

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO DE FILOSOFIA E CIÊNCIAS HUMANAS  
DEPARTAMENTO DE GEOCIÊNCIAS

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE EM SOLO NATURAL COM  
AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM DIFERENTES  
PROFUNDIDADES, NOVA TRENTO - SC**

Matheus Klein Flach

Trabalho de Conclusão de Curso submetido a banca  
examinadora para a obtenção do Grau de Bacharel em  
Geologia.  
Orientador: Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola.

Florianópolis  
2016



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

Flach, Matheus

Análise da estabilidade de um talude em solo natural com avaliação dos parâmetros de resistência em diferentes profundidades, Nova Trento - SC / Matheus Flach ; orientador, Murilo da Silva Espíndola - Florianópolis, SC, 2016.

107 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Graduação em Geologia.

Inclui referências

1. Geologia. 2. Solo residual de granito. 3. Cisalhamento direto. 4. Estabilidade de talude. I. Espíndola, Murilo da Silva. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Geologia. III. Título.



Matheus Klein Flach

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE EM SOLO NATURAL COM  
AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM DIFERENTES  
PROFUNDIDADES, NOVA TRENTO - SC**

Este trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção de Título de Bacharel em Geologia e, aprovado em sua forma final pelo Coordenador do Curso de Graduação em Geologia.

Florianópolis, dezembro de 2016.

---

Prof. Marivaldo dos Santos Nascimento, Dr  
Coordenador do Curso de Graduação em Geologia

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Dr  
Orientador

---

Prof. Fábio Krueger da Silva, Dr  
Instituto Federal de Santa Catarina

---

Prof. Juan Antônio Altamirano Flores, Dr  
Universidade Federal de Santa Catarina



À minha família.



## AGRADECIMENTOS

Aos meu pais, Flávio Francisco Flach e Bernadete Maria Klein Flach, que fizeram o possível e o impossível para que eu tivesse uma ótima educação, tenho certeza que tudo que conquistei é um reflexo do que aprendi com vocês. Não conseguirei expressar o quanto sou grato por vocês confiarem em mim. Amo muito vocês!

Ao Professor Murilo da Silva Espíndola, orientador, pesquisador e acima de tudo amigo, por todos os conselhos, ensinamentos e confiança em mim e em meu trabalho. Expresso aqui toda minha gratidão.

Aos meus irmãos, Thiago, Jéssica e Luiza, que sempre me apoiaram e ajudaram nas minhas escolhas, por todas as paravras de incentivo, piadas e carinho.

Aos meus amigos, Vitor Santini Müller e Nilo Rodrigues Junior, que nunca se recusaram a me ajudar, em tantos dias no laboratório e tanto ensinamento, obrigado por fazerem tudo aquilo, em trabalho de campo, para que esse trabalho desse certo.

À Milena Arruda e Ramon Vitto, que em laboratório formamos um time e sempre nos ajudamos nos ensaios, desde a moldagem até análise.

À Giulia Dal Bello, que sempre apoiou meu trabalho, obrigado pelo incentivo e compreensão.

Aos colegas da Geotecnia-Geologia por estarem sempre a disposição pra auxiliar nos ensaios em laboratório, obrigado.

Ao Professor Juan Antonio Altamirano Flores, pelo conhecimento passado durante a graduação.

Ao Professor Fábio Krueger, pela disponibilidade e por contribuir com o trabalho.

Ao Professor Rafael Augusto dos Reis Higashi pelo conhecimento passado e incentivo na realização deste trabalho.

Ao amigo Américo Cruz, por toda a disponibilidade que teve em me ajudar no Laboratório de Microscopia Eletrônica, obrigado por ser essa pessoa bondosa.

Aos meus amigos de graduação, Douglas, Felipe, Marcon, Johann, Cosme e tantos outros, que sempre me apoiaram, ajudaram, entenderam e fizeram o possível para me incentivar, agradeço muito a todos.

Ao Convênio entre Ministério das Cidades, UFSC e FEESC pelo apoio financeiro para a realização do presente trabalho.

À Universidade Federal de Santa Catarina pela estrutura.

À todos que de alguma maneira auxiliaram na execução deste trabalho.



“A natureza é o único livro que oferece um conteúdo valioso em todas as suas folhas”  
(Johann Wolfgang von Goethe, 1749)



## RESUMO

O entendimento do comportamento geotécnico dos solos de Santa Catarina é de extrema importância. Por se tratar de um clima subtropical, a intensidade com que os processos de alteração ocorrem, possibilita o desenvolvimento de espessos perfis de solos. Tendo em vista a ocorrência de diversos problemas geotécnicos a mensuração dos parâmetros do solo é de elevada importância para qualquer tipo de análise. Citam-se como exemplo, os deslizamentos de terra, mais evidentes e possivelmente mais frequentes nos últimos anos. O presente trabalho apresenta uma caracterização geotécnica de um perfil de solo granítico da cidade de Nova Trento – SC, utilizando-se análise das características geotécnicas do local, ensaios laboratoriais e análises microscópicas, além de uma análise de estabilidade para o talude em situação de saturação. Essas análises visam a objetivar o entendimento do comportamento deste tipo de solo, coletado em diferentes profundidades, portanto, submetidos em escala geológica à variação do grau de alteração. Foram coletadas cinco amostras em um talude de solo natural, executados para o trabalho. Foram realizados ensaios de caracterização física e cisalhamento direto, além de uma análise geológica e mineralógica com utilização de espectrometria de dispersão (EDS) e microscopia eletrônica de varredura. De acordo com a granulometria o horizonte mais subsuperficial do solo é caracterizado como areia siltosa enquanto a porção mais superficial é argila muito plástica. A espectrometria de dispersão indicou a presença de diferentes graus de lixiviação e a formação de argilominerais. As amostras mais profundas apresentaram um grau de alteração menor, ou seja, uma maior identidade da rocha mãe. Nos resultados do ensaio de cisalhamento direto inundado, foram obtidos parâmetros de resistência numa faixa de coesão entre 11.3 e 4.5 kPa, enquanto que o valor de ângulo de atrito interno esteve entre 39.2 e 28.6°. Nos resultados obtidos matematicamente para a permeabilidade das amostras, foram obtidos, para as amostras mais granulares, valores que variaram de  $7.2 \times 10^{-6}$  a  $1.5 \times 10^{-5}$ . Já para a amostra menos granular, amostra do topo do talude, o resultado encontrado foi  $1.0 \times 10^{-11}$ , o que não correspondeu com o esperado pelo fato da amostra apresenta estruturação em grumus. A análise de estabilidade do talude, para a condição de saturação, apresentou o fator de segurança de 1.161, podendo ser classificado como um grau baixo de segurança. De forma geral os resultados evidenciaram um comportamento típico, com a presença de cimentação, além da influência do grau de alteração na caracterização geotécnica das diferentes profundidades. Por outro lado, o resultado da análise de estabilidade para um caso de saturação suposta acontecer, é pouco provável, pois o talude apresenta vegetação no local, permeabilidade alta e uma ótima drenagem superficial, evitando uma grande infiltrabilidade de água no solo. Não está descartada a possibilidade de uma eventual saturação do talude, caso ocorra longos períodos de chuvas na região.

**Palavras-Chave:** Solo residual de granito. Cisalhamento direto. Estabilidade de talude.

## ABSTRACT

The geotechnical behaviour's knowledge of the soils of Santa Catarina is fundamental. Because of its subtropical climate, the intensity of which the alteration processes occur enables the development of thick soil profiles. In view of the occurrence of several geotechnical problems the measurement of the soil's parameters is fundamental to any type of analysis. It is mentioned as an example, the landslides, more evident and perhaps more frequent in the last years. This work presents the geotechnical characterization of a granitic soil profile in the city of Nova Trento - SC, using the local's geotechnical characteristics, laboratory tests and microscopic analysis, besides a slope stability analysis considering a condition of saturation. These analyses have the aim to objectify the understanding of this type of soil, collected in different depths, therefore, submitted in geological scale to a variation of the degree of alteration. Five samples were collected in an artificial slope of natural soil. Physical characterization tests and direct shear tests were executed, besides a geological and a mineralogical analysis by dispersion spectrometry and scanning electron microscopy. According to the granulometry the sub surface, soil horizon is characterized as silty sand whereas the shallow portion is highly plastic clay. The dispersion spectrometry indicated the presence of different degrees of leaching and the formation of clay minerals. The deeper samples showed a minor degree of alteration, that is, a higher identity with the bedrock. In the drained direct shear test results were obtained resistance parameters of cohesion with values from 11.3 to 4.5kPa, whereas the internal angle of friction values varied from 39.2 to 28.6°. The results obtained mathematically for the permeability of the samples were, for the granular samples, values from  $7.2 \times 10^{-6}$  to  $1.5 \times 10^{-5}$ . For the less granular sample, collected in the top of the slope, the value were of  $1.0 \times 10^{-11}$ , which not correspond to the expected by the fact that the sample has aggregation structuration. The stability slope analysis, for the condition of saturation, presented a safety factor of 1.161, which is classified as a low safety factor. In general the results evidence a typical behavior, with the presence of cementation, besides the degree of alteration influence in the geotechnical characterization of the different depths. On the other hand, the slope stability analysis result for a supposed condition of saturation is unlikely to happen, because the slope has vegetation, high permeability and a good surface drainage, avoiding a high infiltrability of water in the soil. It is not impossible the possibility of an eventual saturation of the slope, in case of long rainy periods occur in the region.

**Keywords:** Granitic residual soil. Direct shear test. Slope stability.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Compartimentação em segmentos meridional, central e setentrional, com seus respectivos orógenos constituintes (HEILBRON <i>et al.</i> , 2004). .....	32
Figura 2. Segmento meridional do Sistema Orogênico Mantiqueira, em detalhe (HEILBRON <i>et al.</i> , 2004). .....	33
Figura 3. Mapa geológico esquemático do Cinturão Feliciano em Santa Catarina, com as compartimentações propostas por Basei (1985) e Basei <i>et al.</i> (2011). .....	34
Figura 4. Acondicionamento do bloco indeformado do solo (modificado de MACCARINI, 1999). .....	37
Figura 5. Curvas granulométricas de alguns solos brasileiros (PINTO, 2006). .....	38
Figura 6. Posição relativa dos Limites de Atterberg com diagramas de tensão-deformação em vários estados (modificado de DAS, 2014). .....	39
Figura 7. As fases do solo. (a) no estado natural; (b) separada em volumes; (c) em função do volume de sólidos (PINTO, 2006). .....	40
Figura 8. Relação entre a composição granulométrica e mineralógica do solo (modificado de BRADY e WEIL, 1999). .....	41
Figura 9. Valores de permeabilidade (k) para alguns solos residuais brasileiros (VARGAS, 1978). .....	42
Figura 10. Componentes básicos do equipamento de cisalhamento direto (HIGASHI e ESPÍNDOLA, 2011). .....	43
Figura 11. Principais resultados de um ensaio de cisalhamento direto. (a) gráficos tensão-deformação; (b) gráficos deformação vertical; (c) envoltória de mohr-coulomb (GODOI, 2014). .....	44
Figura 12. Analogia entre microscópio óptico e o microscópio eletrônico de varredura (DEDAVID <i>et al.</i> , 2007). .....	45
Figura 13. Determinação de uma envoltória de resistência (GERSCOVICH, 2012). .....	47
Figura 14. Ilustração esquemática do atrito entre dois corpos (PINTO, 2006). .....	49
Figura 15. Perfil de intemperismo (modificado de GERSCOVICH, 2012). .....	49
Figura 16. Mudanças na resistência ao cisalhamento ao longo de um perfil de intemperismo (modificado de SANDRONI, 1985 <i>apud</i> KRUEGER, 2015). .....	50
Figura 17. Envoltórias de resistência para os cinco solos estudados por Rocha <i>et al.</i> , (2002). .....	51
Figura 18. Variação da resistência ao cisalhamento dos solos com o índice: (a) $k_i$ ; (b) $k_r$ (ROCHA <i>et al.</i> , 2002). .....	52
Figura 19. Análise de estabilidade através do método comum de fatias e tentativa de superfície de ruptura (DAS, 2014). .....	55
Figura 20. Obtenção do círculo crítico (VARGAS, 1972). .....	57

Figura 21. Método Bishop simplificado (REMÉDIO, 2014). .....	58
Figura 22. Exemplo de uma superfície de ruptura planar. ....	59
Figura 23. Procura pela superfície crítica com o $FS_{min}$ (GERSCOVICH, 2012). ....	60
Figura 24. Localização do município de Nova Trento, no estado de Santa Catarina. ....	61
Figura 25. Precipitação média anual de Nova Trento-SC (climate-data.org/location/43714/). ....	62
Figura 26. Localização da área de estudo em relação ao centro da cidade de Nova Trento. ....	63
Figura 27. Delimitação do talude estudado. ....	63
Figura 28. Perspectiva recente da encosta. ....	64
Figura 29. Granito Valsungana apresentando fenocristais de K-feldspato. ....	65
Figura 30. Saprólito do Granito Valsungana. ....	65
Figura 31. Fluxograma da metodologia adotada no trabalho. ....	67
Figura 32. Perfil do talude gerado a partir da estação total. ....	68
Figura 33. Cena final em três dimensões gerada a partir da união das varreduras. ....	69
Figura 34. Pontos de coleta de cada uma das amostras. ....	69
Figura 35. (a) amostra deformada; (b) uso de ferramentas manuais para moldagem; (c) filme plástico usado para manter a umidade da amostra; (d) atadura gessada usada para transportar a amostra com segurança. ....	70
Figura 36. (a) cápsulas para análise de teor de umidade; (b) picnômetro utilizado no ensaio de massa específica dos sólidos. ....	71
Figura 37. (a) ensaio de peneiramento; (b) ensaio de sedimentação. ....	72
Figura 38. Ensaio dos Limites de Atterberg. (a) determinação do limite de liquidez; (b) determinação do limite de plasticidade. ....	72
Figura 39. Equipamento de cisalhamento direto do Laboratório de Mecânica dos Solos. ....	74
Figura 40. Amostragem em bloco indeformado. ....	74
Figura 41. Microscópio eletrônico de varredura modelo JSM 6390LV (LCME-UFSC). ....	75
Figura 42. Amostras preparadas para investigação de microscopia eletrônica de varredura. ....	76
Figura 43. Curvas granulométricas dos pontos de estudo. ....	78
Figura 44. Envoltórias de cisalhamento dos pontos de estudo. ....	80
Figura 45. Imagens do MEV e MEV-EDS do ponto B01. ....	83
Figura 46. Imagens do MEV e MEV-EDS do ponto B02. ....	84
Figura 47. imagens do MEV do ponto B03. ....	85
Figura 48. MEV-EDS da amostra B03. ....	85
Figura 49. Imagens MEV e MEV-EDS da amostra B04. ....	86
Figura 50. Imagens de MEV do ponto B05. ....	87
Figura 51. MEV-EDS da amostra B05. ....	87
Figura 52. Superfície crítica de ruptura do talude. ....	90
Figura 53. Superfície crítica de ruptura após a inserção do nível d'água. ....	91

Figura 54. Superfície crítica de ruptura após o levantamento do nível d'água. ....	92
Figura 55. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B01. ....	93
Figura 56. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B02. ....	93
Figura 57. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B03. ....	94
Figura 58. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B04. ....	94
Figura 59. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B05. ....	95
Figura 60. Superfície crítica de ruptura para o talude após o retaludamento, sem a presença de nível d'água. ....	96
Figura 61. Superfície crítica de ruptura, com retaludamento e presença do nível d'água. ....	97

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Critérios de ruptura. ....	46
Tabela 2. Índices de intemperismo calculados para os solos de granito.....	52
Tabela 3. Parâmetros de resistência para os solos analisados.....	53
Tabela 4. Valores de fatores de segurança.....	56
Tabela 5. Profundidade de coleta de cada amostra. ....	70
Tabela 6. Índices físicos e limites de consistência dos solos dos pontos de estudo.....	77
Tabela 7. Análise granulométrica dos solos dos pontos de estudo. ....	77
Tabela 8. Classificação dos materiais estudados. ....	78
Tabela 9. Valores dimensionados de permeabilidade.....	79
Tabela 10. Análise de coesão e ângulo de atrito interno dos pontos de estudo. ....	81
Tabela 11. Resultados da bibliografia de parâmetros de resistência para solo residual de granito.....	81
Tabela 12. Dimensão dos grãos da amostra b05.....	88
Tabela 13. Dados de entrada na análise de estabilidade. ....	89
Tabela 14. Valores de fator de segurança para cada um dos solos aplicados no talude. ....	95

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A – Área da Seção Transversal

