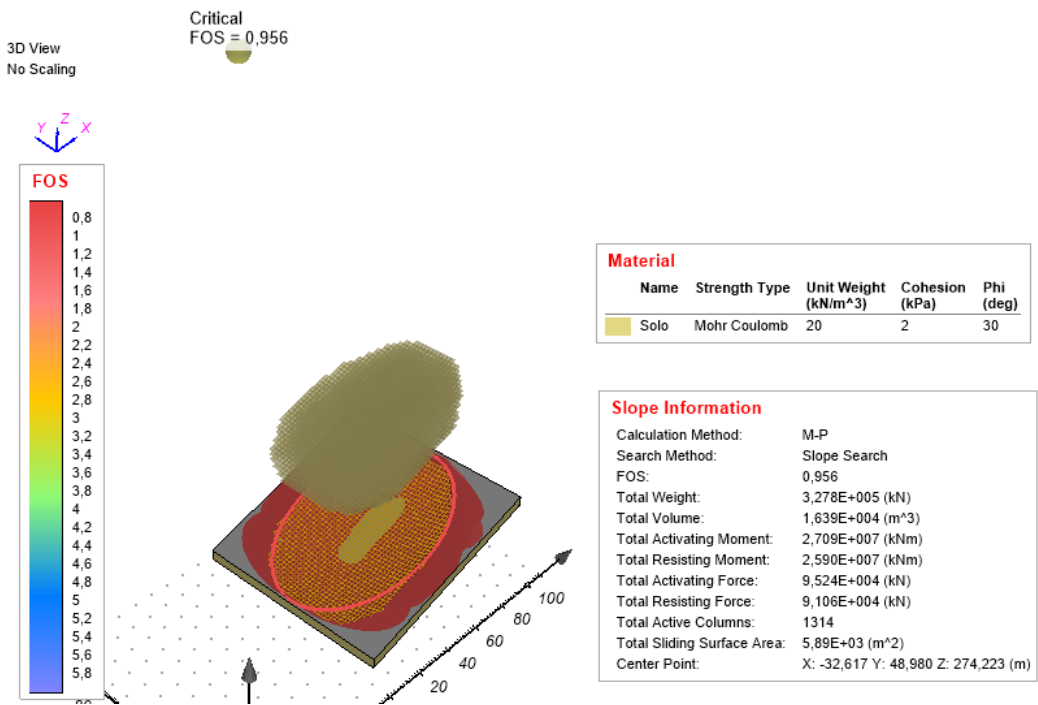
Largura L = 50 m, com nível d'água



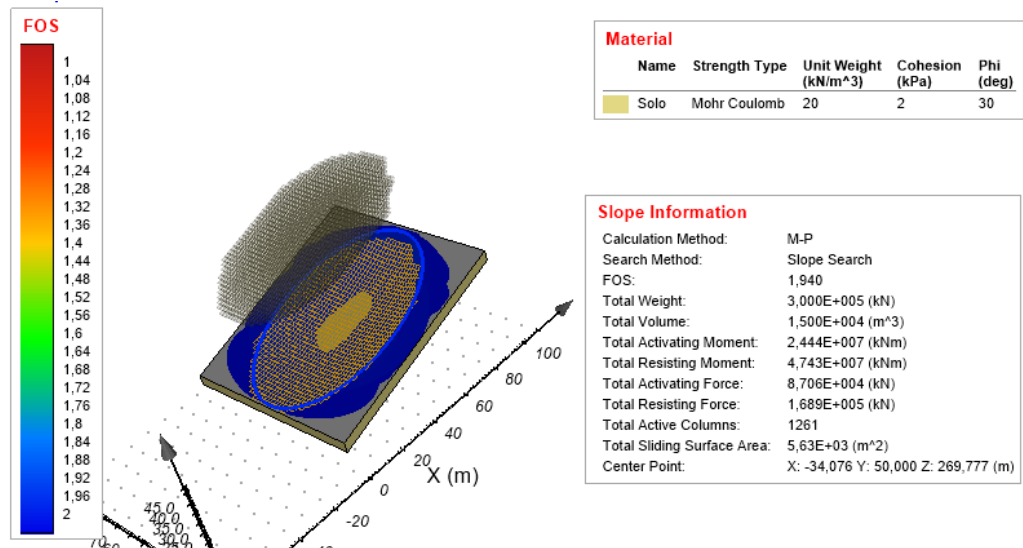
Largura L = 50 m, sem nível d'água



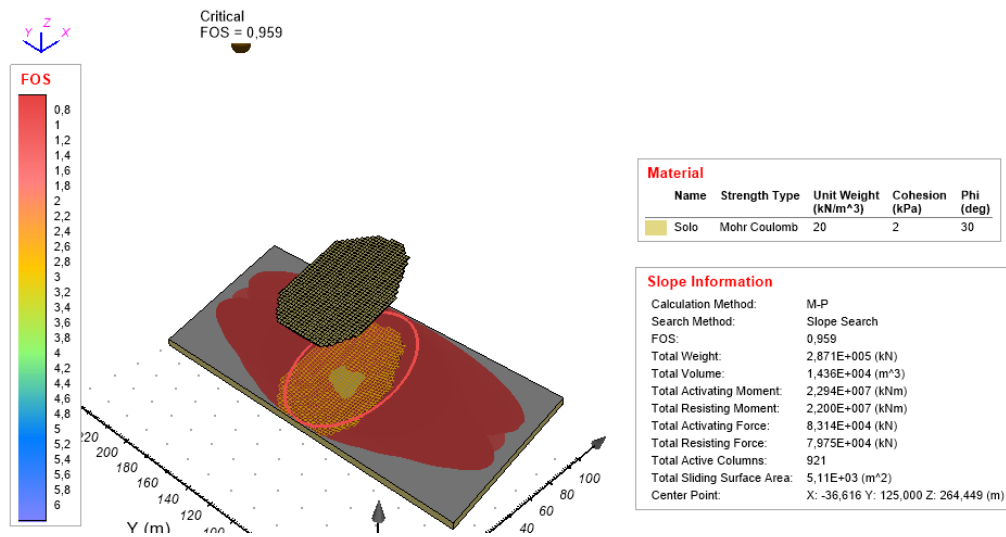
Largura L = 100 m, com nível d'água



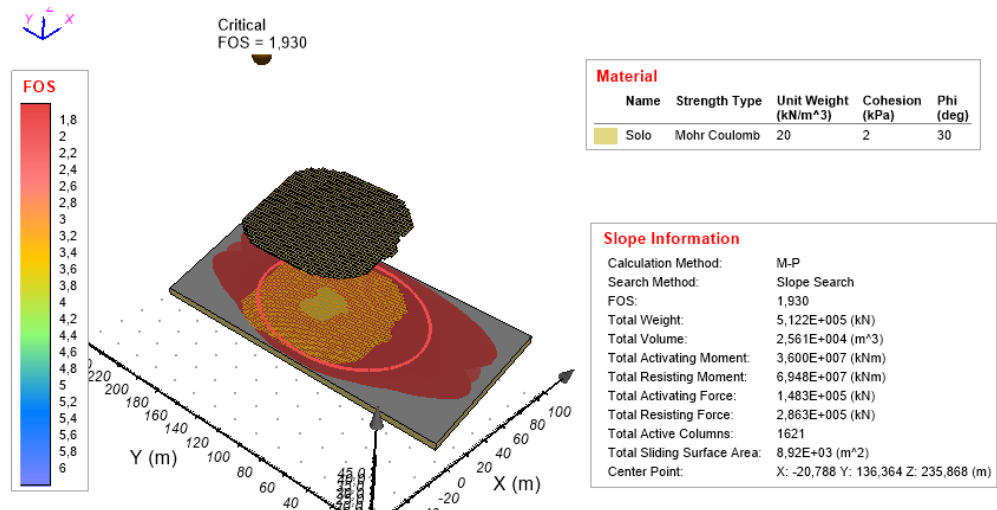
Largura L = 100 m, sem nível d'água



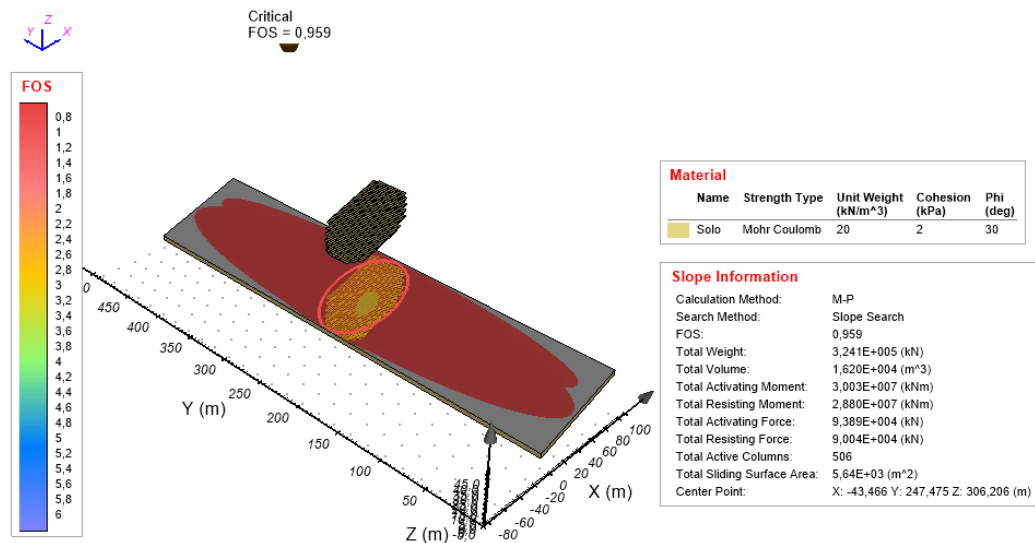
Largura L = 250 m, com nível d'água



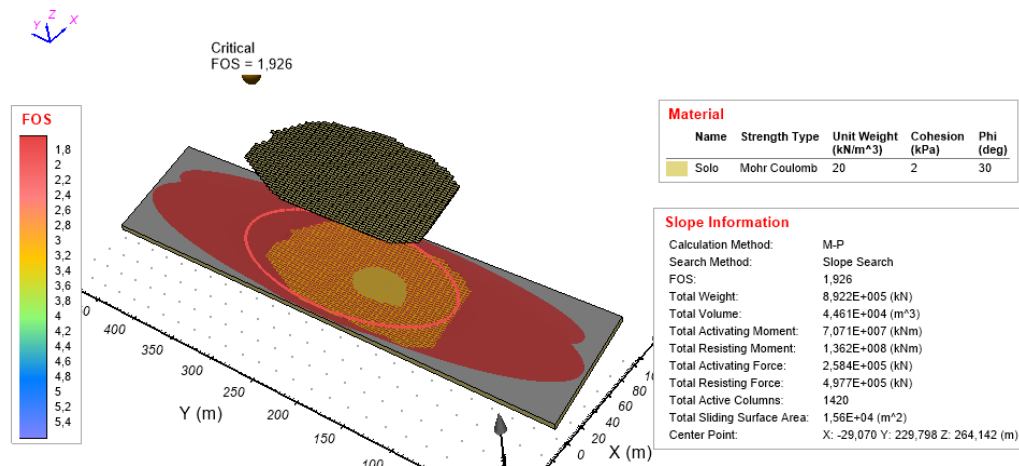
Largura L = 250 m, sem nível d'água



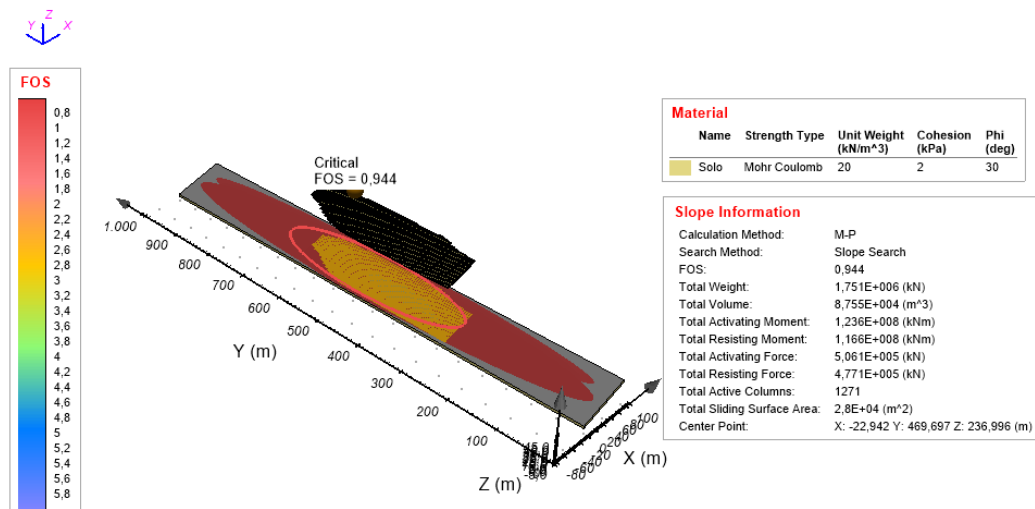
Largura L = 500 m, com nível d'água



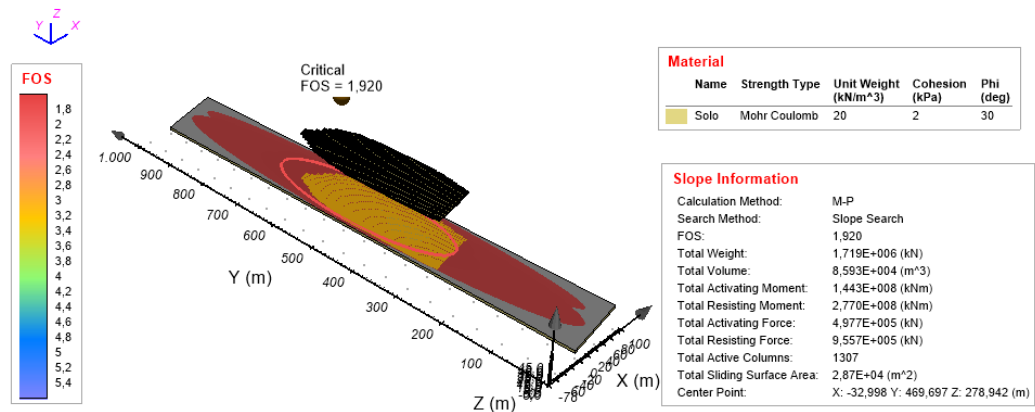
Largura L = 500 m, sem nível d'água



Largura L = 1000 m, com nível d'água

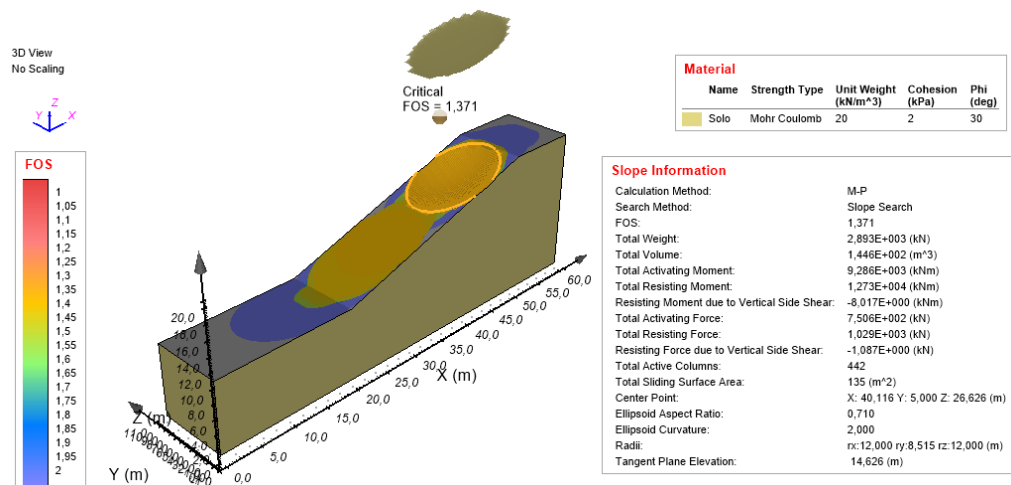


Largura L = 1000 m, sem nível d'água

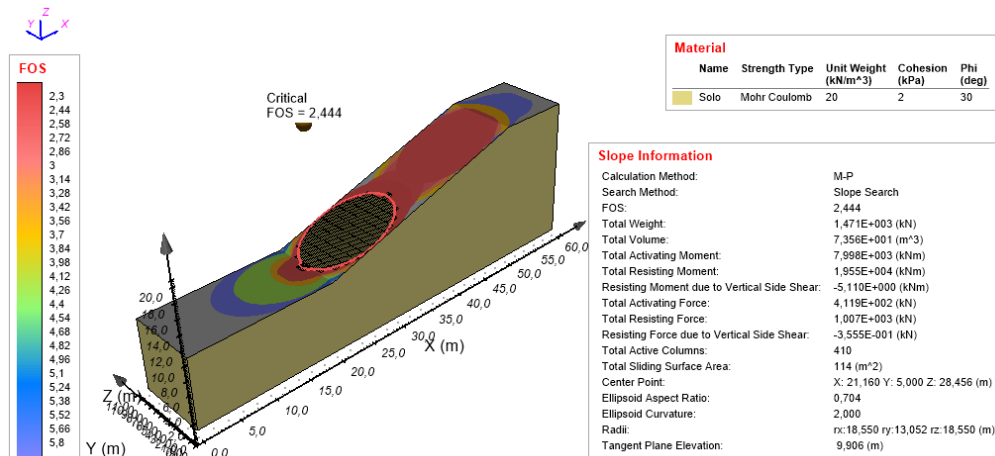