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

cm – centímetros

CMB – Complexo Metamórfico Brusque

CPRM – Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais

Cu – Coeficiente de Uniformidade

E – oeste

EDS – Espectroscopia de Energia Dispersiva

*et al.* – e outros

FS – fator de segurança

GrVm – solo residual vermelho de granito

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IP – Índice de Plasticidade

kPa – Quilo Pascal

LC – Limite de Contração

LCME – Laboratório Central de Microscopia Eletrônica

LL – Limite de Liquidez

LMS - Laboratório de Mecânica dos Solos

LP – Limite de Plasticidade

m – metros

MA – Milhões de anos

MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura

N – Força Normal

NBR – Norma Brasileira

NE – Nordeste

PVC – *Polyvinyl chloride*

s – segundo

S – sul

SC – Santa Catarina

SOM – Sistema Orogênico Mantiqueira

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

SW – Sudoeste

T – Força Tangencial

U – Uranio

UTM – Universal Transversa de Mercator

ZCIP – Zona de Cisalhamento Itajaí-Perimbó

ZCMG – Zona de Cisalhamento Major Gercino

## LISTA DE SÍMBOLOS

°C: graus celsius

$\mu$ : viscosidade do fluído

Al: Alumínio

c: coesão

c': coesão efetiva

Ca: Cálcio

CH – argila muito plástica

CXbd – cambissolo háplico distrófico típico

D: diâmetro da esfera

e: índice de vazios

f – coeficiente de atrito

Fe: Ferro

Ga: Giga anos

GrAm – solo residual amarelo de granito

GrBt – solo residual de granitocom biotite

GrLt – solo residual de granito em laterização

k – carga hidráulica

K - Potássio

Ki – índice de intemperismo do solo

Ln – comprimento da base da fatia

ln – comprimento da fatia

LVAd – latossolo vermelho-amarelo distrófico

LVd – latossolo vermelho distrófico

LVdf – latossolo vermelho distroférico

Mg: Magnésio

mm: milímetro

n: porosidade

Na – Sódio

Pb - Chumbo

Pn – peso de fatia

PVAd – argissolo vermelho-amarelo distrófico típico

Si: Silício

SM – areia siltosa

Sr: grau de saturação

Ti - Titânio

$u_n'$  – pressão de água no centro da base da fatia

v – velocidade de queda das partículas

w – teor de umidade

WL: limite de liquidez

$W_{nat}$ : teor de umidade natural

WP: limite de plasticidade

WS – limite de contração

$w_{sat}$ : teor de umidade para 100% de saturação

$\alpha_n$  – ângulo entre a vertical e o raio da superfície de ruptura

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco

$\gamma_n$ : peso específico aparente natural

$\gamma_s$ : peso específico do material da esfera

$\gamma_s$ : peso específico dos sólidos

$\gamma_w$ : peso específico do fluido

$\delta$  – densidade real das partículas

$\mu\text{m}$  – micrometro

$\sigma$ : tensão normal

$\sigma'$  – tensão normal do plano de ruptura

$\tau$ : tensão cisalhante

$\phi$ : ângulo de atrito



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>29</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	30
1.2. OBJETIVO GERAL .....	30
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	30
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>31</b>
2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL.....	31
<b>2.1.1. Sistema Orogênico Mantiqueira</b> .....	<b>31</b>
<b>2.1.2. Escudo Catarinense</b> .....	<b>33</b>
<b>2.1.3. Suíte Intrusiva Valsungana</b> .....	<b>35</b>
2.1.3.1. Granito Valsungana.....	35
2.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOMECÂNICA .....	36
<b>2.2.1. Coleta de Amostras</b> .....	<b>36</b>
<b>2.2.2. Caracterização do Solo</b> .....	<b>37</b>
2.2.2.1. Análise Granulométrica.....	37
2.2.2.2. Limite de Atterberg .....	38
2.2.2.3. Índices Físicos .....	39
2.2.2.4. Composição Mineralógica.....	40
<b>2.2.3. Ensaio de Permeabilidade</b> .....	<b>41</b>
<b>2.2.4. Cisalhamento Direto</b> .....	<b>42</b>
<b>2.2.5. Microscopia Eletrônica de Varredura</b> .....	<b>44</b>
2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	45
<b>2.3.1. Critérios de Ruptura</b> .....	<b>46</b>
<b>2.3.2. Parâmetros de Resistência</b> .....	<b>47</b>
2.3.2.1. Coesão .....	48
2.3.2.2. Atrito .....	48
<b>2.3.3. Intemperismo x Parâmetros de Resistência</b> .....	<b>49</b>
2.4. ESTABILIDADE DE TALUDES.....	53
<b>2.4.1. Método Sueco ou de Fatias</b> .....	<b>54</b>
<b>2.4.2. Bishop Simplificado</b> .....	<b>57</b>
<b>2.4.3. Superfícies Planares</b> .....	<b>59</b>
<b>2.4.4. Considerações sobre cálculos de estabilidade</b> .....	<b>60</b>

<b>3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....</b>	<b>61</b>
3.1. ASPECTOS GERAIS.....	61
3.2. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	62
3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	64
<b>4. METODOLOGIA.....</b>	<b>67</b>
4.1. ATIVIDADES DE CAMPO .....	68
<b>4.1.1. Levantamento Topográfico.....</b>	<b>68</b>
<b>4.1.2. Coleta de amostras.....</b>	<b>69</b>
4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS .....	70
<b>4.2.1. Ensaios de Caracterização .....</b>	<b>71</b>
4.2.1.1. Índices Físicos .....	71
4.2.1.2. Granulometria.....	71
4.2.1.3. Limites de Atterberg.....	72
<b>4.2.2. Permeabilidade .....</b>	<b>72</b>
<b>4.2.3. Ensaio de Cisalhamento Direto .....</b>	<b>73</b>
<b>4.2.4. Microscopia Eletrônica de Varredura .....</b>	<b>75</b>
<b>5. RESULTADOS .....</b>	<b>77</b>
5.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	77
<b>5.1.1. Resultado da Permeabilidade .....</b>	<b>79</b>
5.2. RESULTADO DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	80
5.3. RESULTADO DA MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA .....	82
5.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	88
<b>5.4.1. Análise na condição original .....</b>	<b>89</b>
<b>5.4.2. Análise para a condição de ruptura .....</b>	<b>90</b>
<b>5.4.3. Análise sem setorização dos parâmetros de resistência .....</b>	<b>92</b>
<b>5.4.4. Análise após uma proposta de retaludamento .....</b>	<b>95</b>
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>99</b>
6.1. CONCLUSÕES .....	99
6.2. SUGESTÕES A TRABALHOS FUTUROS.....	101

<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>103</b>
--	------------



## 1. INTRODUÇÃO

O entendimento que se tem da engenharia geotécnica é datado do século XVIII. Após diversos problemas relacionados com fundações no início do mesmo, pode-se dizer que a partir disso foi estudado de uma forma mais criteriosa o comportamento dos solos (SKEMPTON, 1985). A geotécnica é uma ciência exata na qual se estuda o comportamento de materiais naturais da crosta terrestre e se tenta solucionar os problemas de engenharia no meio ambiente, causados pela interação entre o meio físico e as ações antrópicas. A solução do problema pode ser devidamente encontrada caso os parâmetros geológicos e geomecânicos dos materiais sejam delimitados.

Conhecer os parâmetros geotécnicos e as características dos solos é de extrema importância para qualquer projeto, pois a má interpretação pode acarretar em atrasos, aumentos de custos e problemas como rupturas. Como etapa inicial de um projeto geotécnico, Almeida e Marques (2010) caracterizam a investigação geotécnica, pois ela busca definir algumas características, como por exemplo, remediação de rupturas e estabilidade de taludes. Segundo Marinho (2005), diferentes fatores influenciam a escolha das investigações geotécnicas a serem utilizadas, dentre elas complexidade de acesso à área, topografia, tempo, grau de perturbação do método investigativo, limitações de orçamento, a natureza dos materiais de subsuperfície, a condição do lençol freático e o tipo de obra.

A estabilidade de taludes dentro da engenharia geotécnica busca por meio de um fator de segurança representar o quão estável ou o quanto de tensão no solo é necessário para que o talude rompa. Para isso, é imprescindível conhecer os tipos de taludes, seus movimentos, composição e os conceitos básicos aplicados ao estudo de estabilidade (GERSCOVISH, 2012). Se necessário, a construção de estruturas de contenção pode ser feita para evitar um novo deslocamento de terra e, conseqüentemente, ajudar na estabilidade.

Godoi (2014) afirma que é crucial o conhecimento do comportamento geotécnico dos solos do estado de Santa Catarina, principalmente devido às diversas catástrofes naturais de elevada magnitude ocorrentes nos últimos anos. Também se destaca o desenvolvimento urbano crescente, o qual torna necessária uma análise geotécnica avançada, exigindo obras de infraestrutura de grande porte. Segundo Espíndola (2011) é através de ensaios geotécnicos que os problemas específicos de uma obra podem ser solucionados. Tais ensaios geotécnicos podem ser feitos em campo onde as condições são próximas do real no talude, ou em laboratório onde é utilizada a pior situação que o talude pudesse passar. Esses ensaios buscam dar um resultado semelhante com o que o solo estará submetido na realidade. Nos ensaios laboratoriais é feita a caracterização do solo, determinação dos índices físicos, cálculo dos limites de Atterberg, determinação de matéria orgânica, entre outras análises. Além da resistência ao cisalhamento direto que busca obter as coordenadas de ponto da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, para obtenção dos parâmetros de resistência coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\Phi$ ).

## 1.1. JUSTIFICATIVA

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, (2010), em menos de cem anos o Brasil passou de um país predominantemente rural para um país urbano. Em 2010, a população urbana cresceu cerca de 49% desde o ano de 1950. Xavier (2004) alerta que o predomínio do desequilíbrio socioambiental resulta em urbanização acelerada. Desta forma a urbanização em diferentes centros urbanos tomou um rumo descontrolado e diferentes comunidades foram formadas em locais irregulares, como em encostas, com potencial risco de deslizamento.

Neste contexto, as fortes chuvas ocorridas em Santa Catarina em 2008 desencadearam uma série de desastres, encostas romperam soterrando famílias inteiras o que fez com que autoridades dessem maior importância para estudos mais aprofundados de estabilidade e suscetibilidade a deslizamentos de taludes naturais. Davison Dias (1987) sugere que os solos oriundos da mesma unidade geológica apresentam um comportamento semelhante, ou seja, o trabalho poderá gerar modelos e servir de base a outras unidades semelhantes com os mesmos problemas de risco geotécnico.

Segundo Heidemann (2015), por se tratar de um clima subtropical na região, a intensidade com que processos como intemperismo químico ocorram, possibilita o desenvolvimento de espessos perfis de solos. Outros fatores que influenciam a intensidade e forma com que ocorrem processos de intemperismo e alteração são as discontinuidades geológicas, já que aumentam a área superficial da rocha exposta, a degradação e atuam como facilitadores de fluxo de água. Para isso há necessidade de se avaliar o perfil de espesso de solo, em diferentes níveis de intemperismo, com a sua profundidade.

## 1.2. OBJETIVO GERAL

O trabalho tem como objetivo geral analisar a estabilidade de um talude em solo residual de granito e avaliar os parâmetros de resistência em diferentes profundidades.

## 1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar os ensaios de caracterização física com o propósito de obter, teor de umidade, limite de plasticidade e limite de liquidez, índices físicos, granulometria, tendo em vista que esses parâmetros influenciarão na análise de estabilidade;
- Determinar e avaliar os parâmetros de permeabilidade;
- Analisar os parâmetros de resistência em ensaios de cisalhamento direto, na condição inundada, para propor a a pior situação do talude;
- Comparar os trabalhos pré-existentes, integrando-os com o trabalho a ser realizado;
- Avaliar os diferentes parâmetros geotécnicos obtidos em campo e em laboratório para

setor do talude;

- Avaliar as imagens de microscopia eletrônica de varredura juntamente com a análise de espectrometria de dispersão (EDS);
- Definir e avaliar a condição de estabilidade do talude.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta unidade são levantados conceitos, através de referências bibliográficas relacionadas ao tema do trabalho, alguns conceitos das quais se obtém uma fundamentação teórica para a realização dos ensaios, caracterização da área de estudo e utilização de metodologias, revisando princípios e parâmetros de ensaios geotécnicos, entre outros.

### 2.1. CONTEXTO GEOLÓGICO REGIONAL

A apresentação do contexto geológico regional será feita a partir das unidades mais antigas até chegar nas mais recentes, estas envolvem desde faixas móveis neoproterozóicas até sinéclises de idade paleozoica.

#### 2.1.1. Sistema Orogênico Mantiqueira

O Sistema Orogênico Mantiqueira (SOM) situa-se paralelo à costa atlântica sul e sudeste do Brasil, compondo uma faixa com mais de 3000 km de comprimento de direção NE-SW, estendendo-se desde o Uruguai até o paralelo 15° (ALMEIDA *et al.* 1977). É composto, de sul para norte, pelos orógenos São Gabriel, Dom Feliciano, Ribeira e Araçuaí, estes se distribuem ao longo de três segmentos geográficos dentro do SOM: Segmento Setentrional, Central e Meridional. O primeiro é composto pelo orógeno Araçuaí; o central pelo Ribeira e os terrenos Apiaí, São Roque e Embu, além de uma zona de influência dos orógenos adjacentes; o segmento meridional é representado pelos orógenos Dom Feliciano e São Gabriel (Figura 1).

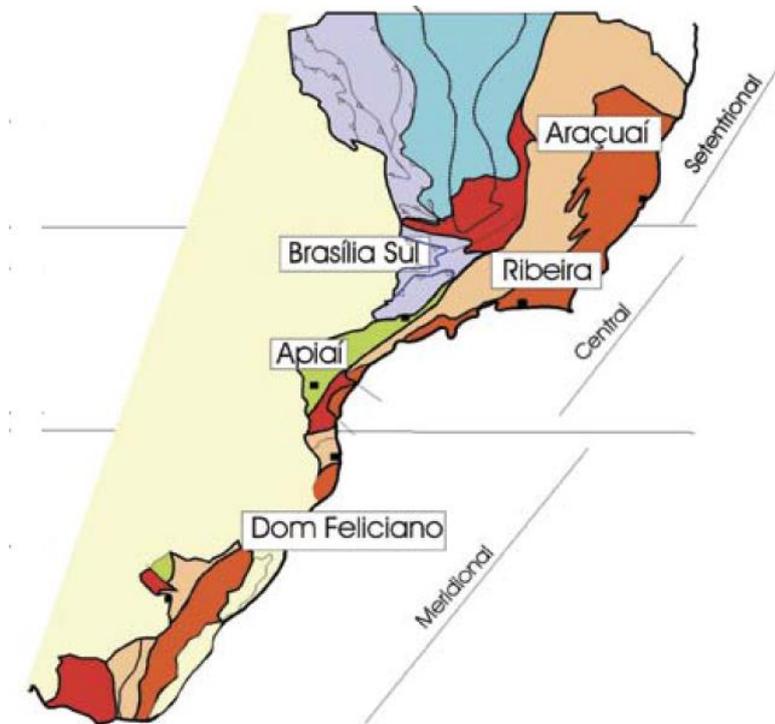


Figura 1. Compartimentação em segmentos Meridional, Central e Setentrional, com seus respectivos orógenos constituintes (HEILBRON *et al.*, 2004).

Foi proposta por Heilbron *et al.* (2004) uma subdivisão simplificada da estratigrafia que é aplicada a todo o SOM, apesar de sua complexidade: com o embasamento arqueano e/ou paleoproterozóico (>1.7 Ga); sequências metassedimentares e metavulcanossedimentares (neoproterozóicas) correspondentes a diversos tipos de bacias; granitóides pré-colisionais (neoproterozóicos) contemporâneos ao processo de subducção; granitóides sin-colisionais (neoproterozóicos); coberturas (neoproterozóicas-cambrianas) associadas a bacias tardi-orogênicas.

O talude analisado está inserido dentro da porção do orógeno Dom Feliciano no Estado de Santa Catarina, o Escudo Catarinense, inseridos no segmento meridional do Sistema Orogênico Mantiqueira (Figura 2). Desta forma, seus principais componentes, serão melhor descritos a seguir, assim como suas adjacências.

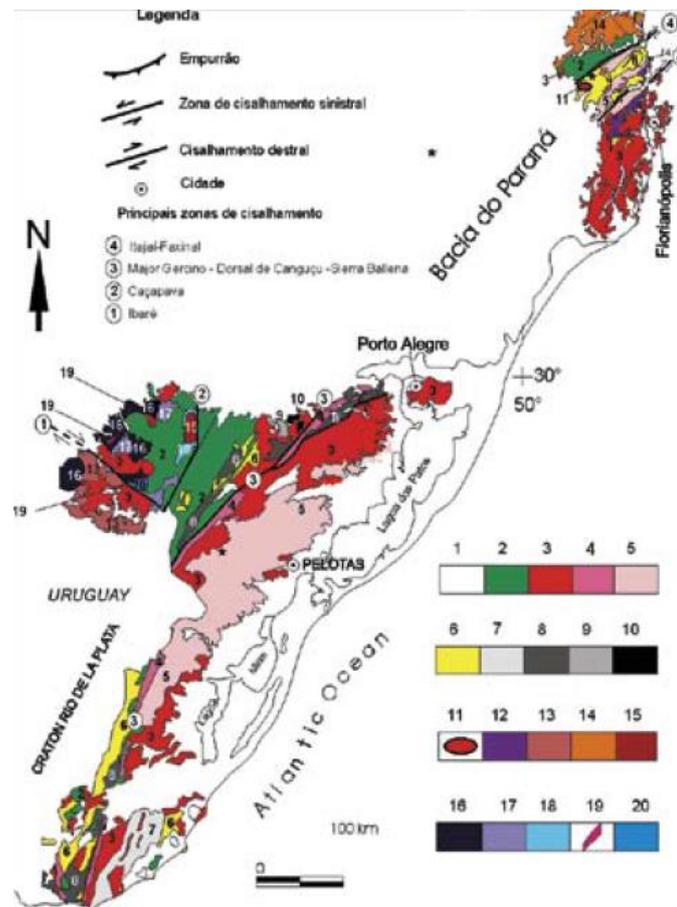


Figura 2. Segmento meridional do Sistema Orogênico Mantiqueira, em detalhe (HEILBRON *et al.*, 2004).

### 2.1.2. Escudo Catarinense

Corresponde à porção do Cinturão Dom Feliciano no Estado de Santa Catarina, teve sua primeira compartimentação proposta por Basei (1985), dividindo-o em três domínios distintos, separados por duas grandes zonas de cisalhamento, Major Gercino (ZCMG) a sul e Itajaí-Perimbo (ZCIP) a norte. A sul da ZCMG, tem-se o Domínio Interno, composto principalmente pelos granitóides do Batólito Florianópolis, entre as duas zonas de cisalhamento, encontra-se o Domínio Central, composto pelo Complexo Metamórfico Brusque (CMB), Complexo Camboriú e por granitóides neoproterozóicos intrusivos no CMB. O último domínio (Externo) está acima da ZCIP, representando principalmente pela Bacia do Itajaí, mas também com ocorrência de granitóides cambrianos, do embasamento paleoproterozóico e da Microplaca Luíz Alves (Figura 3).

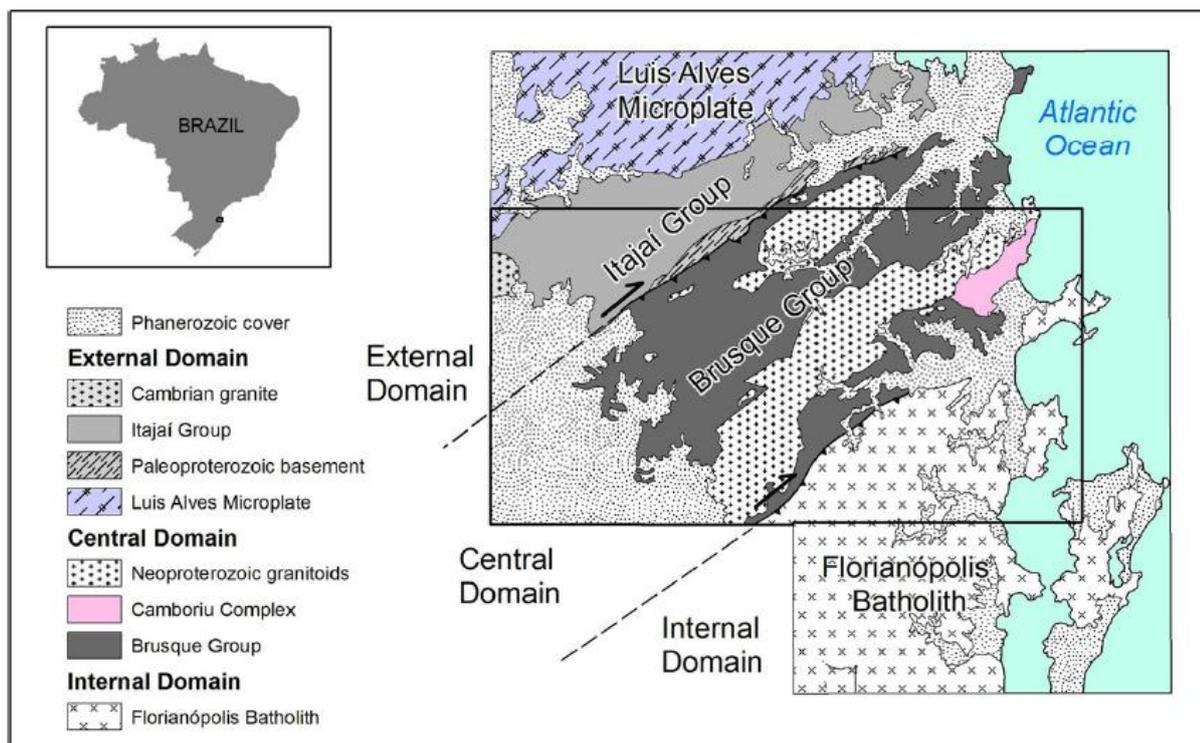


Figura 3. Mapa geológico esquemático do Cinturão Feliciano em Santa Catarina, com as compartimentações propostas por Basei (1985) e Basei et al. (2011).

Florisbal (2011), buscando evitar interpretações tectônicas relacionadas à definição dos domínios propostos anteriormente, juntamente com a utilização de termos geotectônicos não padronizados ou incoerentes, propõe a divisão do Escudo Catarinense baseada em termos descritivos, também em três domínios: Sul, Central e Norte, também compartimentado entre as duas grandes zonas de cisalhamento.

O Domínio Sul, localizado abaixo da ZCMG, é composto pelas rochas granitóides do Batólito Florianópolis, de idade neoproterozóica e eventualmente o embasamento paleoproterozóico, do Complexo Águas Mornas. O Domínio Central, entre as duas zonas de cisalhamento, é representado pelas rochas do CMB e pelo Complexo Camboriú, além de inúmeros granitóides neoproterozóicos que intrudem as rochas metassedimentares do CMB. Acima da ZCIP, tem-se o Domínio Norte com rochas paleoproterozóicas do Complexo Granulítico de Santa Catarina e pelas bacias neoproterozóicas do Itajaí e de Campo Alegre.

Neste trabalho adotará a compartimentação proposta por Basei (1985), sendo que dos três domínios propostos, a área de trabalho abrange apenas o Domínio Central, representado pela Suíte Intrusiva Valsungana, não havendo ocorrência de rochas do Complexo Metamórfico Brusque e Complexo Camboriú.

### 2.1.3. Suíte Intrusiva Valsungana

A Suíte Valsungana possui como característica a ocorrência de granitóides porfiríticos sendo composta por dois maciços denominados de Noroeste e Sudoeste (BASEI *et al.*, 2011). Eles são intrusivos no Complexo Metamórfico Brusque e seus contatos são normais ou tectônicos, estando sempre presente o metamorfismo de contato com o desenvolvimento de cornubianitos, cuja intensidade varia desde fácies xistos verdes (zona da biotita) até anfibolito superior (zona da silimanita) (CPRM, 1995). O caráter intrusivo é também evidenciado pela presença de xenólitos do Grupo Brusque, os quais são muito frequentes. Apófises da Suíte Valsungana são frequentes dentro dos metassedimentos (BASEI *et al.*, 2011).

Segundo Basei *et al.* (2011), os granitos da Suíte Valsungana formam uma série cálcio-alcalina magmática-plutônica. Estão dispostos segundo a direção NE-SW e são paralelas às estruturas regionais subverticais. Possuem foliação magmática bem desenvolvida, caracterizada pela orientação de megacristais de feldspatos e biotita.

Integram a Suíte Valsungana três fácies de granitóides, representados por Valsungana, Guabiruba e Indaiá (CPRM, 1995). A constituição predominante é de quartzo-monzonitos, variando para quartzo-monzodiorito, quartzo-monzogabro e sienogranitos (Basei *et al.*, 2011). São porfiríticos com granulação grossa, isotrópicos chegando a formar foliações magmáticas. São constituídos por microclínio, quartzo, biotita marrom avermelhada e plagioclásio (oligoclásio-andesina). Hornblenda é traço em algumas amostras. Compõem os minerais acessórios, zircões, apatita, titanita, alanita, minerais opacos e turmalinas subordinadas (Basei *et al.*, 2011).

Uma característica petrográfica marcante é a ocorrência de granitóides porfiríticos de granulação grossa contendo megacristais de feldspato potássico.

Philipp *et al.* (2004) enquadrou os granitóides pertencentes a Suíte Intrusiva Valsungana como pertencentes ao magmatismo de idade neoproterozóica do Batólito Florianópolis, sendo considerados granitos sistectônicos alojados em zonas de cisalhamento de baixo grau de deformação. Basei (1985), propõe a retirada dos granitos intrusivos no Complexo Metamórfico Brusque do Batólito Florianópolis.

A idade da Suíte Intrusiva Valsungana é de  $588 \pm 6,2$  MA e foi obtida através do método U-Pb SHRIMP em zircão no batólito Sudoeste, correspondendo à idade mais jovem disponível do magmatismo granítico intrusivo no Grupo Brusque (Basei *et al.*, 2011).

#### 2.1.3.1. Granito Valsungana

O Granito Valsungana geralmente apresenta-se alterado. Suas áreas de exposição apresentam, em geral, um relevo arrasado, somente configurando elevações quando de mudança composicional, na presença de acidentes tectônicos ou abundância de enclaves alinhados.

Caracterizam-se também pela sua textura porfírica, grossa a muito grossa, cor predominantemente cinza mosqueado a localmente rósea, com fenocristais de feldspatos que costumam atingir comprimentos superiores a 5 cm. Sua matriz é fanerítica média a grossa, onde os fenocristais de feldspatos alcalinos e de plagioclásio sobressaem e dispõem-se aleatoriamente ou alinham-se grosseiramente, segundo uma orientação de fluxo ígneo. Apresentando, portanto, uma textura sem orientação tectônica, onde os pórfiros exibem formas euédricas a subédricas, salvo nas bordas dos corpos.

Os granitóides do tipo Valsungana apresentam mineralogia análoga para todos os corpos e constitui-se de: quartzo (23%-39%), feldspato alcalino (30%-63%), plagioclásio (15%-50%) e biotita (0%-7%). Os minerais acessórios somam cerca de 1% da rocha e estão representados por: alanita, esfênio, apatita, zircão e opacos primários. Processos tardi à pós-magmáticos geram uma importante mineralogia secundária: clorita, epidoto, mica branca (sericita/muscovita), carbonato, fluorita e opacos.

## 2.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOMECÂNICA

A coleta de amostras é fundamental para que ensaios laboratoriais sejam feitos, pois além da vantagem de simular condições preferíveis é através deles que são fundamentadas as formulações geotécnicas. Segundo Espíndola (2011), é extremamente importante saber interpretar claramente os resultados obtidos, deve também, possui ou desenvolver a sensibilidade sobre as propriedades dos solos.

### 2.2.1. Coleta de Amostras

Uma coleta de amostras, para realização de ensaios, é importante e fundamental no desenvolvimento de uma pesquisa experimental, pois uma amostragem inadequada pode prejudicar as análises dos resultados obtidos. As amostras podem ser classificadas em dois grupos conforme a coleta, amostras deformadas, quando há quebra da estrutura do solo e amostras indeformadas, quando a estrutura do solo é mantida.

A coleta de amostras deformadas deve conservar todos os constituintes minerais do solo, inclusive a umidade natural. Porém não costumam conservar sua estrutura original que é alterada pelo processo de extração. Tais amostras podem ser feitas com auxílio de trados, pás, escavadeiras manuais, talhadeiras e martelos e colocas em recipientes impermeáveis que auxiliam uma não perda significativa da umidade.

Segundo Godoi (2014), deve haver cuidados especiais na coleta de amostras indeformadas para a execução de ensaios de laboratório. É indiscutível que os ensaios devem ser conduzidos com amostras de boa qualidade, ou seja, amostras que apresentam todas as características do solo

verificadas em campo intactas (MACCARINI, 1999). Portanto as estruturas e características do solo coletado devem ser preservadas para que os parâmetros de resistência ao cisalhamento sejam representativamente iguais ao de campo.

Maccarini (1999) apresenta diretrizes para o acondicionamento e coleta de blocos de amostras indeformadas de solos (Figura 4). O bloco deve ser coletado com no máximo 25cm de aresta, para facilitar o transporte. A embalagem do material deve ser feita envolta por tecido ou filme de PVC em seguida com parafina líquida. Em seguida a amostra deve ser colocada dentro de uma caixa de madeira, com uma camada de no mínimo 4cm de serragem entre a amostra e a madeira para que sejam absorvidos eventuais choques no bloco que possam deformar o solo.

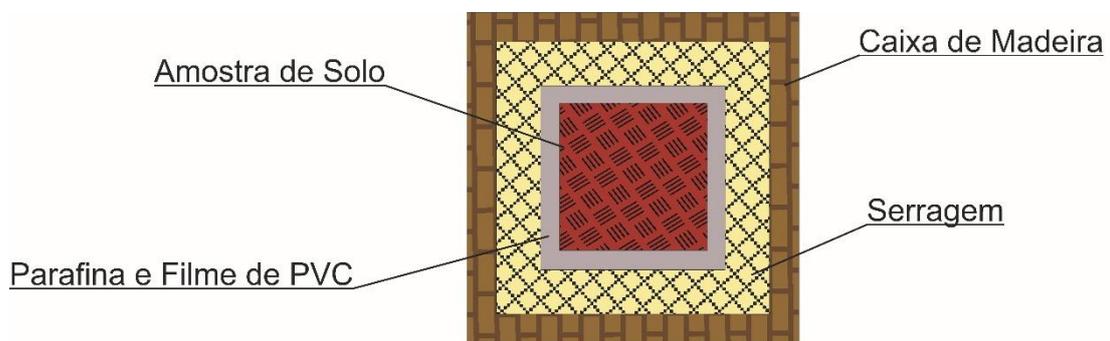


Figura 4. Acondicionamento do bloco indeformado do solo (modificado de MACCARINI, 1999).

### 2.2.2. Caracterização do Solo

A caracterização do solo está compreendida em ensaios laboratoriais, basicamente utilizando análise granulométrica, determinação dos limites de Atterberg, índices físicos, composição mineralogia e teor de matéria orgânica.

#### 2.2.2.1. Análise Granulométrica

A análise caracteriza as dimensões das partículas em pedregulho, areia, silte e argila. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1984), através da NBR 7181/1984 normatizou o ensaio de análise granulométrica no Brasil. O objetivo é, através de peneiramento ou uma combinação de peneiramento e sedimentação, padronizar a identificação dos solos através de faixas de dimensões de partículas.

Segundo Pinto (2006), a análise do peneiramento tem como limitação a abertura da malha das peneiras, que não pode ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. A menor peneira costumeiramente empregada é a de nº200, ou seja, uma abertura de 0,075mm.

Para uma análise granulométrica de porções mais finas do solo, emprega-se a técnica de sedimentação, que se baseia na Lei de Stokes. Conforme a expressão:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \times \mu} \times D^2 \quad 1$$

Onde,

- $v$  = Velocidade de queda das partículas;
- $\gamma_s$  = Peso específico do material da esfera;
- $\gamma_w$  = Peso específico do fluido;
- $\mu$  = Viscosidade do fluido;
- $D$  = Diâmetro da esfera.

A Figura 5 representa graficamente curvas granulométricas de alguns solos brasileiros. As frações granulométricas foram definidas segundo a NBR 6502/1995 em pedregulho, areia grossa, areia média, areia fina, silte e argila.

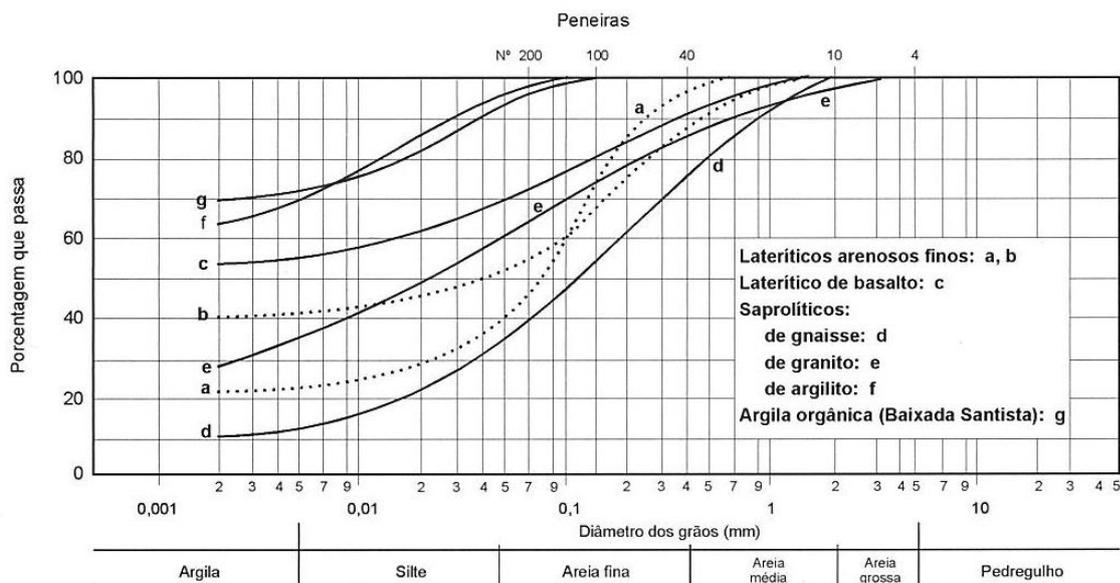


Figura 5. Curvas granulométricas de alguns solos brasileiros (PINTO, 2006).

#### 2.2.2.2. Limite de Atterberg

No início do século XX, um cientista sueco chamado Atterberg desenvolveu um método para descrever a consistência de solos granulares finos com teores de umidade variados. Apenas a distribuição granulométrica não caracteriza bem o comportamento dos solos. A fração fina tem uma importância muito grande nesse comportamento. Quanto menores as partículas, maior a superfície específica. Para isso, o estudo do comportamento de solos finos torna necessária a determinação de seus limites de consistência. Dependendo do seu teor de umidade, um solo pode existir em quatro

estados físicos: sólido, semissólido, plástico e líquido (Figura 6).

Os limites de Atterberg, ou limite de consistência, podem ser definidos através de ensaios como: Limite de liquidez (WL), teor de umidade no ponto de transição do estado plástico para o líquido; Limite de plasticidade (WP), teor de umidade no ponto de transição do semissólido para o plástico; Limite de contração (WS) teor de umidade no ponto de transição do estado sólido para o semissólido.

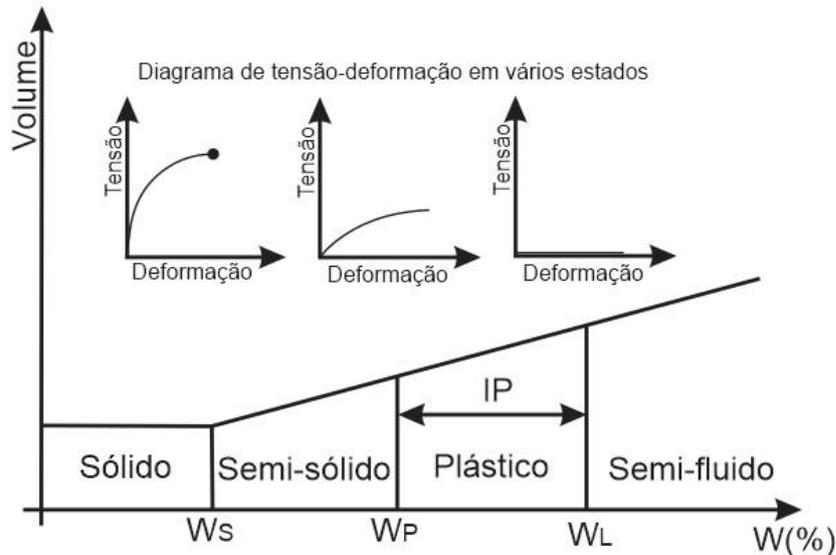


Figura 6. Posição relativa dos Limites de Atterberg com diagramas de tensão-deformação em vários estados (modificado de DAS, 2014).

A diferença entre o Limite de liquidez e Limite de plasticidade é denominada índice de plasticidade (IP). O índice de plasticidade é o indicador do estado plástico de um solo, e é comumente utilizado por diversos autores para elaboração de correlações com o intuito de se obter parâmetros de outros ensaios, ou estimativas de comportamento durante a execução dos mesmos.