CASO 2 – Talude não infinito com topografia constante

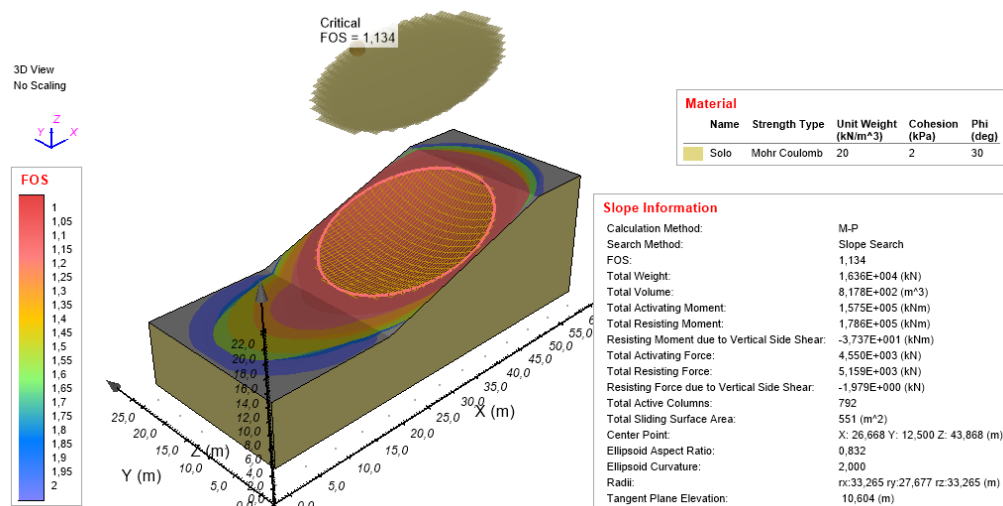
Largura L = 10 m, com nível d'água



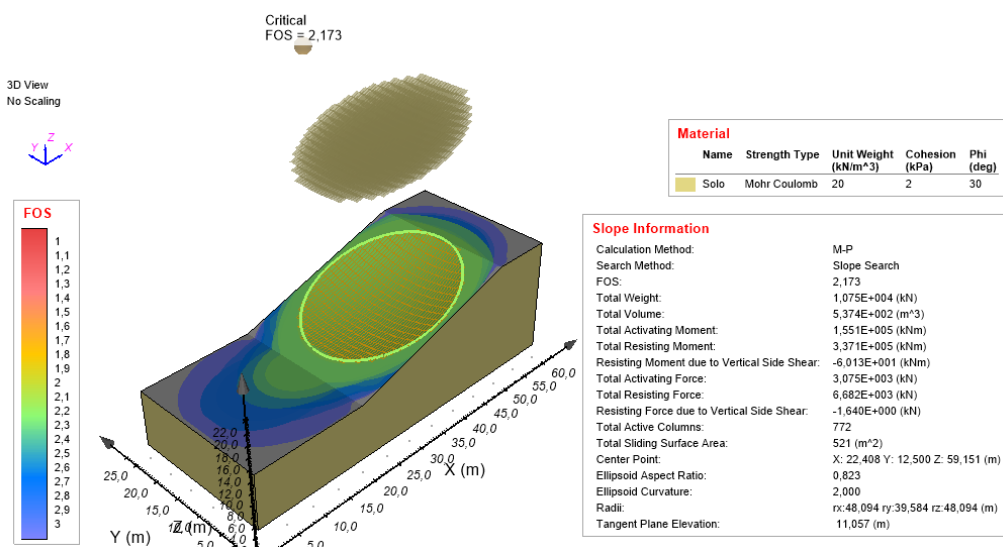
Largura L = 10 m, sem nível d'água



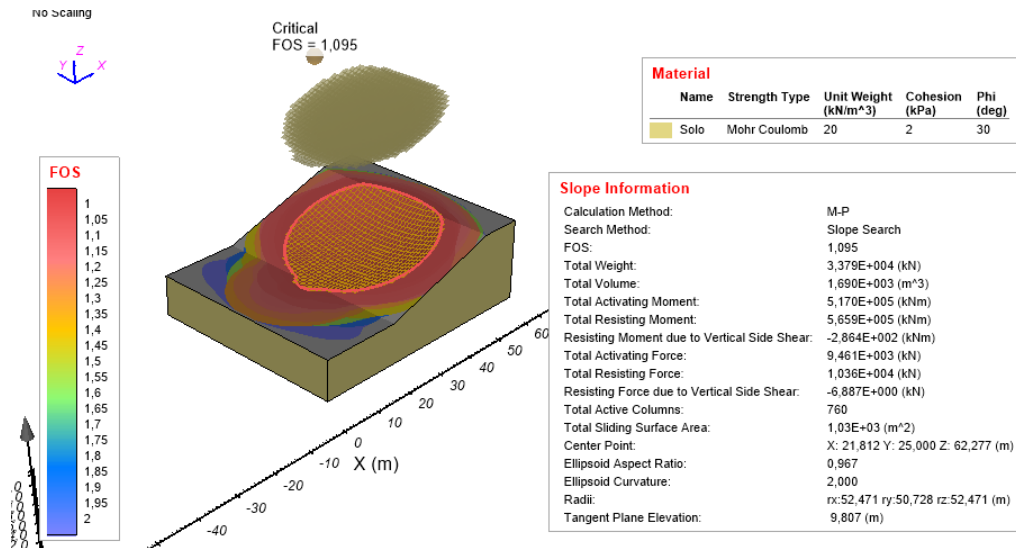
Largura L = 25 m, com nível d'água



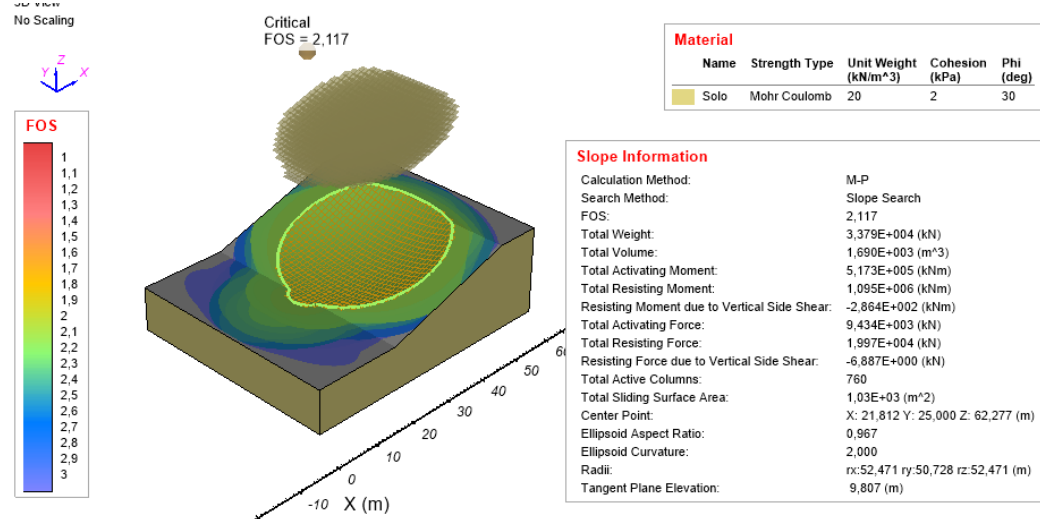
Largura L = 25 m, sem nível d'água



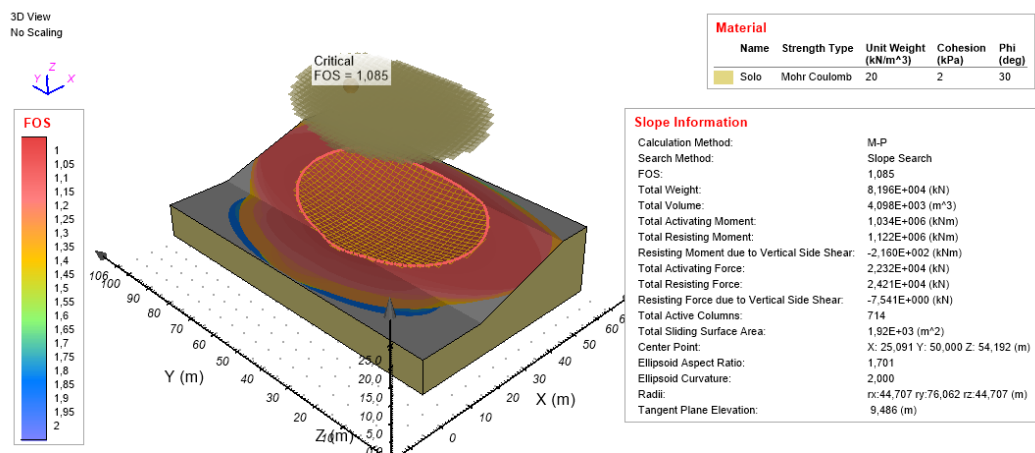
Largura L = 50 m, com nível d'água



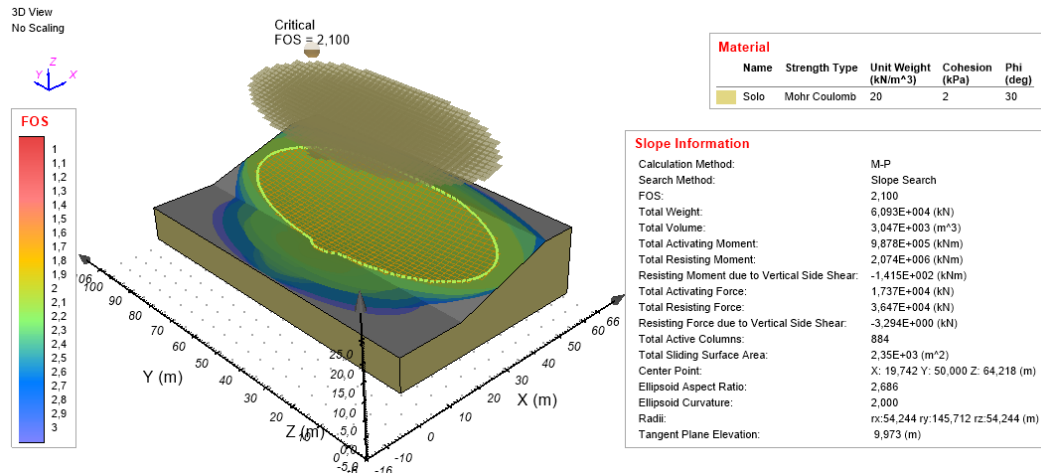
Largura L = 50 m, sem nível d'água



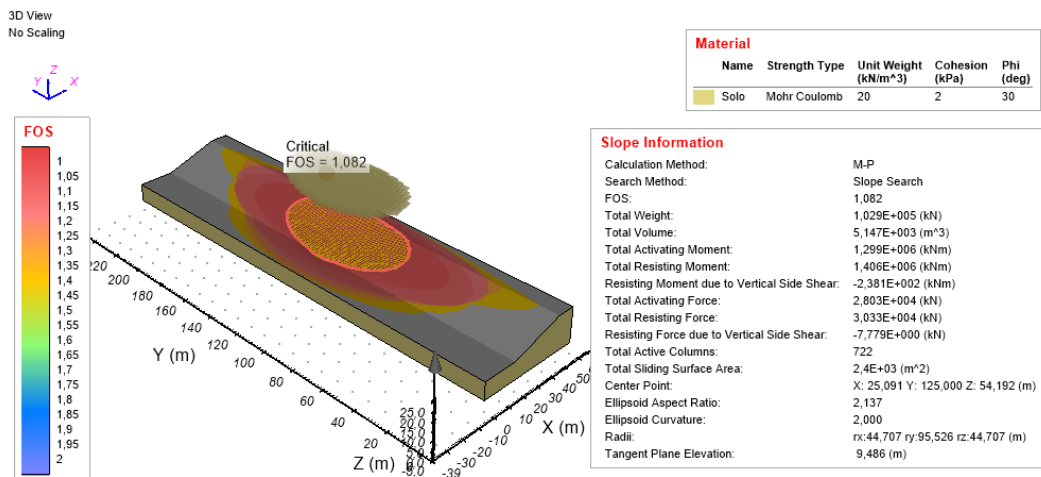
Largura L = 100 m, com nível d'água



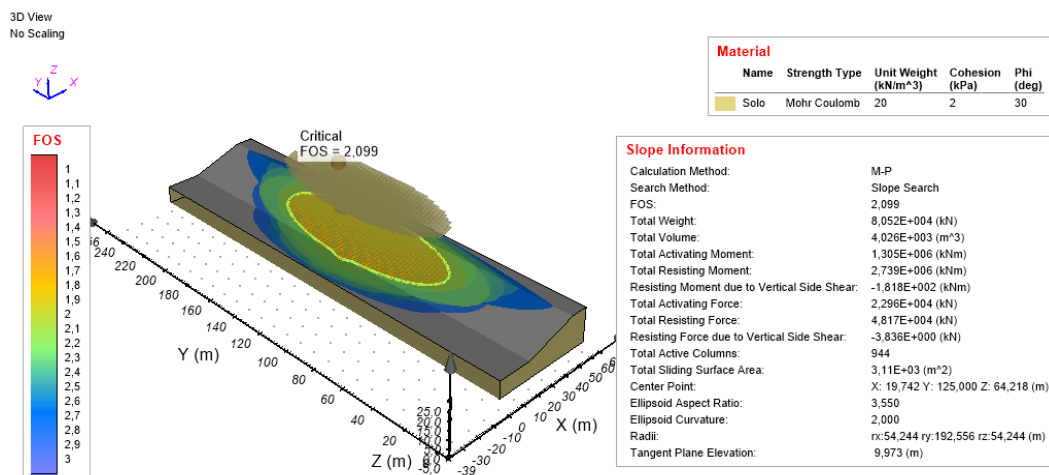
Largura L = 100 m, sem nível d'água



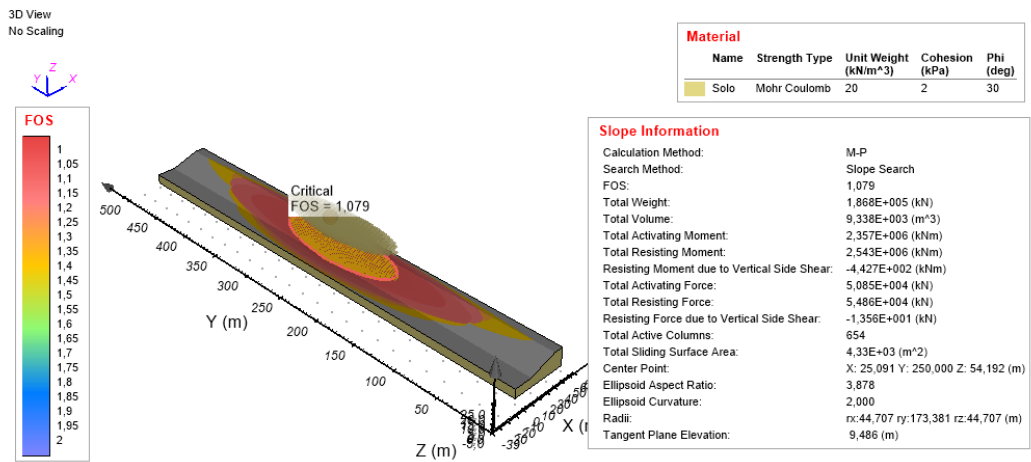
Largura L = 250 m, com nível d'água



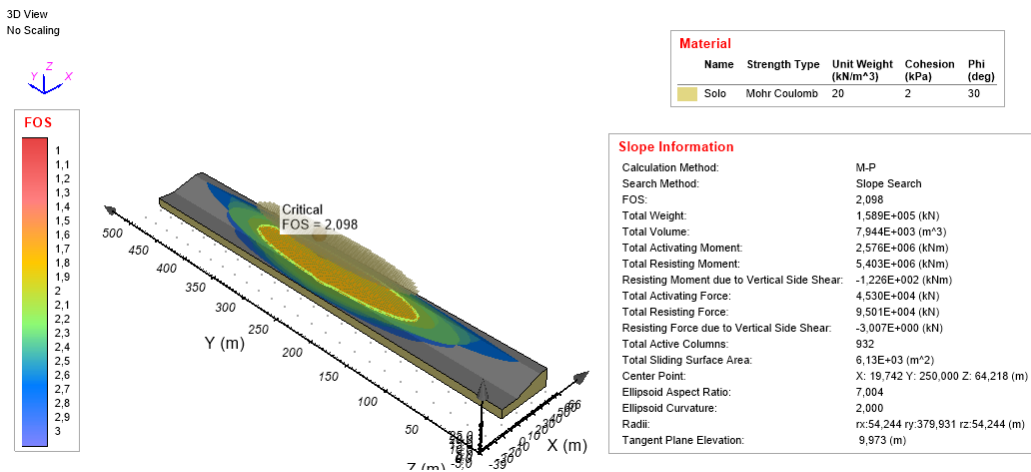
Largura L = 250 m, sem nível d'água



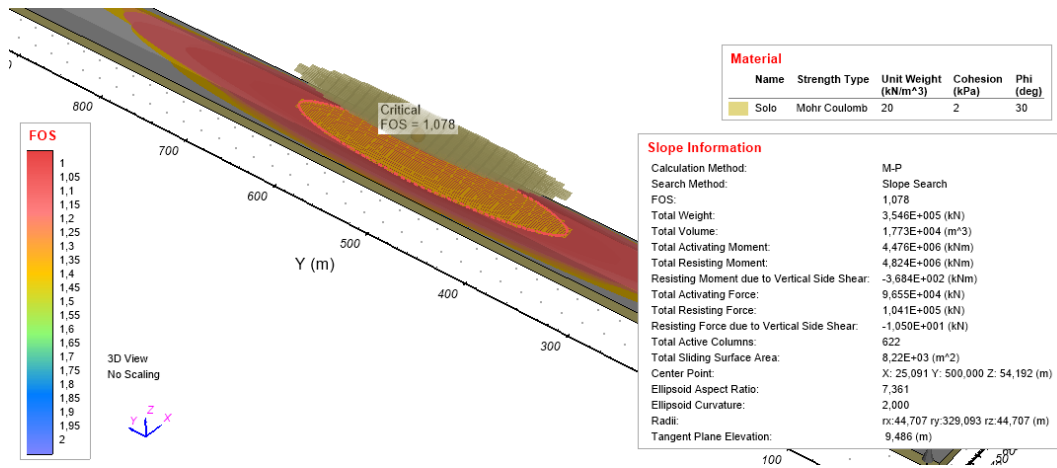
Largura L = 500 m, com nível d'água



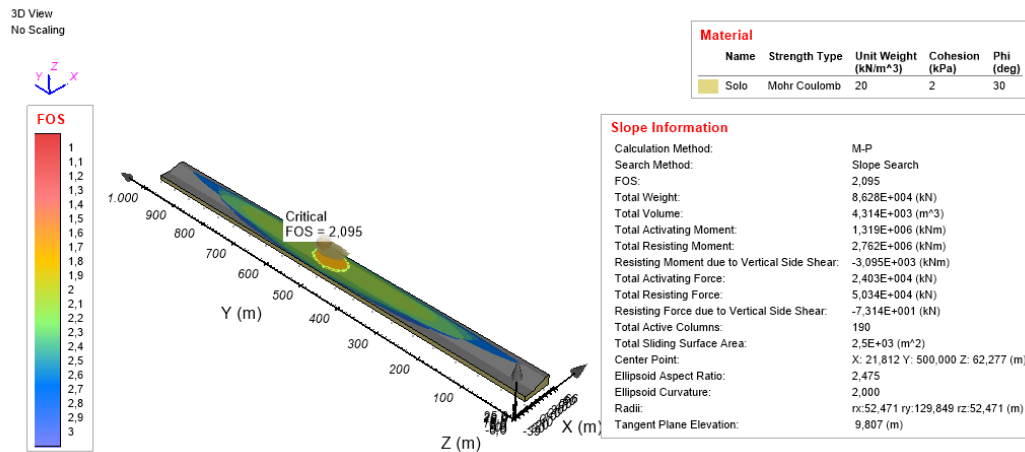
Largura L = 500 m, sem nível d'água



Largura L = 1000 m, com nível d'água

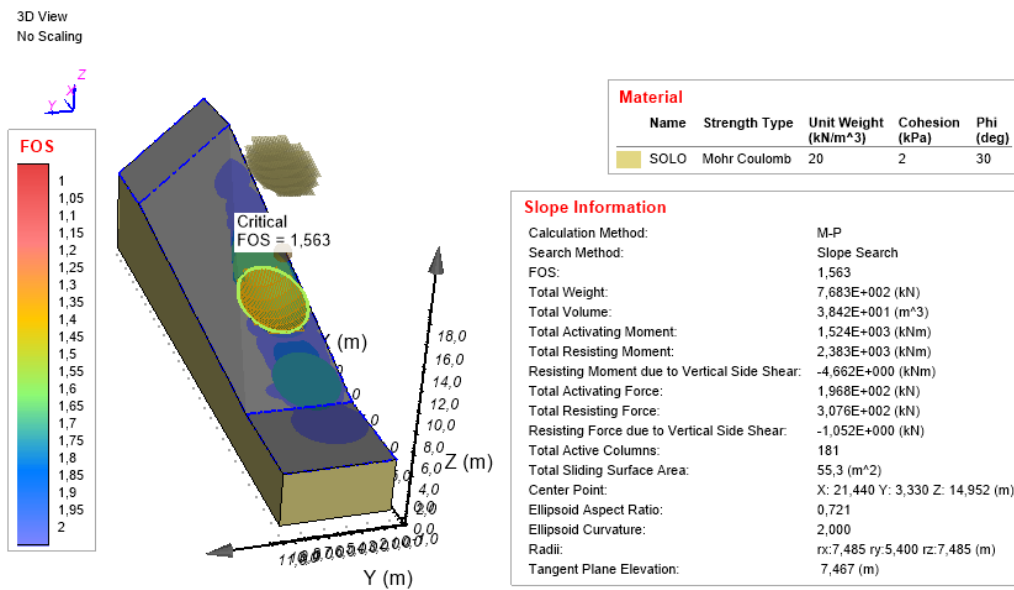


Largura L = 1000 m, sem nível d'água



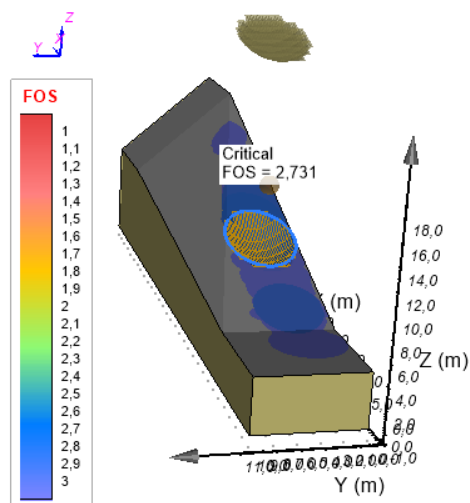
CASO 3 – Talude não infinito com altura variável

Largura L = 10 m, com nível d'água



Largura L = 10 m, sem nível d'água

3D View
No Scaling



Material

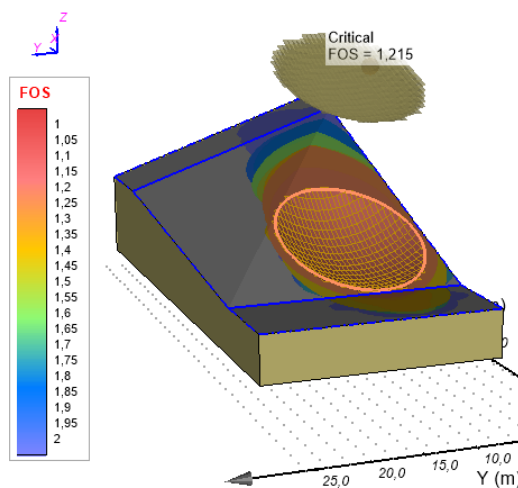
Name	Strength Type	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
SOLO	Mohr Coulomb	20	2	30

Slope Information

Calculation Method:	M-P
Search Method:	Slope Search
FOS:	2,731