Segundo Heidemann (2011), é comum a tentativa de correlacionar o limite de liquidez e o índice de plasticidade com outros parâmetros de comportamento dos solos, como a resistência ao cisalhamento.

### 2.2.2.3. Índices Físicos

Em uma massa de solo apenas parte do volume total é ocupado pelas partículas sólidas. O restante do volume, embora seja completo com ar e água, é chamado de vazios. Pode-se, portanto, encontrar em uma massa de solo três diferentes fases, sólida, líquida e gasosa.

O comportamento do solo depende da quantidade relativa de cada uma das fases, portanto, os índices físicos são destinados à medição das relações de massas e volumes das três fases através dos quais é possível se calcular esforços atuantes e gerenciar as condições de amostras. A Figura 7.a

apresenta simplificadamente, as três fases que normalmente ocorrem nos solos. Na Figura 7.b, as três fases estão separadas proporcionalmente aos volumes que ocupam, facilitando a definição e a determinação das relações entre elas e na Figura 7.c as fases do solo estão separadas em função do volume de sólidos, onde os principais índices físicos empregados na identificação do estado dos solos são:

- Teor de umidade ( $w$ );
- Índice de vazios ( $e$ );
- Porosidade ( $n$ );
- Grau de Saturação ( $S_r$ );
- Peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ );
- Peso específico aparente natural ( $\gamma_n$ );
- Peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ).

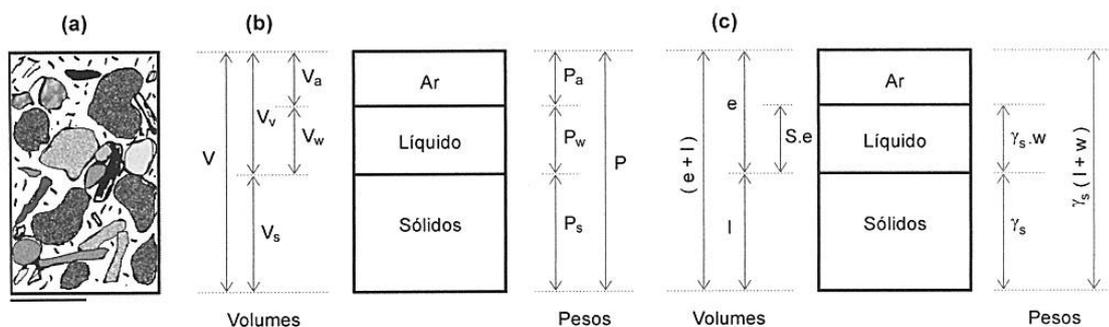


Figura 7. As fases do solo. (a) no estado natural; (b) separada em volumes; (c) em função do volume de sólidos (PINTO, 2006).

#### 2.2.2.4. Composição Mineralógica

Segundo Sampaio (2006), existe relação entre a composição granulométrica e mineralógica no solo (Figura 8). Os elementos grosseiros são constituídos por minerais primários e fragmentos de rocha, praticamente inertes química e fisicamente. Quanto as areias e silte, a sua composição é basicamente minerais primários, como quartzo, feldspato, anfibólio, olivina e piroxênio.

A fração silte é constituída basicamente por minerais primários de reduzida dimensão, óxidos de ferro, carbonatos de cálcio, agregados de quartzo e argila e minerais argilosos. Tais minerais tem como característica a retenção de água, ser plástica quando encharcada e relativamente inerte quimicamente.

Na fração argila a composição é basicamente minerais secundários como caulinita, esmectita, illita, óxidos de ferro e alumínio e carbonatos de cálcio e de magnésio, resultantes de processos de erosão e intemperismo físico. Alguns minerais argilosos têm propriedades expansivas e plásticas, que para o estudo geotécnico são de extrema importância, além disso, os óxidos de ferro e alumínio, como

hematitas, magnetita e goethita, tem a propriedade de pigmentar o solo com coloração avermelhada.

Segundo Espíndola (2011), quanto maior for a porcentagem de argilo-minerais em um solo, maior serão o potencial expansivo, plasticidade e compressibilidade do solo. Portanto, para os parâmetros de ângulo de atrito e condutividade hidráulica esta relação é inversamente proporcional.

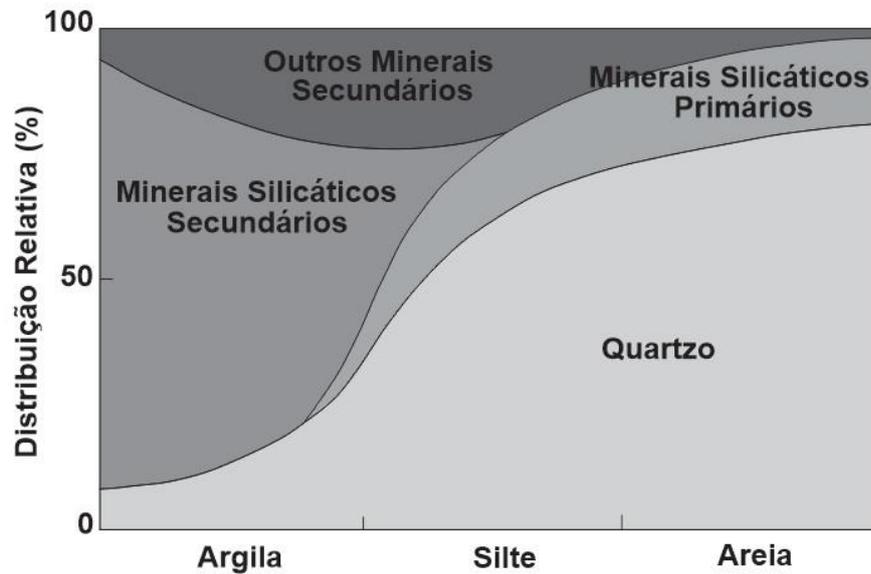


Figura 8. Relação entre a composição granulométrica e mineralógica do solo (modificado de BRADY e WEIL, 1999).

### 2.2.3. Ensaio de Permeabilidade

É devido aos espaços vazios interconectados que os solos são permeáveis. Sendo através desses espaços que a água consegue fluir de pontos de alta energia para pontos de baixa energia. O estudo do fluxo de água em solos permeáveis é necessário para estimar a quantidade de fluxo subterrâneo sob diversas condições hidráulicas, a fim de investigar problemas envolvidos na análise de estabilidade de barragens e estruturas de contenção de terra sujeira a força de percolação.

Segundo Krueger (2015), é importante para o entendimento do comportamento do solo residual a verificação das condições de drenagem do solo. A permeabilidade é a capacidade de um solo em conduzir água pelas partículas, portanto quanto mais poroso for o solo, com exceção das argilas moles, maior será a condutividade hidráulica do solo.

Diversos fatores como a estrutura do solo, granulometria, temperatura, viscosidade do líquido e índices de vazios influencia a permeabilidade do solo. A Figura 9 nos mostra valores típicos de permeabilidade de diversos solos residuais brasileiros apresentados por Vargas (1978).

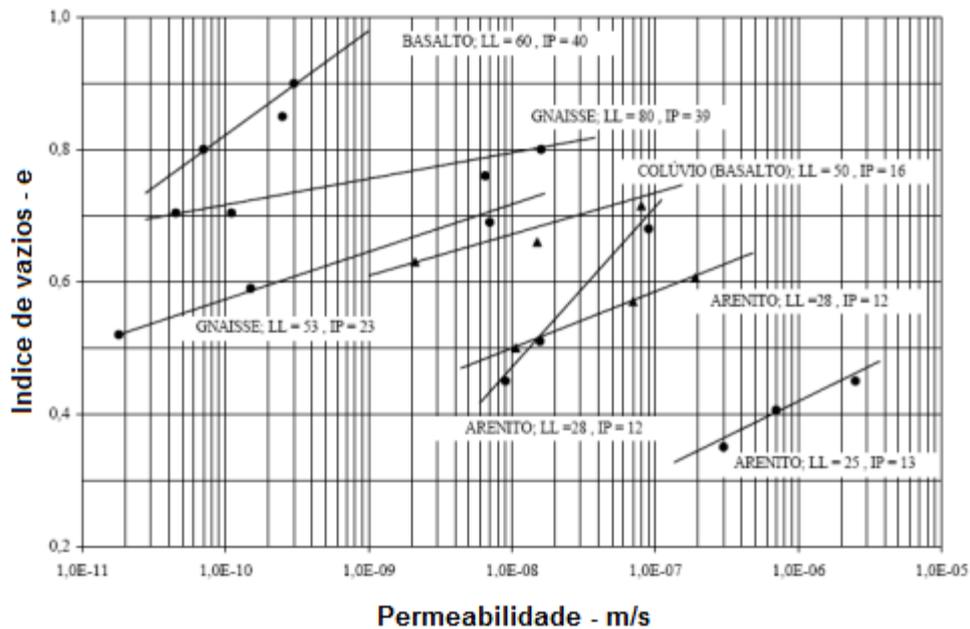


Figura 9. Valores de permeabilidade (k) para alguns solos residuais brasileiros (VARGAS, 1978).

Segundo Holtz & Kovacs (1981), a percolação está associada aos maiores problemas geotécnicos em obras de engenharia, pois são causados pela diferença de potencial entre dois pontos.

#### 2.2.4. Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto pode ser considerado como a mais antiga e a mais simples forma de arranjo para o ensaio de cisalhamento. Baseando diretamente no critério de Coulomb, aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

No ensaio, segundo Gerscovich (2010) e Godoi (2014), a amostra é colocada em uma caixa de cisalhamento bipartida, onde uma das metades é fixa enquanto a outra é movida horizontalmente, se aplica a força normal  $N$ , constante, aumentando-se progressivamente a força tangencial  $T$  e provocando o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até haver a ruptura do corpo de prova. Com isso a amostra é cisalhando em um plano preferencialmente definido (Figura 10).

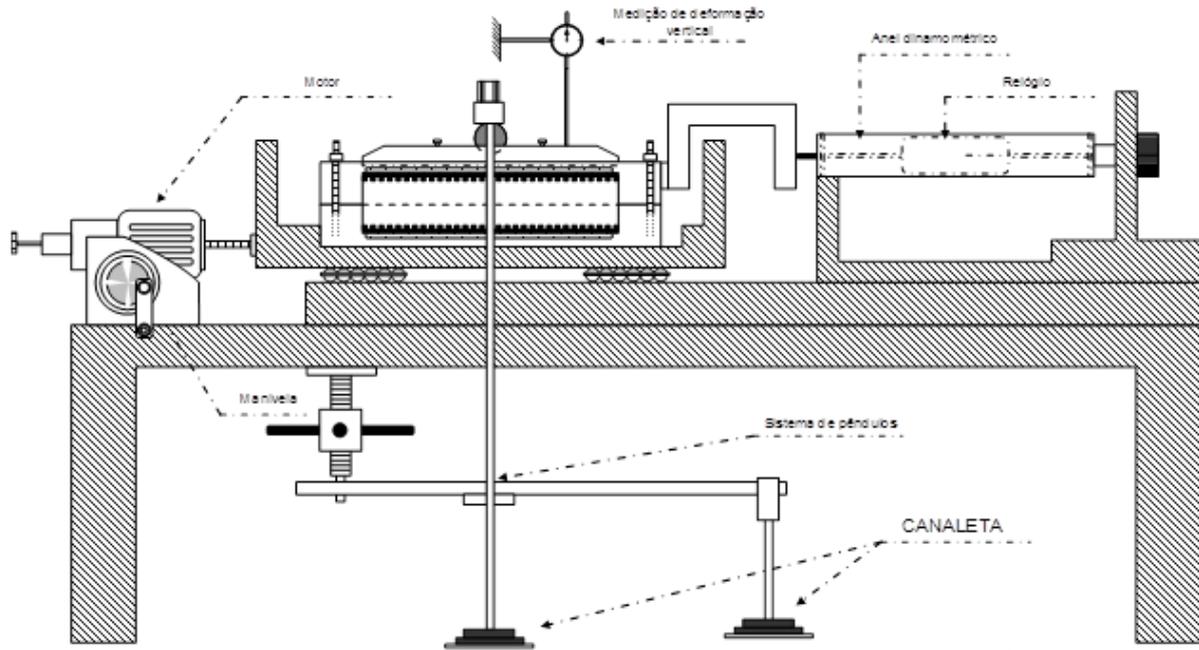


Figura 10. Componentes básicos do equipamento de cisalhamento direto (HIGASHI e ESPÍNDOLA, 2011).

Neste ensaio são medidas a força para cisalhar a amostra e a deformação vertical, enquanto o deslocamento horizontal normalmente é controlado. Durante o ensaio a área correspondente ao plano de ruptura vai sendo reduzida. Com isso as tensões normal e cisalhante vão sendo alteradas durante o ensaio. Isto é:

$$\sigma = \frac{N}{A_c} \quad 2$$

$$\tau = \frac{T}{A_c} \quad 3$$

Onde,

$A_c$  = área corrigida da seção transversal da amostra.

Na Figura 11 podemos ver um ensaio genérico de cisalhamento direto. Na Figura 11.a segundo Godoi (2014), observa-se a curva tensão-deformação em três corpos de prova submetidos a diferentes tensões normais (confinantes). A Figura 11.b apresenta a deformação vertical nos diferentes corpos de prova durante o processo de cisalhamento. Por fim, na Figura 11.c é apresentada a envoltória de Mohr-Coulomb com os estados de tensões em que ocorreu a ruptura.

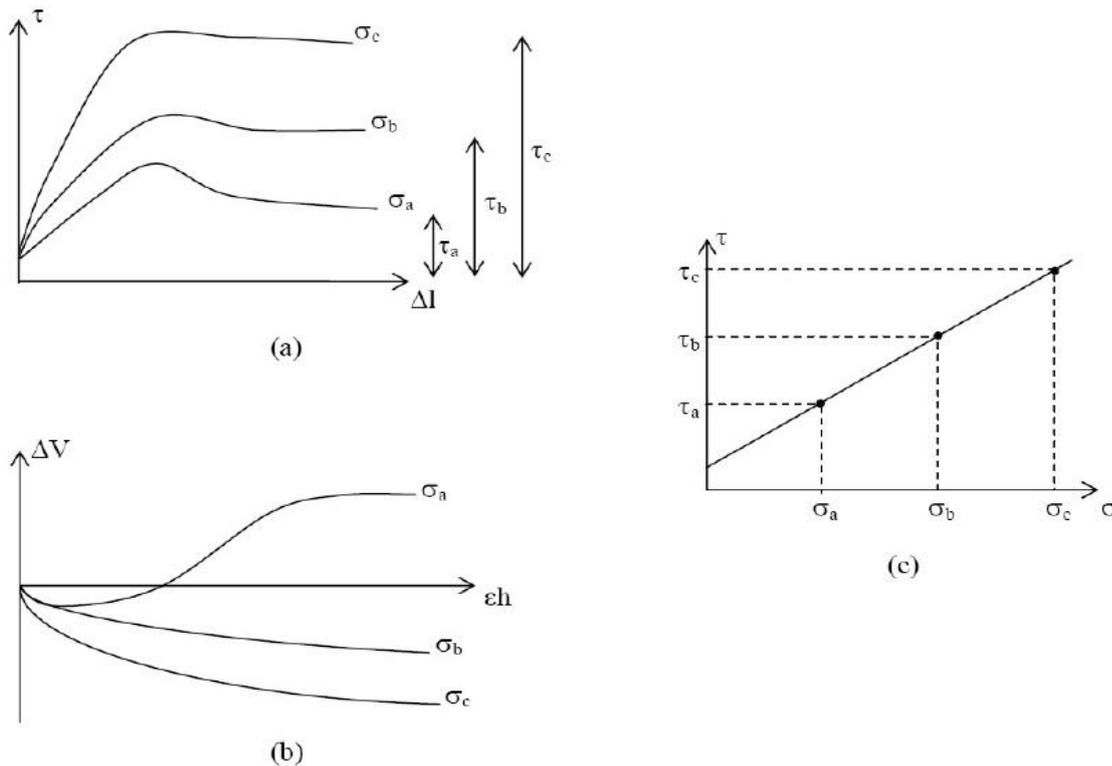


Figura 11. Principais resultados de um ensaio de cisalhamento direto. (a) Gráficos Tensão-Deformação; (b) Gráficos Deformação vertical; (c) Envoltória de Mohr-Coulomb (GODOI, 2014).

### 2.2.5. Microscopia Eletrônica de Varredura

A utilização da microscopia eletrônica de varredura (MEV) na área de geotecnia para obtenção de imagens que auxiliam no entendimento do comportamento do solo esta sendo largamente utilizada. Sobretudo para observações de estrutura e mineralogia. O MEV é capaz de produzir imagens de alta resolução e é possível observar a estrutura em visualização com aparência tridimensional.

De acordo com Dedavid *et al.* (2007) os microscópios eletrônicos de varredura utilizam feixes de elétrons ao invés dos convencionais fótons utilizados em um microscópio óptico. Esta substituição soluciona o problema de resolução das imagens relacionado com a fonte de luz branca. A Figura 12 apresenta uma analogia ilustrada do funcionamento do microscópio eletrônico com o microscópio óptico.

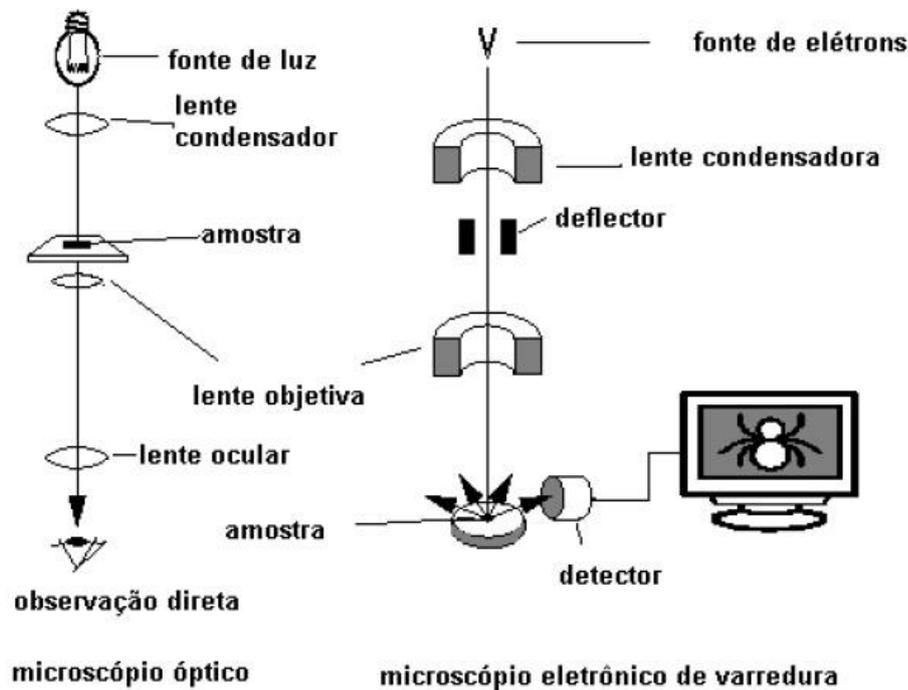


Figura 12. Analogia entre microscópio óptico e o microscópio eletrônico de varredura (DEDAVID *et al.* 2007).

### 2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. Para poder analisar os problemas de estabilidade de um solo, é preciso compreender a natureza da resistência ao cisalhamento, tais como capacidade de carga e estabilidade de talude. Segundo Holtz & Kovacs (1981), o cisalhamento direto é provavelmente o ensaio mais antigo existente para a determinação da resistência do solo, sendo que Coulomb utilizou um tipo de caixa de cisalhamento, há mais de 200 anos, para obter sua envoltória.

Existem vantagens e desvantagens na utilização do cisalhamento direto como forma de método para descobrir a resistência de um solo. Segundo Godoi (2014), as principais vantagens da utilização do método de cisalhamento direto são: ensaio rápido, barato e relativamente simples; obtêm-se os parâmetros de resistência do solo, normalmente de forma conservadora; por fim, pode-se observar claramente o plano de ruptura. Porém também apresentam desvantagens como: Ocorrência de rotação dos planos principais. A tensão normal e a tensão cisalhante são determinadas exclusivamente no plano horizontal, onde ocorre a ruptura; O plano de ruptura é forçado numa direção preferencial, o qual não necessariamente é a geometria crítica para a ocorrência de ruptura no corpo de prova; existem forças nas vizinhanças da amostra que levam a condições de não uniformidade da aplicação das tensões na amostra.

Segundo Espíndola (2011), a identificação do ponto que define a ruptura do solo é interpretativa e depende do critério de ruptura adotado, além do tipo de carregamento ao qual será

submetido, entre outros fatores. É comum utilizar como sendo o ponto de ruptura do gráfico tensão deformação como o valor da máxima tensão desviadora. A aplicação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb é o método mais comum para se interpretar as tensões atuantes no solo e obter os valores de ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva.

### 2.3.1. Critérios de Ruptura

Os critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Um critério pode ser dito satisfatório quando refletir o comportamento do material em consideração. Segundo Pinto (2006), existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros, ainda consideram a energia de deformação. Gerscovich (2012) define ruptura como sendo um estado de tensões arbitrária, definido pela curva tensão x deformação e que varia segundo o critério adotado. A Tabela 1 mostra alguns exemplos de critérios de ruptura conhecidos na prática da engenharia.

Tabela 1. Critérios de ruptura.

Critério	Condição	Determinação Experimental	Envoltória de Ruptura
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração se iguala à tensão normal máxima ( $\sigma_{max}$ ) observada em ensaio de tração não confinada		
Tresca	A ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento se iguala à tensão de cisalhamento máxima ( $\sigma_{max}$ ) observada em ensaio de tração não confinada		
Mohr	A ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes ( $\sigma, \tau$ ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = f(\sigma)$		

Fonte: modificado de Gerscovich (2012).

Segundo Pinto (2006), ao se fazer uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando assim a expressão critério de Mohr-Coulomb. Na

geotecnia, adota-se o *critério de Mohr-Coulomb*, que utiliza a envoltória de Mohr linearizada, entretanto a envoltória de resistência passa a ser definida pela reta:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad 4$$

Onde,

$c'$  = coesão

$\phi'$  = ângulo de atrito interno

$\sigma'$  = tensão normal do plano de ruptura

$\tau$  = resistência ao cisalhamento

Cabe evidenciar que tais parâmetros podem variar de acordo com a velocidade do ensaio (argilas), as condições de drenagem, a direção do ensaio (solo anisotrópico), a trajetória de tensões (variação de  $\sigma_2$ ) e a compactidade da amostra.

A envoltória é determinada a partir do traçado da reta que tangencia as tensões de ruptura caracterizadas experimentalmente (triaxial, cisalhamento direto, etc.). Na Figura 13, segundo Gerscovich (2012), temos um exemplo de traçado da envoltória de resistência, a partir de círculos de Mohr correspondentes à ruptura nas condições de pico e residual.

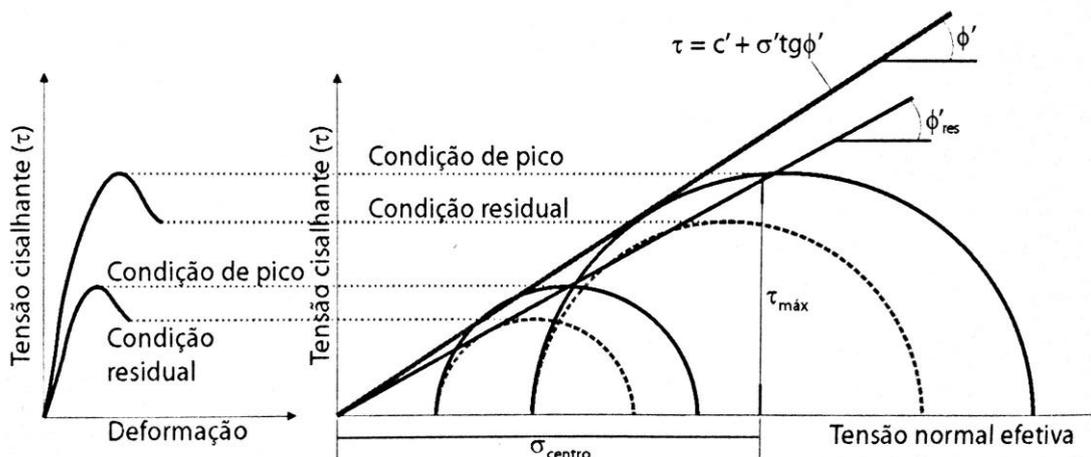


Figura 13. Determinação de uma envoltória de resistência (GERSCOVICH, 2012).

### 2.3.2. Parâmetros de Resistência

Segundo Caputo (1988), a propriedade dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento do solo. Essa resistência pode ser definida, segundo Pinto (2006), como a máxima tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer, ou seja, toda a massa de solo se rompe quando a resistência é excedida.

Segundo a equação de Coulomb ( $\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$ ) a resistência ao cisalhamento de solo se compõe, habitualmente, dos parâmetros de Coesão e o Atrito entre as partículas.

### 2.3.2.1. Coesão

A atração química entre as partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal atuante no plano, constituindo uma coesão real, como se tivesse uma “cola” sendo aplicada entre os grãos do solo (PINTO, 2006). Segundo Caputo (1988), essa resistência do solo que se refere à coesão, está completamente relacionada às forças eletroquímicas de atração entre partículas.

Segundo Guidicini e Nieble (1983), Situações de podzolizações de areias por percolação de óxidos de ferro, ou cimentações de origens variadas entre os grãos podem atribuir resistência por coesão a um determinado material.

Destaca-se também a existência de coesão aparente, que segundo Caputo (1988) e Pinto (2006), é um fenômeno de atrito, no qual a tensão normal que a determina é consequente da pressão capilar da água contida nos solos, agindo como se fosse uma pressão externa.

### 2.3.2.2. Atrito

Segundo Fiori e Carmignani (2009), como a existência de atrito entre corpos depende da existência de movimento, o ângulo de atrito é resultado da tendência de movimento. O ângulo de atrito também pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento.

Segundo Pinto (2006), é possível ver na Figura 14 que se uma força vertical  $N$  é transmitida pelo corpo, a força horizontal  $T$  necessária para fazer o corpo deslizar deve ser superior a  $f.N$ , e  $f$  é o coeficiente de atrito entre os dois materiais. Existindo, portanto, proporcionalidade entre a força tangencial e a força normal. Essa relação também é escrita da seguinte forma:

$$T = N \cdot \operatorname{tg}\phi \quad 5$$

Onde  $\phi$ , chamado ângulo de atrito, é o ângulo formado pela resultante das duas forças com a força normal.

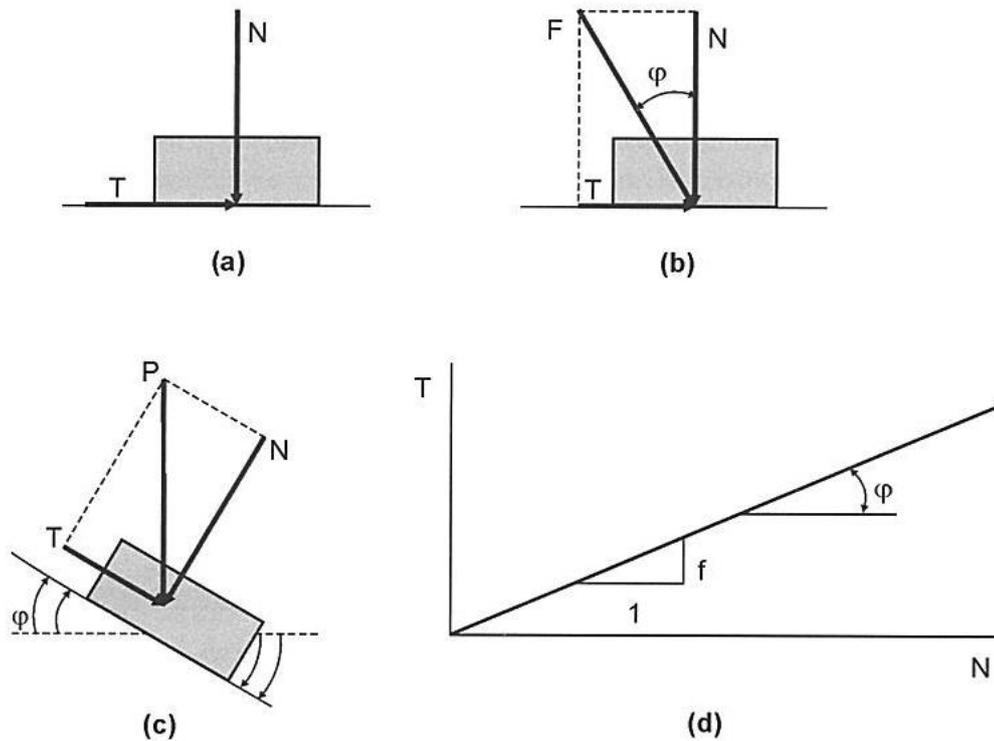


Figura 14. Ilustração esquemática do atrito entre dois corpos (PINTO, 2006).

### 2.3.3. Intemperismo x Parâmetros de Resistência

Pode-se conceituar intemperismo como sendo um processo destrutivo onde são formados resíduos de vários tamanhos, composições e formas (HEIDEMANN, 2015). Com a alteração progressiva das propriedades geomecânicas da rocha, as camadas mais superficiais vão se transformando em solo. Segundo Gerscovich (2012), como o processo de intemperismo evolui da superfície para as regiões mais profundas o solo residual pode apresentar diferentes horizontes (Figura 15).

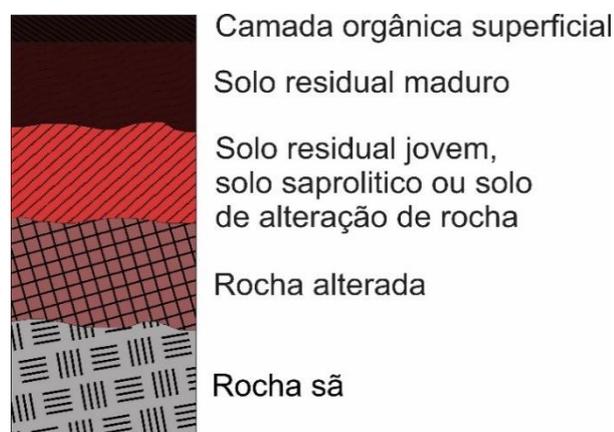


Figura 15. Perfil de intemperismo (modificado de GERSCOVICH, 2012).

Segundo Brand (1985), a análise geotécnica dos solos necessita que seja levado em consideração o seu perfil de intemperismo como um todo e não somente um horizonte específico. A variação das microestruturas encontradas nos horizontes formados no solo resulta-se da variação de intensidade com que ocorreu o intemperismo ao longo do perfil (COLLINS, 1985).

As rochas sofrem desintegração física e química, quando submetidas ao intemperismo, o que implica tanto na destruição como na síntese de minerais, vindo a formar solo (BRADY e WEIL, 2013). O solo residual caracteriza-se por estar sempre sobrejacente à rocha que lhe deu origem, e pode chegar a espessuras elevadas. Segundo Mitchell e Soga (2005) *apud* Heidemann, (2015), a nova composição usualmente é mais estável que a antiga e envolve decréscimo da energia interna dos materiais.

Segundo Krueger (2015), o grau de intemperismo junto com os efeitos da estruturação, agem diretamente sobre as propriedades físicas dos solos residuais. Isso reflete sobre as propriedades de resistência ao cisalhamento.

Utilizando envoltórias obtidas em ensaios drenados, com amostras indeformadas submersas de solos residuais do sudoeste do Brasil, Sandroni (1985) *apud* Krueger (2015) analisou os efeitos do intemperismo sobre a resistência ao cisalhamento (Figura 16.a).

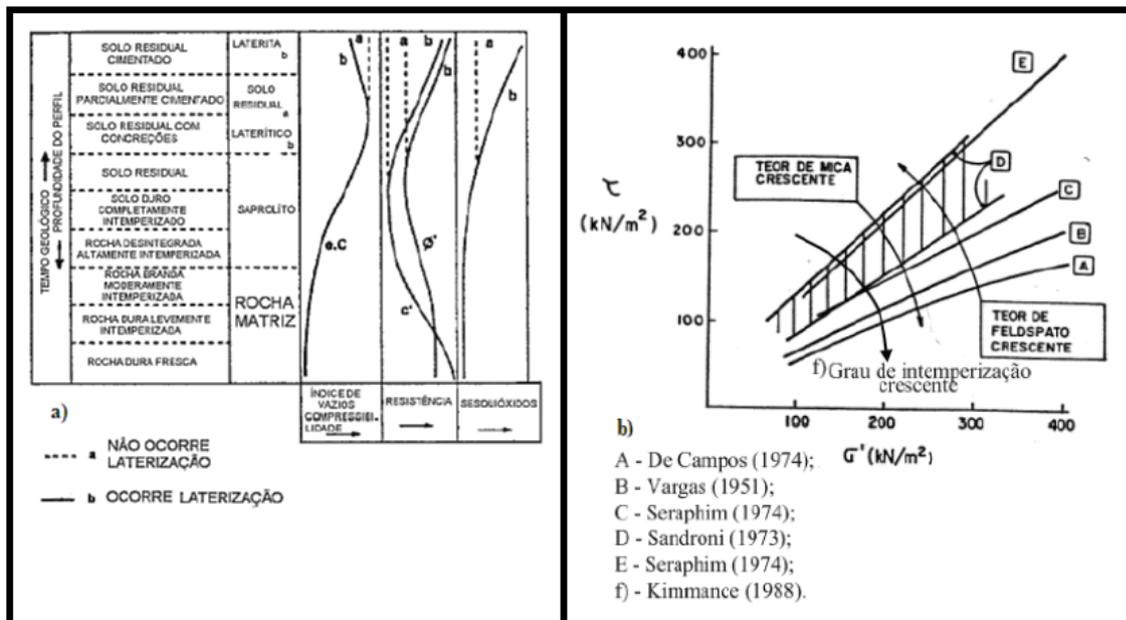


Figura 16. Mudanças na resistência ao cisalhamento ao longo de um perfil de intemperismo (modificado de Sandroni, 1985 *apud* Krueger, 2015).

Segundo Krueger (2015), observa-se na Figura 16.b, que a coesão e o ângulo de atrito são valores relativamente altos na superfície, decaem no meio do manto residual e voltam a crescer em direção a rocha mãe. O índice de vazios e a compressibilidade diminuem com a diminuição do grau de intemperismo. Com o teor de feldspato alto, a resistência ao cisalhamento era maior, ao contrário disto, o teor de mica aumentava com o grau de intemperismo, diminuindo assim a resistência ao

cisalhamento.

O trabalho de Rocha *et al.* (2002) nos mostra que o estudo de 5 diferentes solos da região de Lavras-MG, sendo eles: Latossolo Vermelho-Amarelo distrófico (LVAd); Latossolo Vermelho distrófico (LVd); Latossolo Vermelho distroférico (LVdf); Argissolo Vermelho-Amarelo distrófico típico (PVAd); Cambissolo Háptico distrófico típico (CXbd). Esse estudo na tentativa de verificar a relação da resistência ao cisalhamento dos solos com o seu grau de intemperismo, determinou os índices Ki e Kr por meio dos teores de óxidos do ataque sulfúrico.

Rocha *et al.* (2002) caracterizou uma ordem decrescente de resistência ao cisalhamento dos solos estudados, que foi a seguinte: LVAd > PVAd > LVd > CXbd > LVdf (Figura 17). Onde LVAd e PVAd apresentaram as maiores tensões cisalhantes e conseqüentemente a maior resistência. O LVdf e o LVd, embora com uma porosidade total maior, mostraram menor resistência do que LVAd e PVAd, provavelmente pela redução das tensões capilares.