Total Weight:	7,683E+002 (kN)
Total Volume:	3,842E+001 (m ³)
Total Activating Moment:	1,533E+003 (kNm)
Total Resisting Moment:	4,185E+003 (kNm)
Resisting Moment due to Vertical Side Shear:	-4,662E+000 (kNm)
Total Activating Force:	1,963E+002 (kN)
Total Resisting Force:	5,361E+002 (kN)
Resisting Force due to Vertical Side Shear:	-1,052E+000 (kN)
Total Active Columns:	181
Total Sliding Surface Area:	55,3 (m ²)
Center Point:	X: 21,440 Y: 3,330 Z: 14,952 (m)
Ellipsoid Aspect Ratio:	0,721
Ellipsoid Curvature:	2,000
Radii:	rx:7,485 ry:5,400 rz:7,485 (m)
Tangent Plane Elevation:	7,467 (m)

Largura L = 25 m, com nível d'água

No Scaling



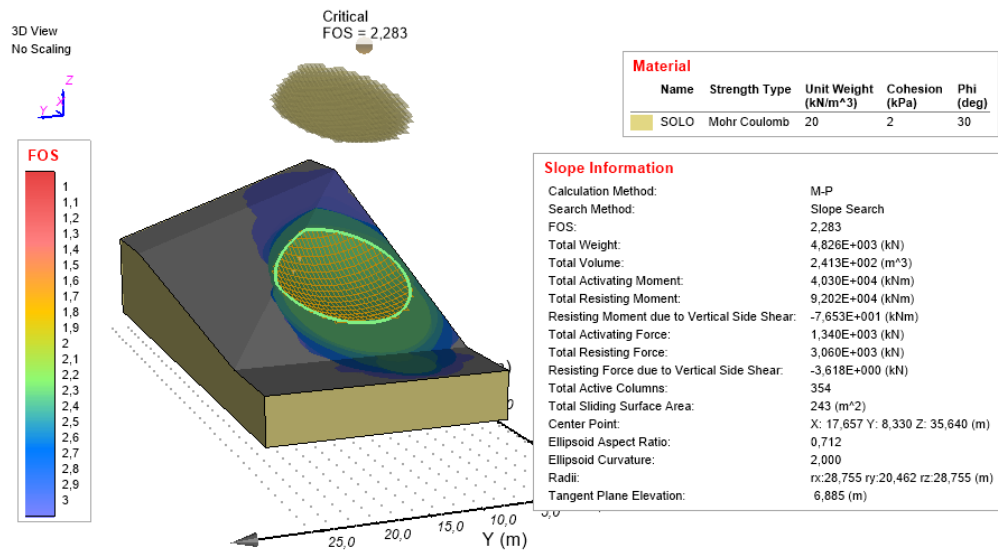
Material

Name	Strength Type	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
SOLO	Mohr Coulomb	20	2	30