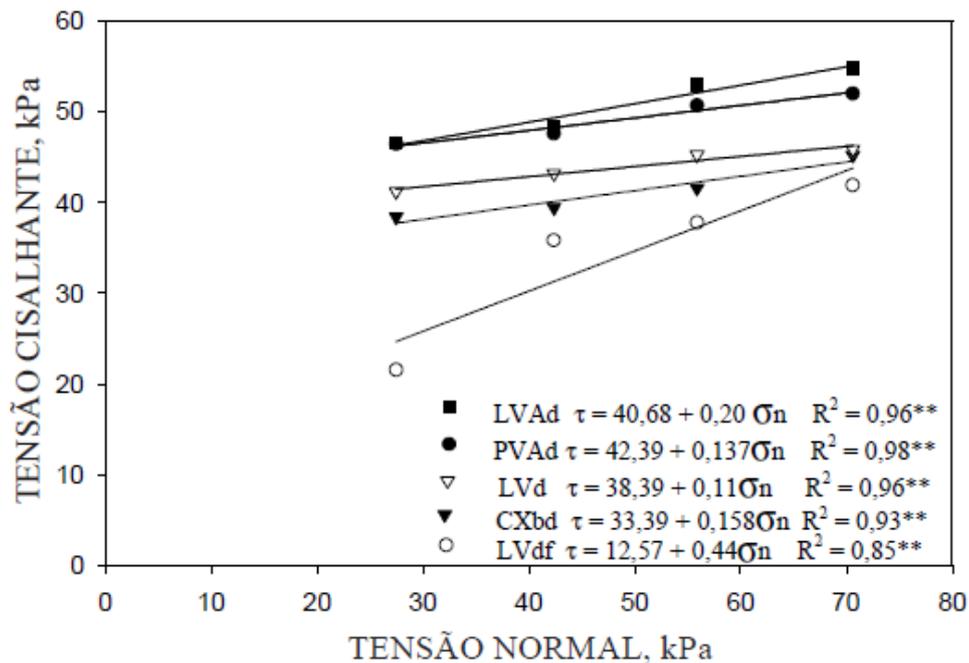


Figura 17. Envoltórias de resistência para os cinco solos estudados por Rocha *et al.* (2002).

A Figura 18.a e a Figura 18.b relacionam a resistência ao cisalhamento dos solos estudados com os índices de intemperismo Ki e Kr, índices que indica a relação molar entre  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , respectivamente, da fração argila do solo e são obtidos após a dissolução de minerais secundários da fração argila com ácido sulfúrico. Observa-se que, para uma condição de solo mais jovem, como o caso do CXbd, a resistência ao cisalhamento dos solos é baixa. Já para PVAd, solo com horizonte B textural, por dispor de uma estrutura em blocos, pode apresentar maior contato entre as partículas o que lhe confere maior resistência. Nos Latossolos, observa-se que, à medida que há redução de Ki e Kr, há também redução nos valores de resistência ao cisalhamento, na sequencia LVAd > LVd > LVdf.

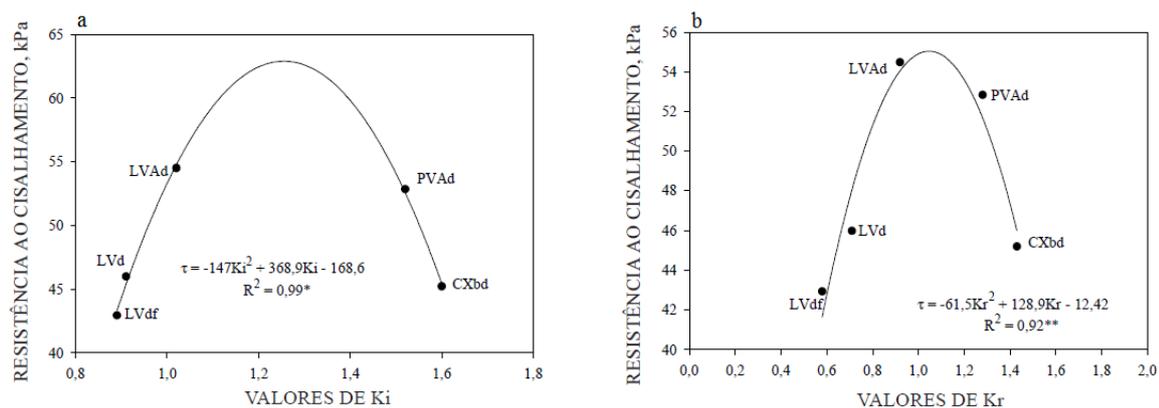


Figura 18. Variação da resistência ao cisalhamento dos solos com o índice: (a) Ki; (b) Kr (ROCHA *et al.*, 2002).

Com base nos resultados obtidos na caracterização química e mineralógica, Heidemann (2015) mostrou em seu trabalho diferentes tipos de solos residuais de granito onde determinou índices de intemperismo para cada um deles (Tabela 2). Mostrou-se coerente posicionar o solo residual de granito em laterização (GrLt) como o mais alterado, seguindo pelo solo residual de granito com biotita (GrBt). Porém o solo residual amarelo de granito (GrAm) e residual vermelho de granito (GrVm), dentre os dez índices aplicados, sete mostraram o GrAm como menos intemperizado e três indicaram o GrVm como o mais preservado. O solo GrAm foi classificado como o menos intemperizado quando os índices priorizam elementos necessários à formação de plagioclásios e ortoclásios, como Na, Ca e K. Já os índices que indicaram o GrVm menos intemperizado baseiam-se na concentração de Ti, Fe e compostos perdidos ao fogo.

Tabela 2. Índices de intemperismo calculados para os solos de granito.

Índice	- intemperizado → + intemperizado				
WPI	Granito (12,6)	GrAm (-21,0)	GrVm (-23,3)	GrBt (-38,2)	GrLt (-46,6)
SA	Granito (5,77)	GrVm (5,69)	GrAm (5,01)	GrBt (3,90)	GrLt (3,56)
AKN	Granito (2,21)	GrAm (3,73)	GrVm (4,58)	GrBt (10,1)	GrLt (14,1)
WI	Granito (15,6)	GrAm (8,21)	GrVm (7,09)	GrBt (4,44)	GrLt (3,13)
LI	Granito (0,77)	GrVm (6,74)	GrAm (6,86)	GrBt (9,54)	GrLt (10,9)
β	Granito	GrAm (0,07)	GrVm (0,06)	GrBt (0,03)	GrLt (0,02)
ACN	Granito (0,65)	GrAm (0,87)	GrVm (0,97)	GrLt (0,98)	GrBt (0,99)
CWI	Granito (17,7)	GrVm (34,0)	GrAm (36,8)	GrBt (46,0)	GrLt (49,7)
CIA	Granito (0,48)	GrAm (0,72)	GrVm (0,80)	GrBt (0,89)	GrLt (0,92)
I <sub>MOB</sub>	Granito	GrAm (0,60)	GrVm (0,75)	GrBt (0,86)	GrLt (0,88)

Fonte: Heidemann, 2015.

Os solos residuais de granito (GrAm, GrVm e GrBt) e o solo de granito em processo de laterização (GrLt) foram submetidos a ensaios triaxiais CID convencional, tendo sido empregados corpos de prova indeformados e remoldados. A Tabela 3 mostra os valores de ângulo de atrito e intercepto coesivo para os quatro solos analisados por Heidemann (2015).

Tabela 3. Parâmetros de resistência para os solos analisados.

GrAm	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	30,5	13,5	30,7	11,0	32,7	0
Remoldado	30,4	9,6	30,1	9,9	32,0	0

GrVm	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	31,8	8,7	31,9	7,5	33,2	0
Remoldado	32,2	4,6	32,2	4,2	33,0	0

GrBt	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	26,4	20,4	26,8	16,0	30,0	0
Remoldado	27,3	16,0	27,1	16,3	30,3	0

GrLt	Pico		Estado crítico		Estado crítico, $c'=0$	
	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)
Indeformado	28,0	18,0	27,8	18,0	31,2	0
Remoldado	27,9	18,0	27,9	18,0	31,2	0

Fonte: Heidemann, 2015.

Como conclusão, Heidemann (2015) afirma que a mineralogia dos solos teve influência na resistência ao cisalhamento dos mesmos. O solo GrBt apresentou o mais baixo ângulo de atrito, que é da ordem de 26°. O solo GrVm, por sua vez com granulometria arenosa e é rico em quartzo, tem ângulo de atrito de 32°, sendo o maior obtido. Estes ângulos de atrito estão associados à ocorrência de interceptos coesivos.

Nos ensaios na condição indeformada, Heidemann (2015) afirma que os interceptos coesivos podem, de fato, ser relacionados à coesão. Por outro lado, o surgimento de interceptos coesivos nas envoltórias de pico dos solos remoldados não parece coerente. Dentre todos os quatro materiais, o solo GrBt apresentou o maior intercepto coesivo.

## 2.4. ESTABILIDADE DE TALUDES

Gerscovich (2012) apresenta que o objetivo da análise de estabilidade é avaliar a ocorrência de escorregamento do solo presente em talude natural ou construído. Geralmente a comparação das tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento dão origem a essas análises.

Segundo Massad (2010), as análises de estabilidade de taludes partem do princípio que há equilíbrio entre os esforços ativos e passivos. Segundo o autor os esforços ativos tendem a causar a ruptura da encosta, enquanto os passivos mobilizam a resistência à ruptura. Diz-se serem métodos de equilíbrio limite àqueles empregados no estudo da estabilidade de taludes, por entender que a massa de solo estudado está na iminência de romper.

Deere e Patton (1971) destacam três métodos de projeto de taludes: Por experiências precedentes; por experiências precedentes modificadas; por cálculos de estabilidade. Os autores ainda explicam que existem muitas situações em que os métodos por experiências são mais econômicos que por cálculo de estabilidade, pelo fato de poder envolver grandes inversões de tempo e dinheiro no método por cálculo de estabilidade, requerendo sempre um pleno conhecimento dos detalhes geológicos significativos aos fins do projeto.

Dentre os principais métodos para a análise de rupturas circulares, Guidicini e Nieble (1983) destacam o Círculo de atrito e ábaco e o Espiral Logarítmica de Rendulic de Taylor e o Método Sueco ou de Fatias.

#### **2.4.1. Método Sueco ou de Fatias**

O método de fatias, segundo Gerscovich (2012), é a forma mais utilizada em estudos de estabilidade, pois não apresentam restrições quanto à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensão total ou efetiva). Assim, permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita incluir a distribuição de poropressão, e a análise pode ser realizada em condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo.

A Figura 19 mostra o método sueco explicado por Guidicini e Nieble (1983), desenvolvido por Fellenius, valendo-se da análise estática de fatias do volume propenso ao deslizamento com seção circular.

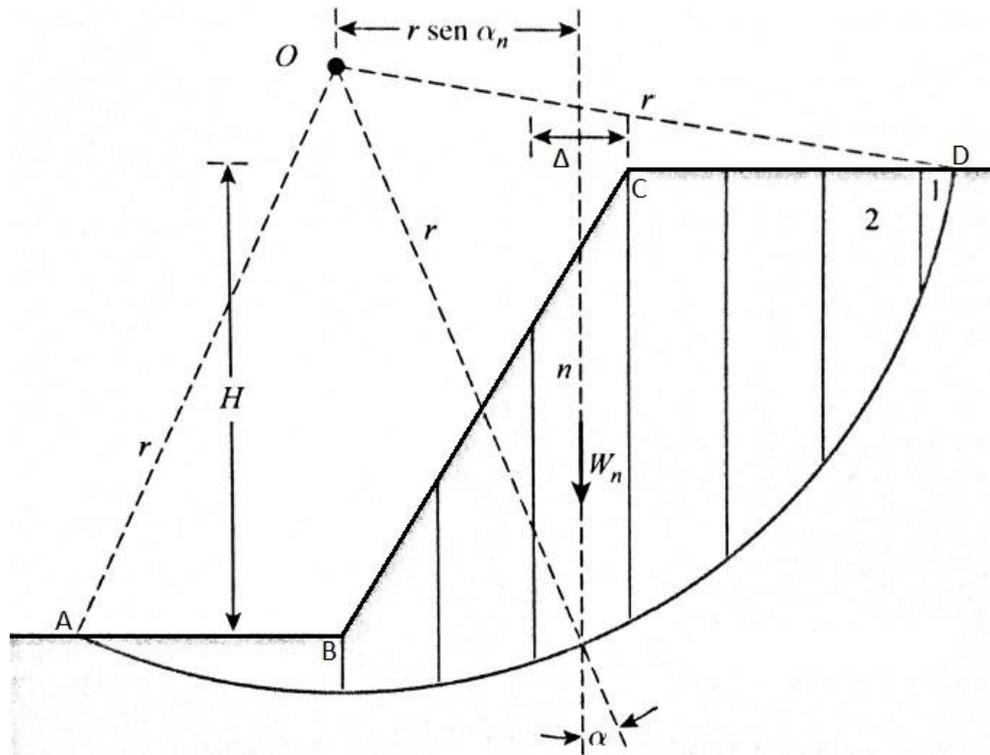


Figura 19. Análise de estabilidade através do método comum de fatias e tentativa de superfície de ruptura (DAS, 2014).

A metodologia de solução, segundo Gerscovich (2012), consiste nas seguintes etapas:

- Subdivisão do talude em fatias, assumindo a base da fatia como linear. Nessa subdivisão, deve-se garantir que a base da fatia esteja contida no mesmo material e o topo não deve apresentar desconformidades.
- Realizar o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo-se que as tensões normais na base da fatia sejam geradas pelo peso de solo contido na fatia. A resistência na base pode ser definida em termos totais ou efetivos.
- Calcular-se o equilíbrio do conjunto por meio da equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças tangenciais na base das fatias.

A decomposição matemática do peso  $P$  das fatias formam as forças atuantes para a desestabilização do maciço, conforme:

$$N_i = \gamma z \Delta \cos \alpha \quad 6$$

$$T_i = \gamma z \Delta \sin \alpha \quad 7$$

A resistência ao cisalhamento do maciço é dada por:

$$\tau_s = c_s + \sigma_s \operatorname{tg} \phi \quad 8$$

Como:

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad 9$$

Tem-se:

$$\tau_s = cs + \gamma z \Delta \cos \alpha_i \tan \phi \quad 10$$

O fator de segurança (FS) do talude pode ser descrito, para não ocorrer a ruptura da encosta, da resultante da razão entre a força resistente deve ser maior que as atuantes:

$$FS = \frac{Sc + \sum \gamma z \Delta \cos \alpha_i \tan \phi}{\sum \gamma z \Delta \sin \alpha_i} \quad 11$$

Onde S é o comprimento do arco  $\Delta D$  e são consideradas as influências de todas as lamelas.

Considerando-se o momento de P em lugar do de suas componentes, tem-se:

$$FS = \frac{r(Sc + \sum \gamma z \Delta \cos \alpha_i \tan \phi)}{d_p \gamma \text{ área } ABD} \quad 12$$

Para uma encosta ser considerada estável, conforme NBR 11682/1991, a mesma deve apresentar um fator de segurança (FS) superior ou igual a 1.5. Fatores de segurança entre 1.5 e 1.0 são classificados como grau de segurança médio/baixo. Já fator de segurança abaixo de 1.0, representam uma situação fisicamente incoerentes, portanto o rompimento da encosta. A Tabela 4 apresenta valores de FS e seu grau de segurança.

Tabela 4. Valores de Fatores de Segurança.

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: fator de segurança mínimo	Padrão: deslocamento máximo
Alto	1.50	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o grau de segurança necessário ao local, à sensibilidade de construções vizinhas e à geometria do talude. Os valores assim calculados devem ser justificados.
Médio	1.30	
Baixo	1.15	

Fonte: NBR 11682 (1991).

É frequentemente utilizado calcular o fator de segurança para diversos círculos, por não se conhecer a superfície de ruptura, com o intuito de conhecer aquele de menor fator de segurança, o qual indicará a própria superfície de ruptura. Na Figura 20, Vargas (1972) ilustra a tentativa de três diferentes superfícies, em que aquela com centro no ponto O' tem fator de segurança igual a 3.0, no ponto O'' o fator de segurança é de 2.0 e por fim no ponto O''' o fator de segurança seria igual a 0.9, ou seja, representaria a ruptura do talude, de modo que o círculo crítico será AC e o fator de segurança 0,9.

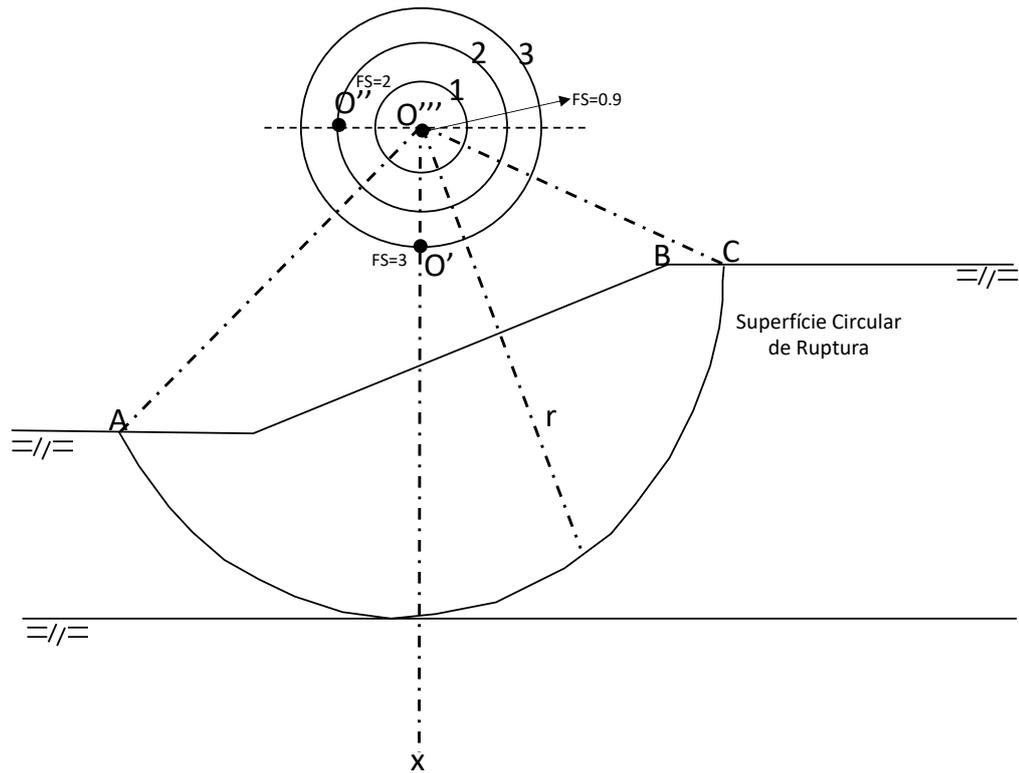


Figura 20. Obtenção do Círculo Crítico (Vargas, 1972).