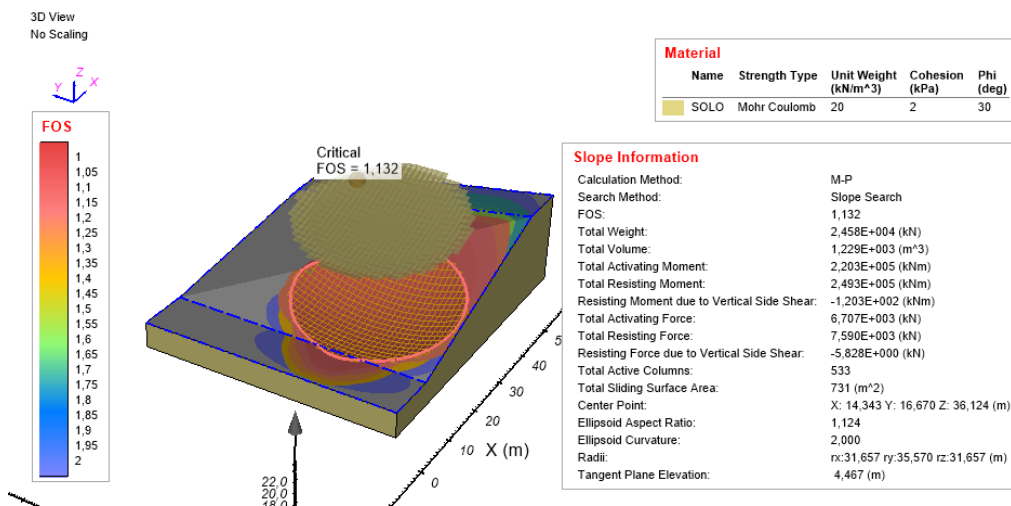
Slope Information

Calculation Method:	M-P
Search Method:	Slope Search
FOS:	1,215
Total Weight:	7,174E+003 (kN)
Total Volume:	3,587E+002 (m ³)
Total Activating Moment:	4,621E+004 (kNm)
Total Resisting Moment:	5,614E+004 (kNm)
Resisting Moment due to Vertical Side Shear:	-5,487E+001 (kNm)
Total Activating Force:	1,960E+003 (kN)
Total Resisting Force:	2,380E+003 (kN)
Resisting Force due to Vertical Side Shear:	-3,197E+000 (kN)
Total Active Columns:	395
Total Sliding Surface Area:	284 (m ²)
Center Point:	X: 14,438 Y: 8,330 Z: 27,467 (m)
Ellipsoid Aspect Ratio:	0,709
Ellipsoid Curvature:	2,000
Radii:	rx:22,714 ry:16,096 rz:22,714 (m)
Tangent Plane Elevation:	4,754 (m)