#### 2.4.2. Bishop Simplificado

Segundo Das (2014), em 1955, Bishop propôs uma solução mais refinada para o método comum das fatias. Neste método proposto, o efeito das forças nas faces de cada fatia é levada em conta só até certo ponto. Guidicini e Nieble (1983) e Gerscovich (2012) explicam que Fellenius considerou o equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções normal e tangencial a superfície de ruptura, ou seja, considerando iguais as forças laterais para ambos os lados de uma fatia. A Figura 21 apresenta o modelo de um talude finito com plano de ruptura circular, de raio  $r$ .

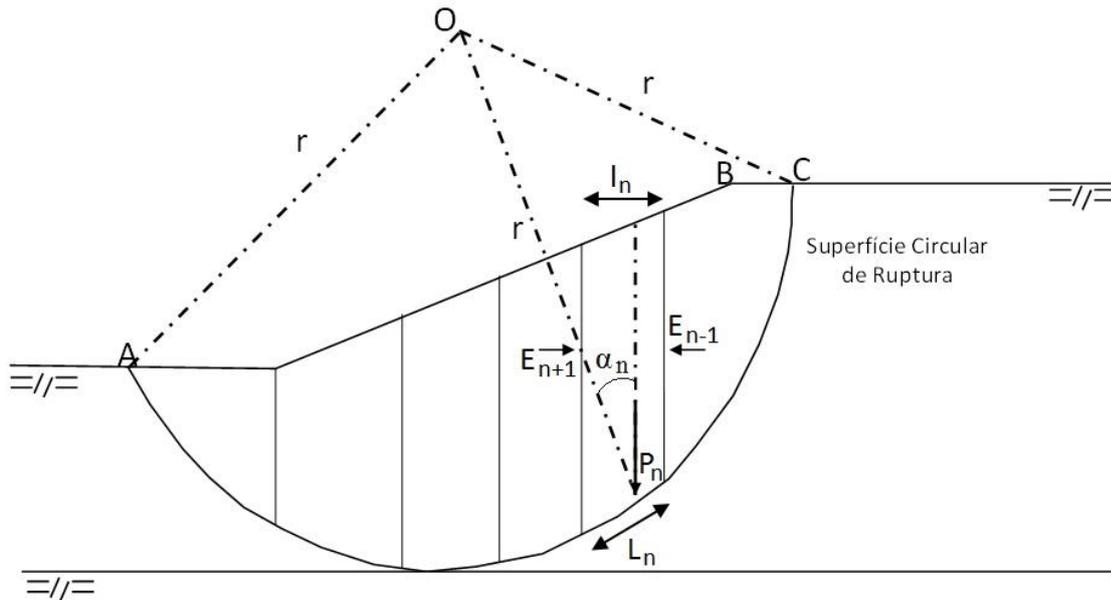


Figura 21. Método Bishop Simplificado (REMÉDIO, 2014).

De uma forma simplificada Fiori e Carmignani (2009) evidenciam a equação para o método de Bishop como:

$$FS = \frac{1}{\sum (P_n \text{sen} \alpha_n)} \sum \left[ \frac{(P_n + E_{n-1} - E_{n+1} - u_n' \text{cos} \alpha_n) \text{tg} \phi' + c' L_n \text{cos} \alpha_n}{\text{cos} \alpha_n + \frac{\text{sen} \alpha_n}{FS} \text{tg} \phi'} \right] \quad 13$$

Onde:

$c'$  = Coesão;

$\phi'$  = Ângulo de atrito do solo;

$P_n$  = Peso da fatia;

$L_n$  = Comprimento da base da fatia;

$l_n$  = Comprimento da fatia;

$u_n'$  = Pressão de água no centro da base da fatia;

$\alpha_n$  = Ângulo entre a vertical e o raio da superfície de ruptura.

Neste caso, Fiori e Carmignani (2009) salientam que a diferença  $E_{n-1} - E_{n+1}$  pode ser considerada nula, ou seja, igual à zero fazendo com que o erro resultante desta simplificação fica na ordem de 1%. Assim pode-se admitir o método simplificado de Bishop, onde o equilíbrio das forças é feito na direção vertical (MASSAD, 2010). Observa-se que:

$$FS = \sum \left[ \frac{(c' l_n + P_n \text{tg} \phi') \frac{1}{m_{an}}}{\sum P_n \text{sen} \alpha_n} \right] \quad 14$$

Onde,

$$m_{an} = \text{cos} \alpha_n + \frac{\text{tg} \phi' \text{sen} \alpha_n}{FS} \quad 15$$

Neste caso, segundo Massad (2010) e Das (2014), observa-se que o termo FS está presente em ambas as equações. Portanto, deve-se adotar um procedimento de tentativa e erro para encontrar o valor de FS. Adota-se para o fator de segurança do segundo termo FS', um valor aproximado, calculando assim o fator de segurança do primeiro membro (FS). Como no método comum das fatias, varias superfícies de ruptura devem ser investigadas para que seja possível encontrar a superfície crítica que fornece o fator de segurança mínimo, ou seja, se o valor de FS e FS' se mostrarem muito distantes, repete-se o procedimento, até que os valores sejam aproximados.

### 2.4.3. Superfícies Planares

Segundo Das (2014), a análise parte do princípio de que a ruptura de um talude ocorre ao longo de um plano quando a tensão média de cisalhamento que tende a causar o deslizamento é maior que a resistência ao cisalhamento do solo. Além disso, a inclinação do plano não é paralela à superfície do terreno (Figura 22) e a solução é obtida resolvendo-se o equilíbrio de forças atuantes na cunha. Portanto o plano mais crítico é aquele que tem uma relação mínima entre a tensão média de cisalhamento que tende a causar a ruptura e a resistência ao cisalhamento do solo.

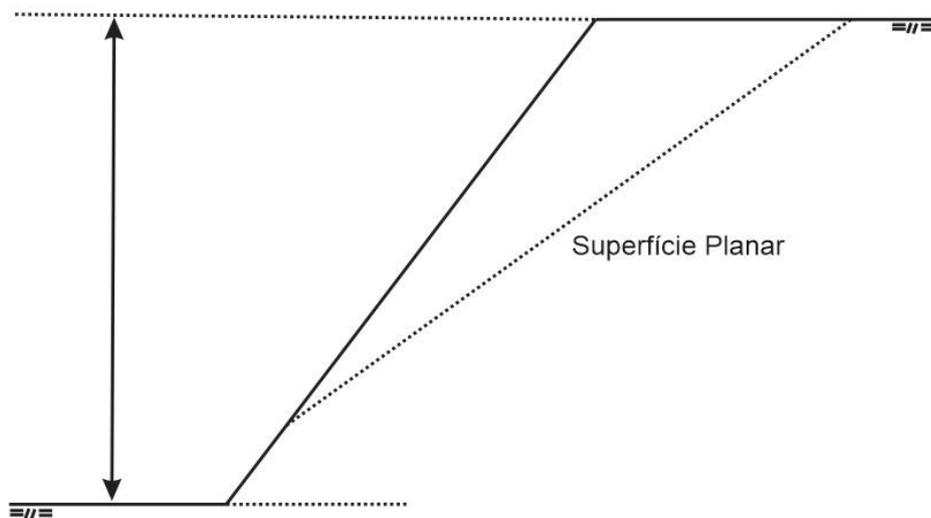


Figura 22. Exemplo de uma superfície de ruptura planar.

As superfícies planares podem eventualmente ser consideradas uma alternativa de modo de ruptura em taludes homogêneos. Nesses casos, Gerscovich (2012) nos mostra que não há como ter uma noção prévia da inclinação da superfície potencial de ruptura. Então, a análise é realizada pelo processo de busca da condição mais desfavorável, pesquisando-se superfícies com diversas inclinações. A superfície que fornece o menor Fs é a considerada crítica e sua identificação é feita traçando-se a curva Fs vs superfície analisada (Figura 23).

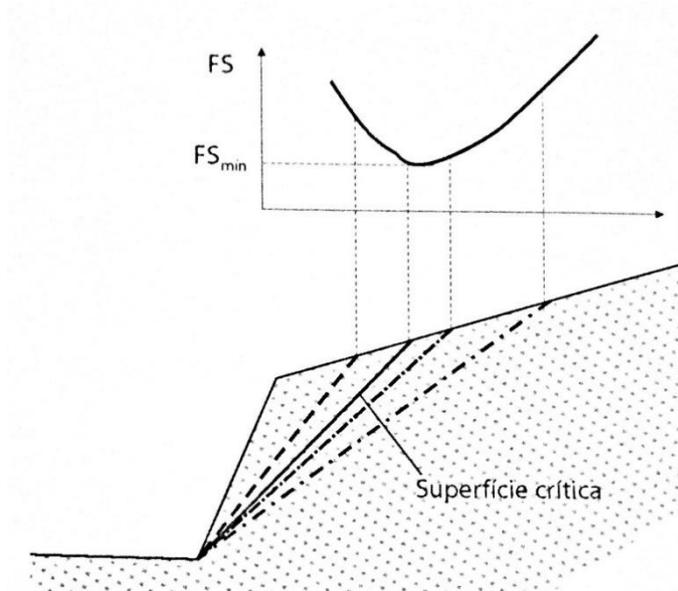


Figura 23. Procura pela superfície crítica com o  $FS_{min}$  (Gerscovich 2012).

#### 2.4.4. Considerações sobre cálculos de estabilidade

O cálculo de estabilidade basicamente varia de acordo com o método adotado, porém existem alguns pormenores que devem ser levados em conta para qualquer método de análise. Gerscovich (2012) apresenta diversos aspectos para serem adotados independentemente do mecanismo e do método de análise adotados:

- Possibilidade de abertura de trincas de tração, fazendo que devesse incluir o empuxo da água na trinca como força instabilizante;
- Possibilidade de ruptura progressiva, seja por um comportamento tensão x deformação com pico de resistência bem definido ou pelas movimentações prévias. Deve-se então avaliar a necessidade de adotar parâmetros de resistência residual;
- Realização de análises de sensibilidade, feitas por meio da variação do valor de um parâmetro por vez (coesão, ângulo de atrito, nível d'água, etc.) e da construção de gráficos que relacionam o  $F_s$  ao valor do parâmetro. Dessa forma, é possível minimizar as incertezas relacionadas à escolha do modelo de análise e as propriedades geotécnicas dos materiais envolvidos;
- Deve-se tomar cuidado na escolha dos parâmetros ( $c'$  e  $\phi'$ ) quando a envoltória de resistência é curva. A envoltória de resistência deve ser traçada na região correspondente à faixa de tensões do problema a ser analisado.

### 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Esse capítulo tem como objeto caracterizar a área de estudo do presente trabalho. Inicialmente é apresentado dados gerais sobre o município de Nova Trento, onde esta inserido o talude estudado. Posteriormente é feita a apresentação da área de estudos propriamente dita.

A topografia atual da área de estudos apresentada, é resultado de um levantamento realizado especificamente para esse trabalho.

#### 3.1. ASPECTOS GERAIS

A área de estudo está localizada no centro do município de Nova Trento – SC, a localidade já sofreu com processos de deslizamentos. O mapa da Figura 24 mostra a localização do Município em relação ao estado de Santa Catarina.



Figura 24. Localização do município de Nova Trento, no estado de Santa Catarina.

O município de Nova Trento possui área de 402,12 km<sup>2</sup>, está localizado na Microrregião dos Vales do Tijucas e Itajaí Mirim. Em relação à população, o município de Nova Trento possuía em 2010, 12.190 habitantes (IBGE, 2010), com previsão de 13.861 para o ano de 2016. Em 1991, data dos primeiros dados disponíveis no IBGE a população era da ordem de 9.122 habitantes, havendo, portanto, um crescimento em torno de 33% em 23 anos.

Quanto ao clima da região de Nova Trento é classificado, segundo o sistema de Köppen-Geiger como “Cfa”, portanto, subtropical úmido com verões quentes. No que diz respeito ao regime de chuvas, por influência do tipo climático dominante, a região estudada tem características de volumes médios precipitados relativamente homogêneos ao longo de todo o ano. No entanto no período de abril a agosto é quando as chuvas são menos intensas, como uma mínima em julho de 87 mm e, entre dezembro a março, o período de maior abundância de chuvas. (Figura 25). Não raramente os picos de chuvas coincidem com a ocorrência de desastres naturais na região.

É possível observar a ocorrência de um comportamento cíclico nos níveis de precipitação.

Eventualmente têm-se anos com chuvas muito acima dos níveis normalmente registrados, como em 2008. Como resultado, em 2008, registrou o maior número de instabilidades de encosta da história do Estado, com milhares de movimentos gravitacionais de massa. Tais movimentos também foram registrados na cidade de Nova Trento.

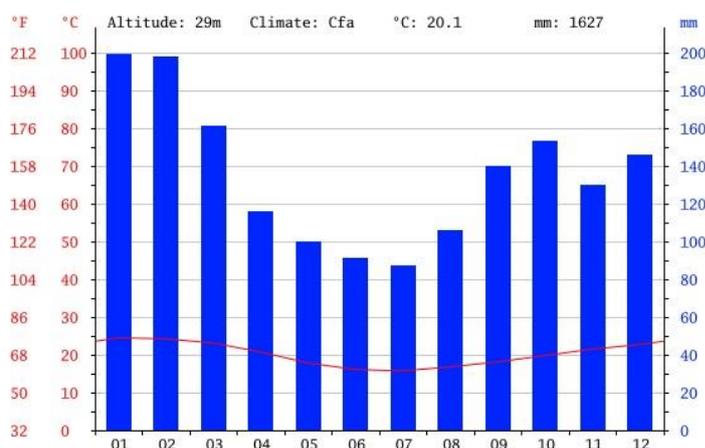


Figura 25. Precipitação média anual de Nova Trento-SC (climate-data.org/location/43714/).

### 3.2. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo consiste em uma encosta natural na qual foram feitos cortes importantes no ano de 2006 para a estabilização da encosta após de um caso de ruptura. Sua localização é dada pelas coordenadas UTM: 705.560 E e 6.980.893 S. A altitude deste ponto é 102 m acima do nível do mar, ao passo que a elevação como um todo atinge cerca de 130 m de altura.

O talude está voltado para sudeste e próximo a ele, em planície, encontra-se o centro da cidade de Nova Trento. O mapa da Figura 26 mostra a localização da área em relação ao centro da cidade de Nova Trento, enquanto o mapa da Figura 27 traz a localização detalhada, com delimitação da área estudada.

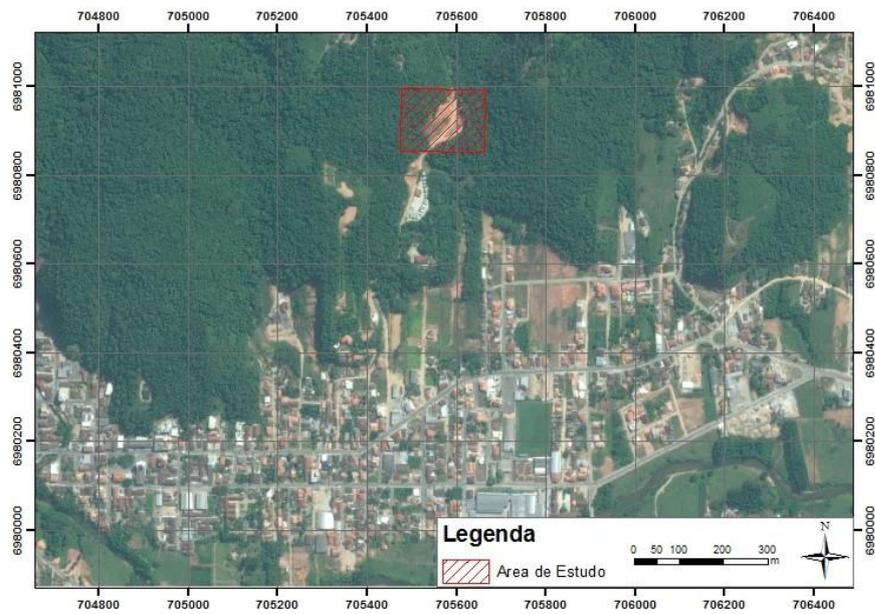


Figura 26. Localização da área de estudo em relação ao centro da cidade de Nova Trento.



Figura 27. Delimitação do talude estudado.

O talude sofreu um processo de estabilização no final de 2006 e atualmente a encosta apresenta o aspecto mostrado na Figura 28, uma vez que a vegetação já ajudou a recobrir o local.



Figura 28. Perspectiva recente da encosta.

### 3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A caracterização geológica foi feita a partir de amostras e lâminas coletadas para a disciplina de mapeamento geológico. A disciplina realizou saídas a campo no primeiro semestre de 2015 para a cidade de Nova Trento e região.

A análise petrográfica do Granito Valsungana consiste de Biotita sieno- à monzogranitos geralmente isotrópicos, localmente foliados. Porfíricos de matriz heterogranular, com concentrações locais de megacristais de K-feldspato e quartzo em agregados globulares. Apatita, zircão alanita e opacos como minerais acessórios. Clorita, mica branca e epidoto como minerais de alteração.

O Granito Valsungana é dividido em cinco fácies. Fácies margem resfriada, onde apresenta megacristais esparsos de K-feldspato (2-3 cm, localmente 5 cm), euédricos, imersos em matriz heterogranular. Fácies porfírica de matriz heterogranular, amplamente dominante, com megacristais euédricos de K-feldspato, de até 7 cm, proporção megacristais matriz ~50:50. Fácies máfica, apresentando megacristais subédricos de K-feldspato (3-5 cm) em matriz inequigranular seriada a equigranular média, alguns termos chegam a quartzo sienos máficos. Fácies cumulática, apresentando ortocumulatos de K-feldspato a quartzo sienos, megacristais subédricos a ovoides de K-feldspato de 7-10 cm. Por fim, Fácies cataclástica, deformação rúptil, com faixas cataclásticas mm-cm, fraturas preenchidas por epidoto, quartzo e, localmente, clorita, comumente esta fácies tem cor avermelhada acentuada.