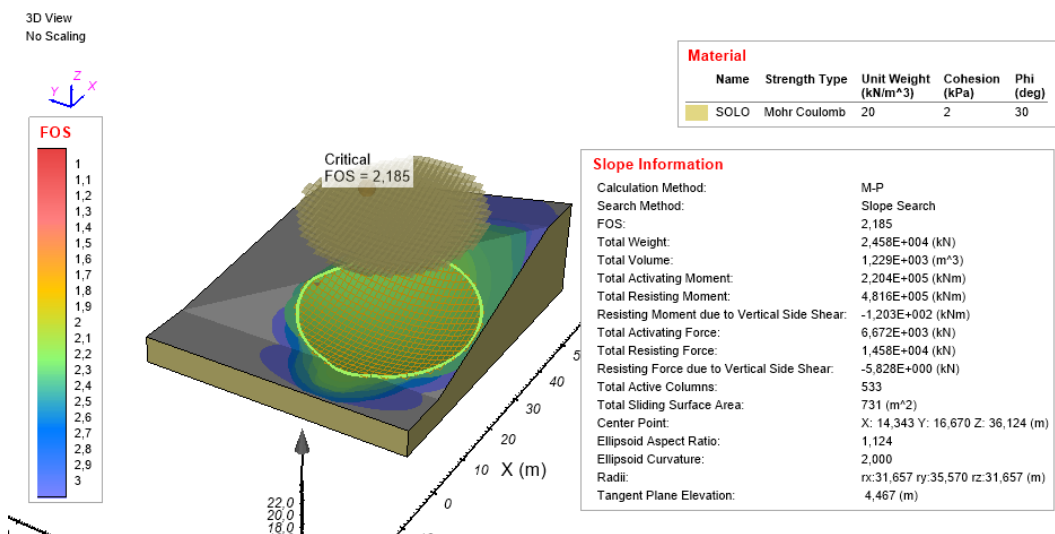
Largura L = 25 m, sem nível d'água



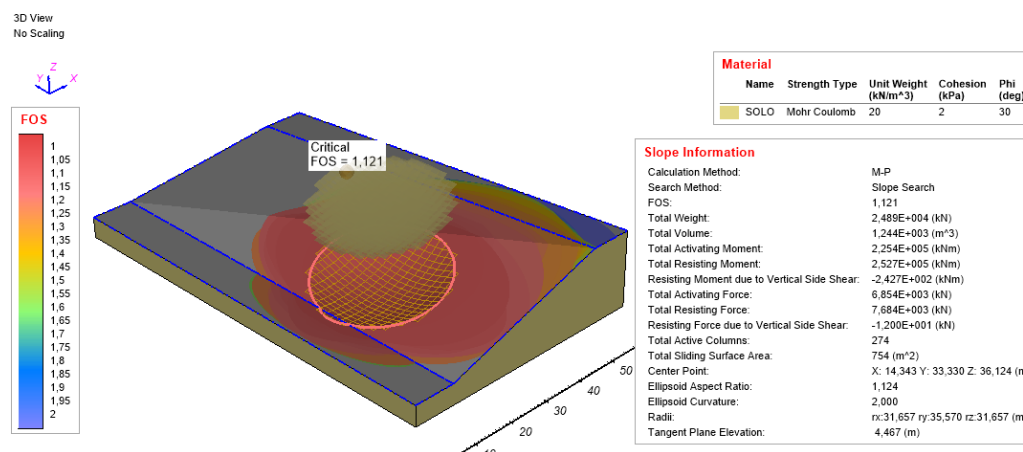
Largura L = 50 m, com nível d'água



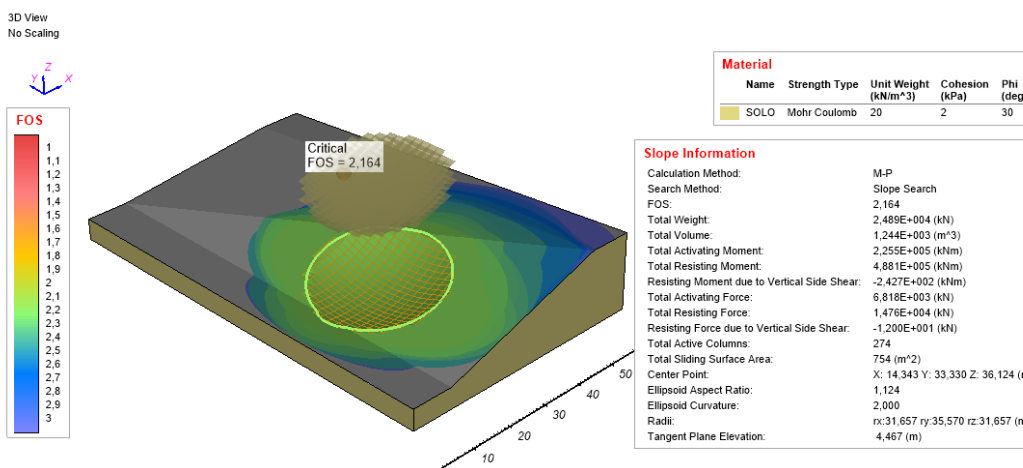
Largura L = 50 m, sem nível d'água



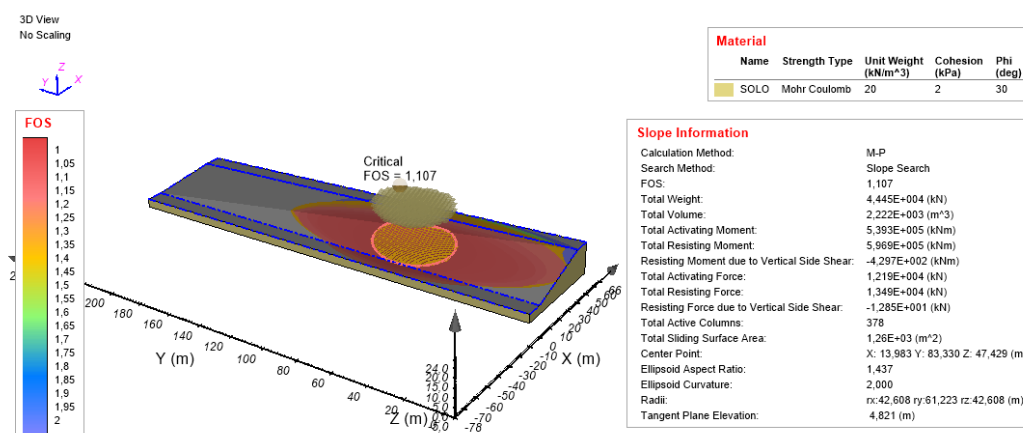
Largura L = 100 m, com nível d'água



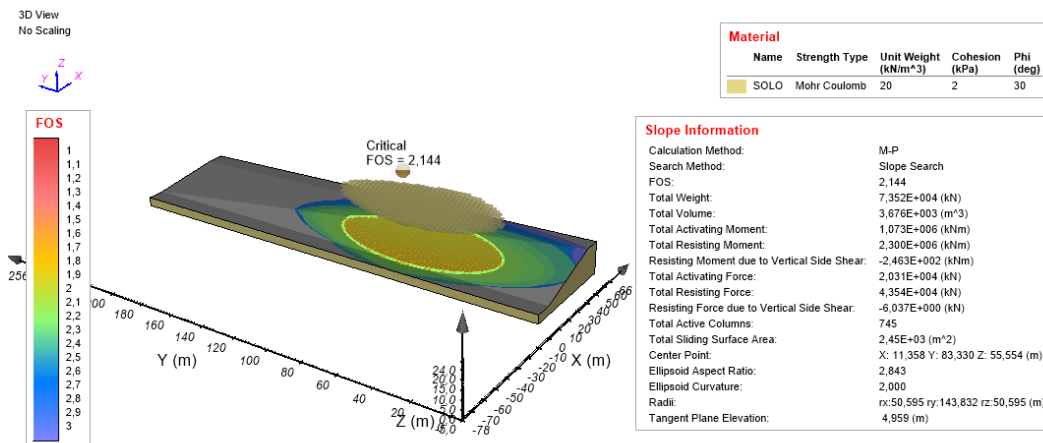
Largura L = 100 m, sem nível d'água



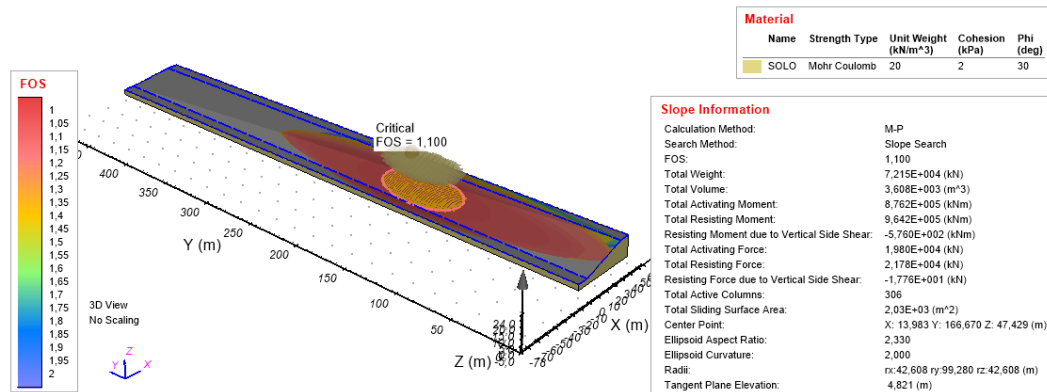
Largura L = 250 m, com nível d'água



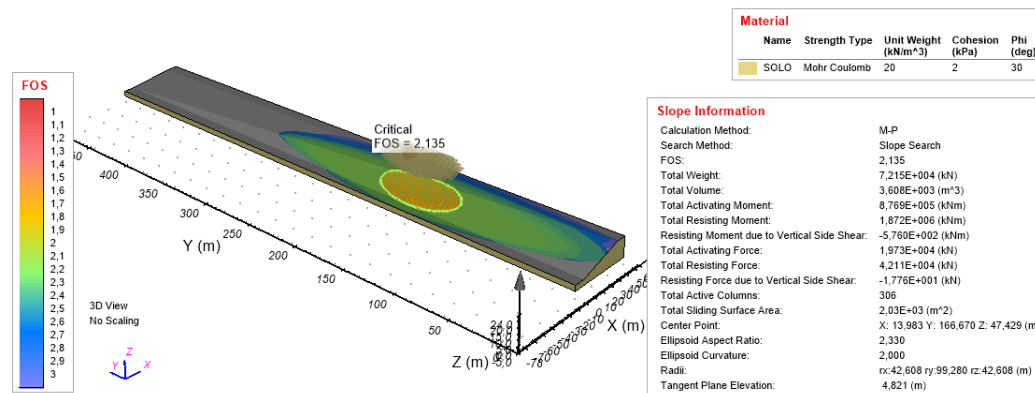
Largura L = 250 m, sem nível d'água



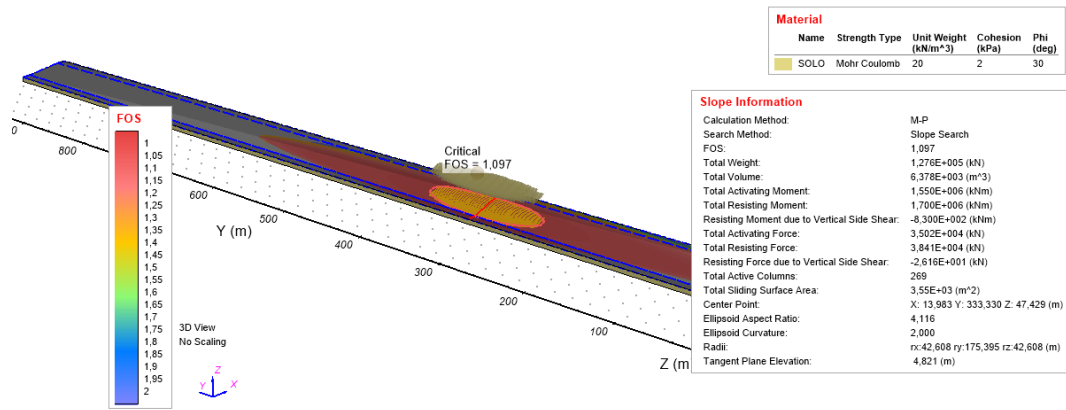
Largura L = 500 m, com nível d'água



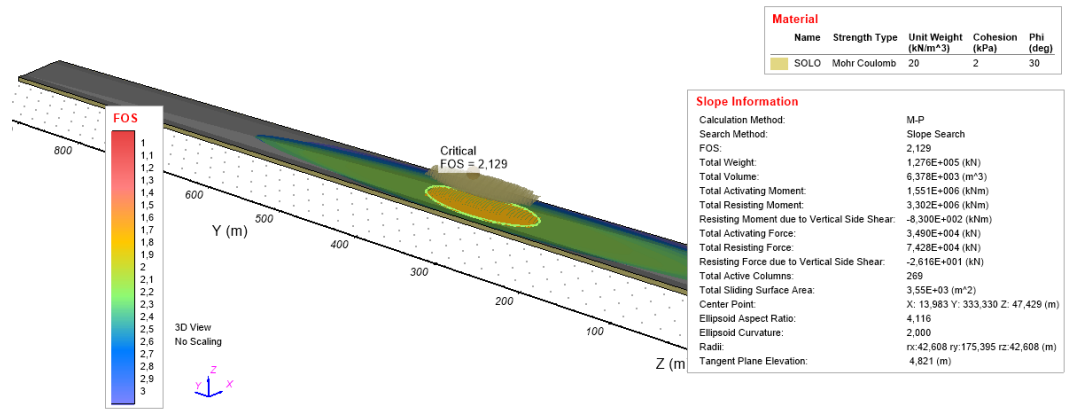
Largura L = 500 m, sem nível d'água



Largura L = 1000 m, com nível d'água



Largura L = 1000 m, sem nível d'água



ANEXO II – Perfis de Sondagens

Sondagem SM-01, 2010

Perfil Individual de Sondagem Mista										Furo: SM 01	
Cliente: CONDOMÍNIO CAÇÃO					Revestimento: 4,50		Coordenadas: N.I.				
Obra/I.G.: SONDAGEM GEOTÉCNICA I.G.: 967/2010					Inclin. cr. vertical: 0,00		Cota (m): N.I.				
Local: Rodovia Rio – Santos, km 438 – Mangaratiba – RJ					Classificação:		Data de Início: Data de Término:				
Revestimento: NW, amostrador: 1 int. 34,90mm ext. 50,50 mm, peso de 95 kg c/ altura de queda de 75 cm					03/02/2010		05/02/2010				

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	RQD (%)	A	F	C	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
		1º e 2º	2º e 3º								
0,00	0	4	3		NW						<p>Siltos argilosos pouco arenosos (fina à med.a), pouco micáceos, com poucos pedregulhos pequenos de quartzo e restos vegetais, cor marrom escuro. Provável arenito.</p> <p>Siltos, muito micáceos, tofo à medianamente compacto, com pedregulhos pequenos e angulosos de quartzo e fragmentos pequenos de rocha fanerítica, cor marrom escura e variegada.</p> <p>Bloco de gnaissos de cor acinzentada (matiação)</p> <p>Siltos pouco argilosos pouco arenosos (fina), muito micáceos, consistência n.a., cor marrom escura variegada. Provável solo residual.</p> <p>Consistência dura</p> <p>Bloco de gnaissos de cor acinzentada (matiação)</p> <p>Siltos arenosos (textura variada), pouco argilosos, micáceos, com pedregulhos de feldspato compacto, cor marrom claro. Provável solo residual de gnaissos.</p> <p>Siltos arenosos (fina), com fragmentos de rocha fanerítica, muito compacto, cor marrom claro. Provável solo residual de gnaissos.</p> <p>LIMITE DA SONDAAGEM</p>
1,00	1	4	3								
2,00	2	6	13								
3,00	3	5	6								
4,00	4	30/07	-								
5,00	5	12	18								
6,00	6	12	16								
7,00	7	13	20								
8,00	8	10	15								
9,00	9	10	16								
10,00	10	13	18								
11,00	11	30/01	-								
12,00	12	23	37								
13,00	13	46/25	30/10								
14,00	14	30/07	-								

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo			A - Alteração		F - Fraturamento		C - Coerência									
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sa	A2 - medianam. alterada	A3 - muito alterada	A4 - totalmente alterada	F1 - praticam. sem fraturas	F2 - pouco fraturada	F3 - medianam. fraturada	F4 - muito fraturada	F5 - em fragmentos	C1 - coerente	C2 - medianam. coerente	C3 - pouco coerente	C4 - incoerente
13/02	suco	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
14/02	suco	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
15/02	suco	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Obs:			Geraldo de Oliveira Almeida - CREA - 36 - 1 - 05312 - 6		
			Fiscalização:		

Nome do Arquivo: Condomínio Cação - SM 01

Escala: 1:100

Sondagem SM-02, 2010

Perfil Individual de Sondagem Mista										Furo: SM 02	
Cliente: CONDOMÍNIO CAÇÃO					Revestimento: 15,00		Coordenadas: N.I.				
Obra/I.G.: SONDADEGEOTÉCNICA I.G.: 967/2010					Inclin. c/ vertical: 0,00		Cota (m): N.I.				
Local: Rodovia Rio - Santos - Mangaratiba - RJ					Classificação:		Data de Início:		Data de Término:		
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm							01/02/2010		02/02/2010		

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes 1º e 2º	Nº de Golpes 2º e 3º	GRÁFICO	RQD (%)	A	F	C	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
0,00	0	Trado								0,00	Silte argiloso e arenoso, pouco micáceo, cor marrom. Provável Aterro.
1,00	1	4	4							1,00	
2,00	2	4	4							2,00	
3,00	3	4	5							3,00	Silte argiloso e arenoso, micáceo, com pedregulhos pequenos, consistência muito mole, cor marrom. Provável Aterro.
4,00	4	8	9							4,20	
5,00	5	7	6							5,00	
6,00	6	6	6							6,00	Silte arenoso, micáceo, com pedregulhos (pequenos), pouco e medianamente compacto, cor variegada.
7,00	7	7	9							7,00	
8,00	8	6	12							8,00	
9,00	9	8	13							9,00	
10,00	10	11	17							10,00	Silte pouco arenoso, muito micáceo, medianamente compacto, cor acinzentado. Provável solo residual de gnaiss.
11,00	11	9	13							11,70	
12,00	12	28	59/28							12,00	
13,00	13	33	62/25							13,00	Silte arenoso, micáceo, com pedregulhos (pequenos), muito compacto, cor acinzentado. Provável solo residual de gnaiss.
14,00	14	35	65/25							14,00	
15,00	15	23	56/26							15,00	
											CONTINUA NA PÁGINA 2

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração		F - Fraturamento		C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente			
01/02	seco	-	-	-	-	-	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente			
02/02	seco	-	-	-	-	-	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente			
03/02	-	seco	-	-	-	-	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente			
-	-	-	Obs:				Geraldo de Oliveira Almeida CREA - 35 - 1 - 05312 - 6		GEODRILL Engenharia Ltda. (21) 2427-6939			
-	-	-	Fiscalização:									

Nome do Arquivo: Condomínio Cação - SM 02


1 / 2

Perfil Individual de Sondagem Mista										Furo: SM 02	
Cliente: CONDOMÍNIO CAÇÃO					Revestimento: 15,00		Coordenadas: N.I.				
Obra/I.G.: SONDAAGEM GEOTÉCNICA I.G.: 967/2010					Inclin. d' vertical: 0,00		Cota (m): N.I.				
Local: Rodovia Rio - Santos - Mangaratiba - RJ					Classificação:		Data de Início:		Data de Término:		
Revestimento: ◊ NW, amostrador: ◊ int. 34,90mm ◊ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm							01/02/2010		02/02/2010		

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes 1º e 2º 2º e 3º	GRÁFICO	RQD (%)	A	F	C	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
15,00		30 iniciais 30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80						15,00	
	15	23 56/26								
	16	30 60								
	17	28 59/27								
	18	28 60/25								
	19	30 62/23								
20,00	20	25 58/26							20,41	
										Silte arenoso, muito micáceo, muito compacto, cor acinzentada. Provável solo residual de gnaiss.
										LIMITE DA SONDAAGEM
25,00										
30,00										

100 80 60 40 20
RECUPERAÇÃO (%)

Escala 1:100

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo			A - Alteração	F - Fraturamento	C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)			
01/02	seco	-	-	-	-	-	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente
02/02	seco	-	-	-	-	-	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente
03/02	-	seco	-	-	-	-	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente
	-	-	-	-	-	-	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente
	-	-	Obs:			Geraldo de Oliveira Almeida CREA - 86 - 1 - 05312 - 6			
	-	-	Fiscalização:						

Nome do Arquivo: Condomínio Cação - SM 02


2/2

Sondagem SM-03, 2010

Perfil Individual de Sondagem Mista										Furo: SM 03	
Cliente: CONDOMÍNIO CAÇÃO					Revestimento: 25,00		Coordenadas: N.I.				
Obra/I.G.: SONDAAGEM GEOTÉCNICA I.G.: 967/2010					Inclin. c/ vertical: 0,00		Cota (m): N.I.				
Local: Rodovia Rio – Santos – Mangaratiba – RJ					Classificação:		Data de Início: Data de Término:				
Revestimento: Φ NW, amostrador: Φ int. 34,90mm Φ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm					22/01/2010		28/01/2010				

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes 1º e 2º 2º e 3º	GRÁFICO	RQD (%)	A	F	C	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
0,00	0	Trado							0,00	Silte arenoso, pouco argiloso, com pedregulhos e raízes vegetais, cor marrom. Provável Aterro.
	1	4 4							1,00	
	2	4 3								
	3	4 4								
	4	2 3								
5,00	5	3 4								
	6	4 4								
	7	3 4							7,00	Silte argiloso, pouco arenoso, com pedregulhos pequenos, consistência mole. Provável aterro.
	8	4 5								
	9	20 32							9,00	Silte argiloso, pouco arenoso, muito micáceo, com pedregulhos pequenos, consistência dura, cor avermelhada. Provável solo residual de granito/gnaiss.
10,00	10	14 18							10,00	
	11	17 21								
	12	14 16								
	13	17 20							13,62	
	14	19 24							14,00	
15,00	15	18 23							15,00	
										CONTINUA NA PÁGINA 2

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração		F - Fraturamento		C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sa	F1 - praticamente sem fraturas	C1 - coerente			
22/01	seco	-	-	-	-	-	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente			
24/01	seco	-	-	-	-	-	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente			
28/01	seco	-	-	-	-	-	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente			
27/01	seco	-	Obs:									
23/01	seco	-	Perda d'água total na sondagem.				Geraldo de Oliveira Almeida CREA - 06 - 1 - 05312 - 6					
23/01	seco	-					Fiscalização:					

Nome do Arquivo: Condomínio Cação - SM 03		 GEODRILL Engenharia Ltda (21) 2427-6939	
---	--	---	--

Perfil Individual de Sondagem Mista										Furo: SM 03	
Cliente: CONDOMÍNIO CAÇÃO					Revestimento: 25,00		Coordenadas: N.I.				
Obra/I.G.: SONDADEGEOTÉCNICA I.G.: 967/2010					Inclin. c/ vertical: 0,00		Cota (m): N.I.				
Local: Rodovia Rio - Santos - Mangaratiba - RJ					Classificação:		Data de Início:		Data de Término:		
Revestimento: Ø NW, amostrador: Ø int. 34,90mm F ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm							22/01/2010		28/01/2010		

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	RQD (%)	A	F	C	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
		1º e 2º	2º e 3º								
15,00	(15)	18	23							15,00	Silte argiloso, pouco arenoso, micáceo, com pedregulhos pequenos, consistência rija à dura, cor variegada. Provável solo residual de granito/gnaiss.
	(16)	16	21							17,00	
	(17)	34	42								
	(18)	45	49/23								Silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, muito compacto, cor variegada. Provável solo residual de granito/gnaiss.
20,00	(19)	55	35/15							20,00	
	(20)	57/24	40/9								
	(21)	60/25	40/10								
	(22)	59/22	40/7								
	(23)	63/22	40/7								Silte arenoso, micáceo, muito compacto, cor variegada. Provável solo residual de gnaiss.
25,00	(24)	40/15									
	(25)	40/13									
	(26)	40/11									
	(27)	40/11									
	(28)	40/9									
30,00	(29)	40/10									
	(30)	40/8								30,00	

CONTINUA NA PÁGINA 3

Escala 1:100

Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				A - Alteração		F - Fraturamento		C - Coerência	
Est.	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticamente sem fraturas	C1 - coerente		
22/01	seco	-	-	-	-	-	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente		
24/01	seco	-	-	-	-	-	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente		
25/01	seco	-	-	-	-	-	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente		
27/01	seco	-	Obs:				Geraldo da Oliveira Almeida CREA - 36 - 1 - 05312 - 6 Fiscalização:				
28/01	seco	-	Perda d'água total na sondagem.								
29/01	seco	-									

GEODRILL
Engenharia Ltda
(21) 2427-6939

Nome do Arquivo: Condomínio Cação - SM 03

Perfil Individual de Sondagem Mista										Furo: SM 03	
Cliente: CONDOMÍNIO CAÇÃO					Revestimento: 25,00		Coordenadas: N.I.				
Obra/I.G.: SONDAÇÃO GEOTÉCNICA I.G.: 967/2010					Inclin. c/ vertical: 0,00		Cota (m): N.I.				
Local: Rodovia Rio – Santos – Mangaratiba – RJ					Classificação:		Data de Início:		Data de Término:		
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm							22/01/2010		28/01/2010		

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	RQD (%)	A	F	C	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica
		1ª e 2ª	2ª e 3ª								
30,00		30 iniciais	30 finais							30,00	Silte arenoso, micáceo, muito compacto, cor varigada. Provável solo residual de gnaiss.
	30	40/8									
	31	40/5									
	32	40/5									
	33	40/3								33,40	Silte arenoso, muito micáceo, muito compacto, cor cinza. Provável solo residual de gnaiss.
	34	49	72								
35,00	35	61/26	40/11							35,26	LIMITE DA SONDAÇÃO

Prof. do nível d'água (N.A.)		Lavagem por Tempo				A - Alteração		F - Fraturamento		C - Coerência	
		Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)				
22,00	seco	-	-	-	-	-	-	A1 - rocha sã	F1 - praticamente sem fraturas	C1 - coerente	
22,00	seco	-	-	-	-	-	-	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente	
24,00	seco	-	-	-	-	-	-	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente	
25,00	seco	-	-	-	-	-	-	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente	
27,00	seco	-	-	-	-	-	-		F5 - em fragmentos		
28,00	seco	-	-	-	-	-	-	Obs: Perda d'água total na sondagem.			
28,00	seco	-	-	-	-	-	-				

Geraldo de Oliveira Almeida CREA - RJ - 1 - 05312 - 6 Fiscalização:		GEODRILL Engenharia Ltda (21) 2427-6939
--	--	--

Escala 1:100

Nome do Arquivo: Condomínio Cação - SM 03

3/3

Sondagem SM-01, 2019

Perfil Individual de Sondagem Mista				Furo:	SM-01/INC-01
Cliente:	CONDOMÍNIO CAÇÃO	Revestimento:	35,05m	Coordenadas:	E: 596.298,9587 N: 7.462.303,1013
Obra:	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA - IG:1404/2019	Inclin. c/ vertical:	0,00	Cota (m):	+43,281m
Local:	Rodovia Rio x Santos - Km 434 - Mangaratiba- RJ	Classificação:	Geraldo	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				03/07/2019	22/07/2019

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	ϕ	A	F	C	ROD (%)	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica
		1º e 2º	2º e 3º									
0,00		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80							0,00	
	1	TRADO			H							Site arenoso, com pedregulhos e restos vegetais de cor marrom, fofo.
	2	2/56-	1/18-			A4	F2	C3	0		1,70	Rocha de textura gnaissica, cinza claro. Matacão.
		-	-								2,20	
	3	2	3/27									Site arenoso, com pedregulhos, cor marrom, fofo.
		-	-									Bloco de Quartzo branco.
											4,70	Site arenoso, com pedregulhos, cor marrom, fofo.
5,00	6	5	6/32									
	7	11	12									Site arenoso, com pedregulhos e fragmentos de rocha, micáceo, de cor marrom, medianamente compacto a muito compacto. Provável solo Residual.
	8	10	11		H							
	9	50	31/15								8,30	
	10	50/27	38/12									Site arenoso, com pedregulhos e fragmentos de quartzo, de cor cinza médio, micáceo, compacto a muito compacto. Solo Residual.
10,00		-	-									
	12	50/25	30/10									
	13	28	36									
	14	50	36/15									
	15	31	33									
15,00	16	38	38/23								15,00	
Continua na página 2												

Escala 1:100


Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração	F - Fraturamento	C - Coerência
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã A2 - medianam. alterada A3 - muito alterada A4 - totalmente alterada	F1 - praticam. sem fraturas F2 - pouco fraturada F3 - medianamente fraturada F4 - muito fraturada F5 - em fragmentos	C1 - coerente C2 - medianam. coerente C3 - pouco coerente C4 - incoerente
23/07	-	13,70	-	-	-	10			
-	-	-	-	-	-	10			
-	-	-	-	-	-	10			
-	-	-	Obs: ○ - amostra não recuperada.				Geraldo de Oliveira Almeida - CREA - 86-145312-6		
-	-	-					GEODRILL Engenharia Ltda 55 21 2427-6939		

Nome do Arquivo: Condomínio Cação-SM-01-Rev1

1/3

Perfil Individual de Sondagem Mista				Furo:	SM-01/INC-01
Cliente:	CONDOMÍNIO CAÇÃO	Revestimento:	35,05m	Coordenadas:	E: 596.298,9587 N: 7.462.303,1013
Obra:	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA - IG:1404/2019	Inclin. c/ vertical:	0,00	Cota (m):	+43,281m
Local:	Rodovia Rio x Santos - Km 434 - Mangaratiba - RJ	Classificação:	Geraldo	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				03/07/2019	22/07/2019

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	ϕ	A	F	C	ROD (%)	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica
		1º e 2º	2º e 3º									
15,00		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80								
	16	38	38/23		H							
	17	29	34									
	18	31	35									
	19	50	30/15									
20,00	20	18	26									
	21	14	28									
	22	21	32									
	23	19	27									
	24	24	32									
25,00	25	24	37									
	26	-	-									
	27	-	-									
	28	-	-									
	-	-	-									
30,00	30	34	37/27									
	31	50	30/15									
<p>100 80 60 40 20</p> <p>RECUPERAÇÃO (%)</p> <p>27,55</p> <p>30,00</p> <p>Continua na página 3</p> <p>Escala 1:100</p>												

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração	F - Fraturamento		C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente		
23/07	-	13,70	-	-	-	10	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente		
-	-	-	-	-	-	10	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente		
-	-	-	-	-	-	10	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente		
-	-	-	Obs:				Geraldo de Oliveira Almeida - CREA - 86-1-05312-6				
-	-	-	○ - amostra não recuperada.								
-	-	-									


Nome do Arquivo: Condomínio Cação-SM-01-Rev1

2/3

Perfil Individual de Sondagem Mista				Furo:	SM-01/INC-01
Cliente:	CONDOMÍNIO CAÇÃO	Revestimento:	35,05m	Coordenadas:	E: 596.298,9587 N: 7.462.303,1013
Obra:	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA - IG:1404/2019	Inclin. c/ vertical:	0,00	Cota (m):	+43,281m
Local:	Rodovia Rio x Santos - Km 434 - Mangaratiba- RJ	Classificação:	Geraldo	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				03/07/2019	22/07/2019

Prof. (m)	Amostra	Nº de Golpes		GRÁFICO	ϕ	A	F	C	ROD (%)	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica
		1º e 2º	2º e 3º									
30,00		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80								
	31	50	30/15									Silte muito arenoso, com pedregulhos e fragmentos de quartzo, de cor cinza, micáceo, muito compacto. Solo Residual.
	32	50/27	32/12									
	33	30/8	-									
	34	30/10	-									
	35	30/6	-									
35,00	36	30/5	-									
				100 %		A2	F4	C2	80	~~~~~	35,05	Rocha de textura gnaissica, de cor cinza médio. Obs: 1) - Com fraturas sub-horizontais em 37,15m, com alteração e oxidação das paredes. 2) - Entre 37,95 e 38,25 fraturas sub-verticais
				76 %		A1	F1	C1	95	~~~~~	35,55	
									82	~~~~~	37,75	
											38,25	LIMITE DA SONDAGEM
40,00												
45,00												

Escala 1:100

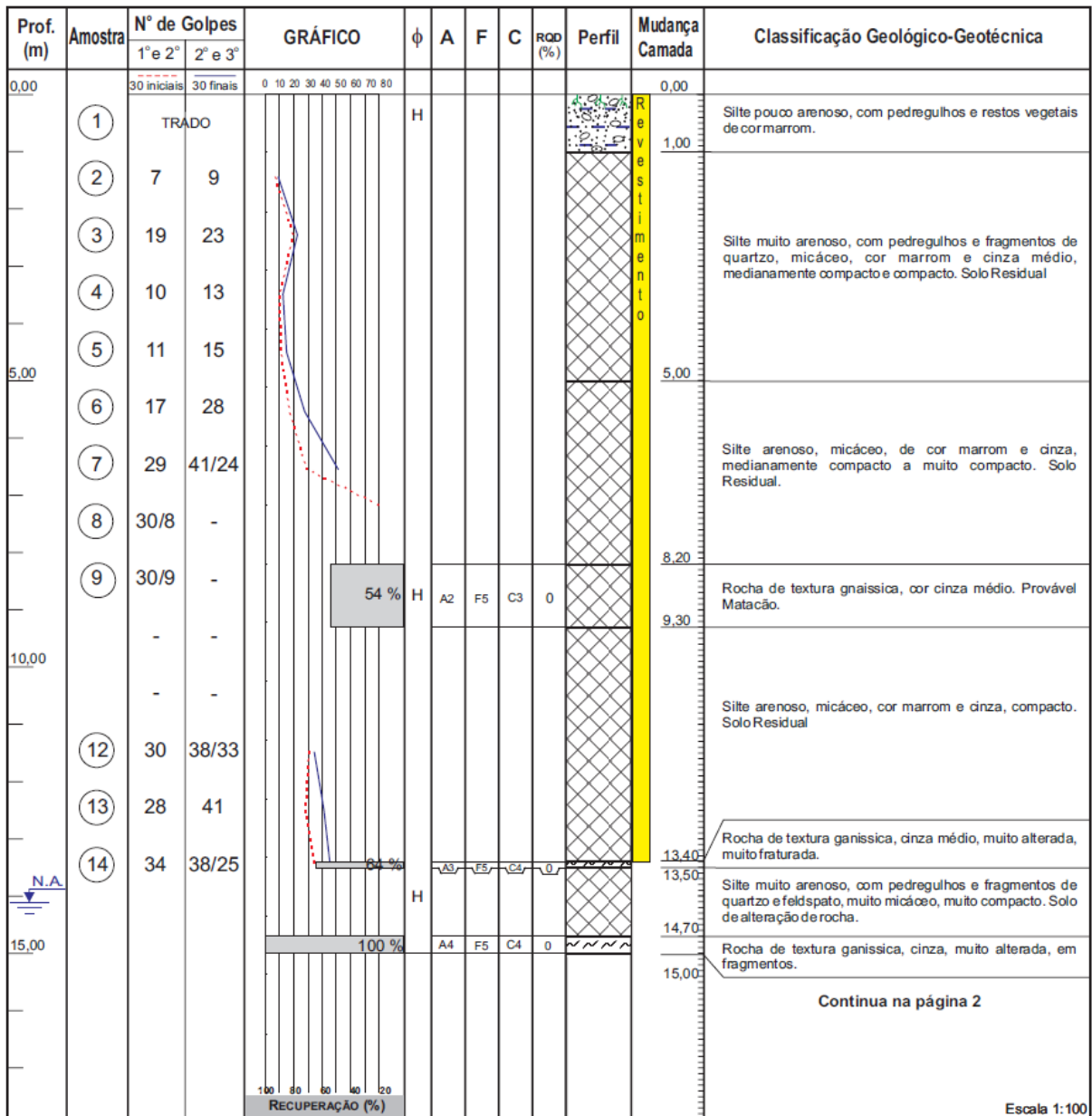
Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração	F - Fraturamento		C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente		
23/07	-	13,70	-	-	-	10	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente		
-	-	-	-	-	-	10	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente		
-	-	-	-	-	-	10	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente		
-	-	-	Obs:			Geraldo de Oliveira Almeida - CREA - 86-145312-6		 55 21 2427-6939			
-	-	-	○ - amostra não recuperada.								
-	-	-									


Nome do Arquivo: Condomínio Cação-SM-01-Rev1

3/3

Sondagem SM-02, 2019

Perfil Individual de Sondagem Mista				Furo:	SM-02/INC-02	
Cliente:	CONDOMÍNIO CAÇÃO		Revestimento:	35,05m	Coordenadas:	E: 596.318,5123 N: 7.462.267,7715
Obra:	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA - IG:1404/2019		Inclin. c/ vertical:	0,00	Cota (m):	+31,398m
Local:	Rodovia Rio x Santos - Km 434 - Mangaratiba- RJ		Classificação:	Geraldo	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm					03/07/2019	22/07/2019




Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração	F - Fraturamento	C - Coerência
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente
05/08	-	14,10	-	-	-	10	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente
-	-	-	-	-	-	10	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente
-	-	-	-	-	-	10	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente
-	-	-	Obs: ○ - amostra não recuperada.				Geraldo de Oliveira Almeida - CREA - 86-1-05312-6		 Engenharia Ltda 55 21 2427-6939
-	-	-							
-	-	-							

Nome do Arquivo: Condomínio Cação-SM-02-Rev0

Perfil Individual de Sondagem Mista				Furo:	SM-02/INC-02
Cliente:	CONDOMÍNIO CAÇÃO	Revestimento:	35,05m	Coordenadas:	E: 596.318,5123 N: 7.462.267,7715
Obra:	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA - IG:1404/2019	Inclin. c/ vertical:	0,00	Cota (m):	+31,398m
Local:	Rodovia Rio x Santos - Km 434 - Mangaratiba- RJ	Classificação:	Geraldo	Data de Início:	Data de Término:
Revestimento: ϕ NW, amostrador: ϕ int. 34,90mm ϕ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm				03/07/2019	22/07/2019

Prof. (m)	Amostra	N° de Golpes		GRÁFICO	ϕ	A	F	C	RQD (%)	Perfil	Mudança Camada	Classificação Geológico-Geotécnica
		1° e 2°	2° e 3°									
15,00		30 iniciais	30 finais	0 10 20 30 40 50 60 70 80							15,00	
				100 %		A4	F5	C4	0	~~~~~	15,40	Rocha de textura ganíssica, cinza, muito alterada, em fragmentos.
				93 %	H	A3	F5	C4	82	~~~~~	15,50	
				78 %		A1	F1	C1	98	~~~~~	16,72	Rocha de textura ganíssica, cinza. Rocha Sã.
										~~~~~	18,32	
20,00												LIMITE DA SONDAAGEM
25,00												
30,00												
				100 80 60 40 20								

Escala 1:100

Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo				A - Alteração	F - Fraturamento		C - Coerência	
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	A1 - rocha sã	F1 - praticam. sem fraturas	C1 - coerente		
05/08	-	14,10	-	-	-	10	A2 - medianam. alterada	F2 - pouco fraturada	C2 - medianam. coerente		
-	-	-	-	-	-	10	A3 - muito alterada	F3 - medianamente fraturada	C3 - pouco coerente		
-	-	-	-	-	-	10	A4 - totalmente alterada	F4 - muito fraturada	C4 - incoerente		
-	-	-	Obs: ○ - amostra não recuperada.				Geraldo de Oliveira Almeida - CREA - 86-145312-6				
-	-	-									
-	-	-									

Nome do Arquivo: Condomínio Cação-SM-02-Rev0

2/2