O granito encontrado no ponto de estudo é o Granito Valsungana de Fácies porfírica de matriz heterogranular, pois como podemos ver na Figura 29 e Figura 30, apresenta megacristais euédricos de K-feldspato de até 5 cm e a proporção de megacristais e matriz é ~53:47.



Figura 29. Granito Valsungana apresentando fenocristais de K-feldspato.



Figura 30. Saprólito do Granito Valsungana.



#### 4. METODOLOGIA

Neste capítulo são descritos os procedimentos metodológicos adotados para o desenvolvimento do trabalho, a Figura 31 mostra as diversas etapas para execução em forma de um fluxograma simplificado. Os principais procedimentos metodológicos adotados foram a realização de ensaios laboratoriais.

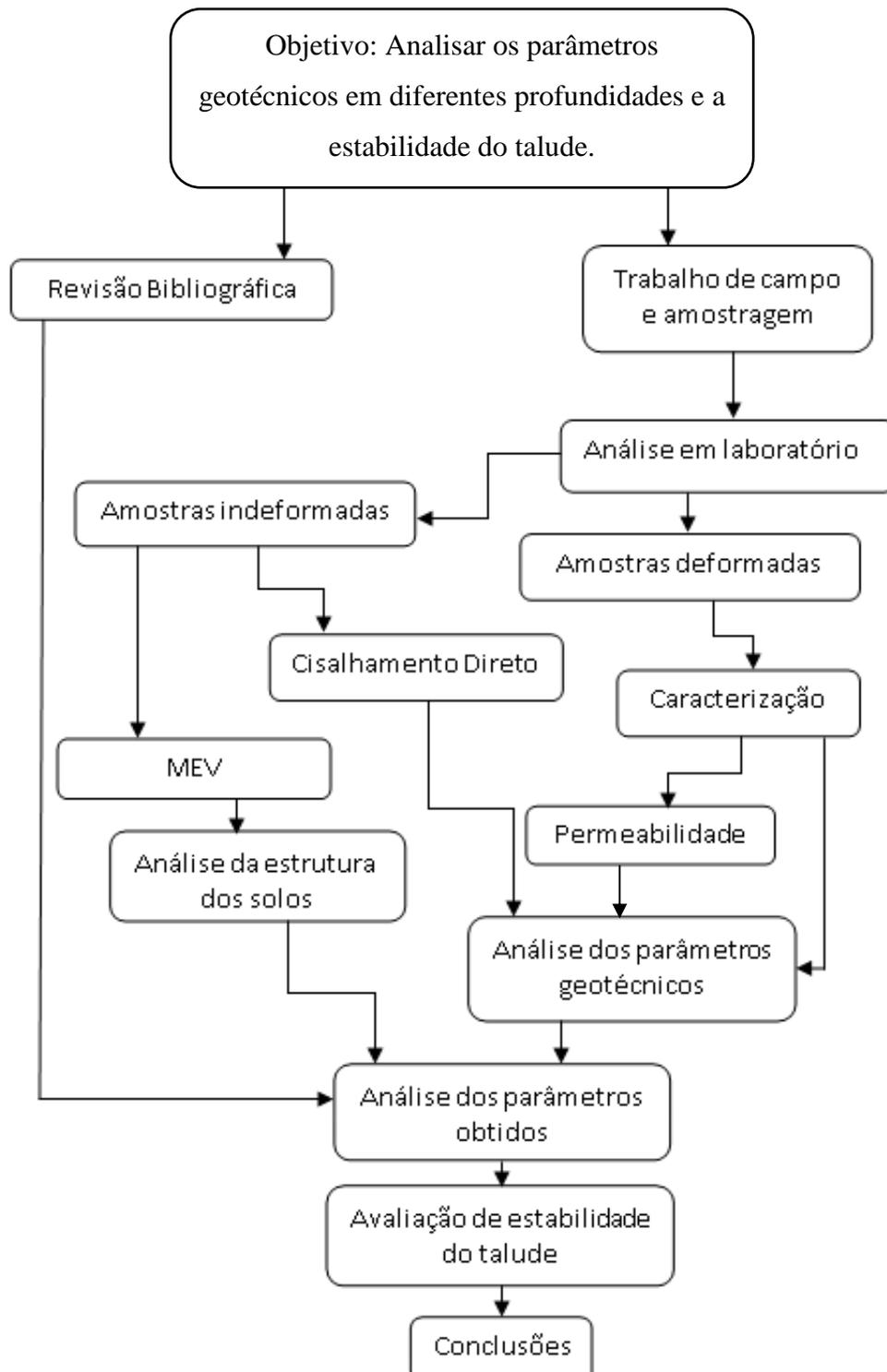


Figura 31. Fluxograma da metodologia adotada no trabalho.

## 4.1. ATIVIDADES DE CAMPO

A etapa de atividades de campo contemplou a realização de um levantamento topográfico e a coleta de amostras de solo respectivas de cada cota do talude estudado.

### 4.1.1. Levantamento Topográfico

O levantamento topográfico da área estudada foi realizado pelo próprio autor. Para tal empregou-se uma estação total e de um *laser scanner*.

Foi utilizado a estação total, cadastrando-se pontos de referência ao longo da área de solo exposto, bem como nas cristas dos taludes. Para os pontos necessários à obtenção de curvas de nível, foram feitos pontos na base e no topo de cada recorte do talude para então ter o perfil do talude (Figura 32).

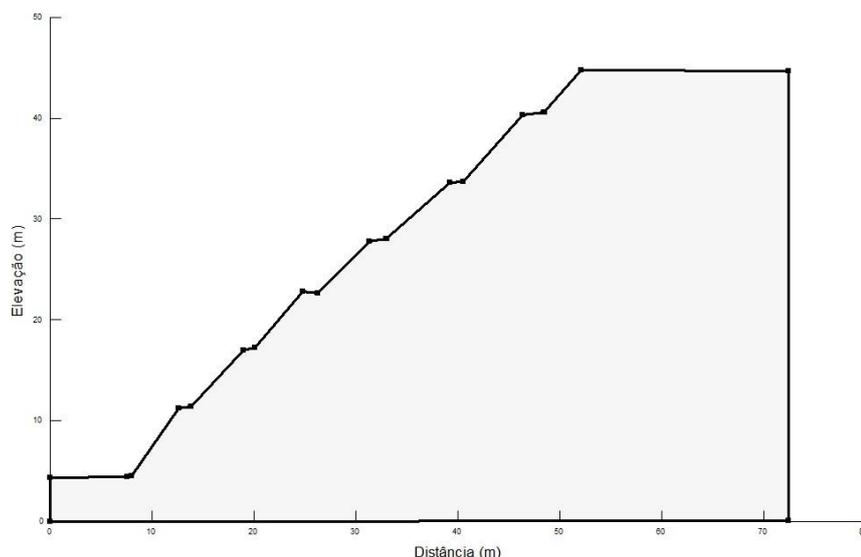


Figura 32. Perfil do talude gerado a partir da estação total.

O uso do *laser scanner*, como método de levantamento topográfico terrestre desenvolvido para recompilar informações em três dimensões, é de maneira rápida e direta. Deu-se para um levantamento completo da área. O sistema registrou exatamente a localização e características da superfície. O *Laser Scanner GLS 1500* da empresa *TopCom* mede a posição em três dimensões, com natural e intensidade de reflexão de seis mil pontos por segundo, permitindo desse modo definições tridimensionais de estruturas. O método consiste em definir o ponto onde está localizado o *scanner* e utilizando no mínimo três alvos refletores para, a partir daí o *software TopCom ScanMaster* pode unir todas as varreduras em uma só vista, compondo a cena final (Figura 33).

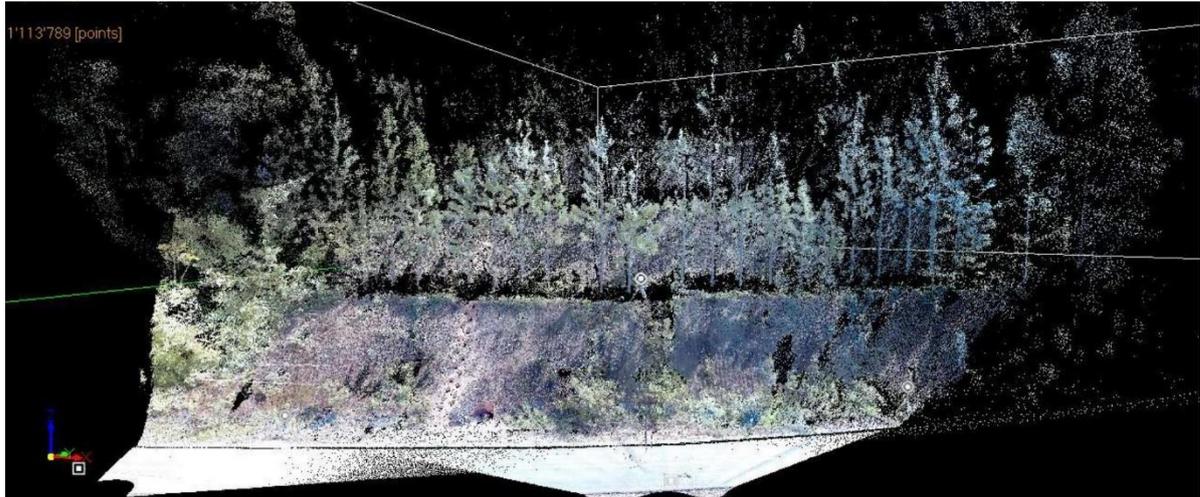


Figura 33. Cena final em três dimensões gerada a partir da união das varreduras.

#### 4.1.2. Coleta de amostras

As amostras foram coletadas em duas etapas (30/08/2016 e 15/09/2016), foi a partir de inspeções da área de estudo foram determinados cinco pontos de coleta, um bloco para cada uma das profundidades do talude (Figura 34), essas amostras foram coletadas a partir do pé do talude até o topo do mesmo.

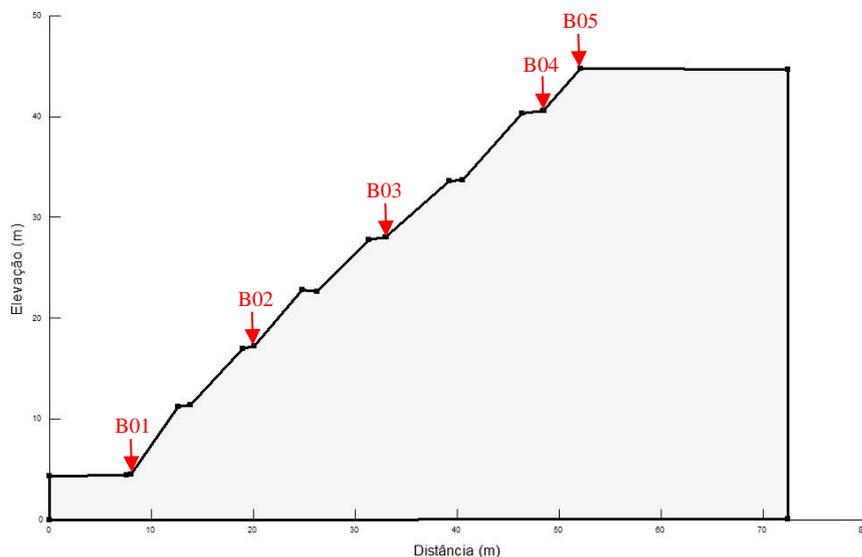


Figura 34. Pontos de coleta de cada uma das amostras.

Foram então coletadas cinco amostras deformadas para ensaios de caracterização do solos e 5 amostras indeformadas mantendo-se as estruturas originais do solo, para então serem encaminhadas para ensaios de cisalhamento direto e MEV.

Considerando a quinta amostra, ou seja, a amostra do topo do talude (B05) como sendo na cota 0, as seguintes cotas para cada coleta estão expostas na Tabela 5.

Tabela 5. Profundidade de coleta de cada amostra.

Ponto	Profundidade (m)
B01	40.49
B02	27.58
B03	17.00
B04	4.35
B05	0

As amostras deformadas foram embaladas em sacos plásticos tipo zip lock (Figura 35.a). As amostras indeformadas foram coletadas em blocos de aproximadamente 30x30x30 cm com ferramentas manuais (Figura 35.b) e diretamente nos moldes utilizados no ensaio de cisalhamento direto. Para a proteção e transporte dos blocos, os mesmos foram recobertos com filme plástico de forma a diminuir a perda de umidade e atadura gessada para assim evitar o amolgamento do solo (Figura 35.c e Figura 35.d).



Figura 35. (a) amostra deformada; (b) uso de ferramentas manuais para moldagem; (c) filme plástico usado para manter a umidade da amostra; (d) atadura gessada usada para transportar a amostra com segurança.

## 4.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios de cisalhamento direto e caracterização foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS), a microscopia eletrônica de varredura foi realizada no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME), ambos da Universidade Federal de Santa Catarina.

### 4.2.1. Ensaios de Caracterização

A caracterização geotécnica do solo estudado consistiu na determinação dos índices físicos, da composição granulométrica e dos limites de Atterberg. Estes dados, índices ou propriedades, são fundamentais para a análise de qualquer solo, uma vez que por si só podem indicar diversos aspectos do comportamento destes materiais.

Todas as amostras foram preparadas conforme a norma NBR 6457/1986.

#### 4.2.1.1. Índices Físicos

Os índices físicos do solo estudado foram calculados com base nas amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto. A determinação do teor de umidade natural do solo foi realizada com base na norma NBR 6457/1986, através da secagem do material em estufa (Figura 36.a). O peso específico real das partículas ( $\gamma_s$ ) foi determinado através do procedimento descrito na norma NBR 6508/1984 (Figura 36.b).



Figura 36. (a) Cápsulas para análise de teor de umidade; (b) Picnômetro utilizado no ensaio de massa específica dos sólidos.

#### 4.2.1.2. Granulometria

O conhecimento da composição granulométrica de um solo permite inferir uma série de aspectos acerca de seu comportamento. A determinação da granulometria do solo estudado foi analisada conforme a norma NBR 7181/1984. A porção do solo superior a 0,075 mm de diâmetro foi analisada por meio de peneiramento (Figura 37.a), enquanto que a parcela com diâmetro mínimo equivalente inferior a 0,075 mm foi ensaiada pelo processo de sedimentação (Figura 37.b).



Figura 37. (a) Ensaio de Peneiramento; (b) Ensaio de sedimentação.

#### 4.2.1.3. Limites de Atterberg

Dependendo do teor de umidade um solo pode existir em quatro estados físicos: sólido, semissólido, plástico e líquido. Os limites de consistência são definidos com o teor de umidade no qual há mudança de um estado físico do solo. O índice de plasticidade (IP) é conhecido como a diferença dos limites de Atterberg, limite de liquidez (LL) e plasticidade (LP) respectivamente. Neste trabalho os limites de Atterberg foram determinados conforme procedimentos descritos nas normas NBR 6459/1984 e NBR 7180/1984 (Figura 38).

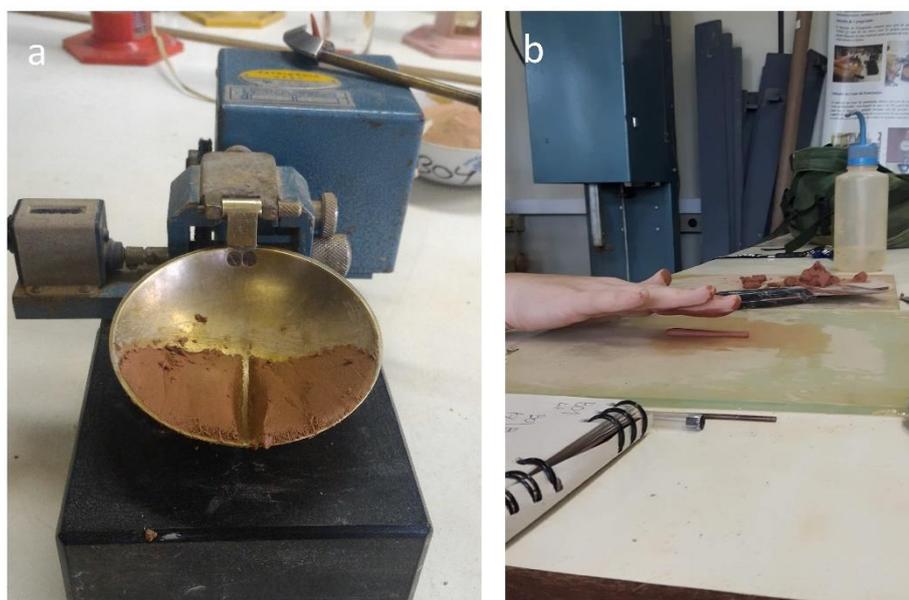


Figura 38. Ensaio dos Limites de Atterberg. (a) determinação do limite de liquidez; (b) determinação do limite de plasticidade.

#### 4.2.2. Permeabilidade

A permeabilidade de um solo pode ser mensurada através de coleta de blocos indeformados

para ensaios em laboratório. O coeficiente de permeabilidade de um solo, representado pela letra  $k$ , indica a velocidade com que um líquido percola pelos vazios do solo, normalmente descritos em cm/s.

Porém, para esse trabalho, a permeabilidade foi equacionada. Espíndola (2016) comparou seus resultados conforme as equações 16, 17 e 18, respectivamente, de Hazen (1930), Chapuis (2004) e Amer e Award (1974).

$$k[cm/s] = c \cdot D_{10}^2 \quad 16$$

Onde,

$c$  = coeficiente estipulado entre 1.0 a 1.5;

$$k[cm/s] = 2.4622 \times \left[ D_{10}^2 \times \frac{e^3}{1+e} \right]^{0,7825} \quad 17$$

$$k[cm/s] = 35 \times \left( \frac{e^3}{1+3} \right) \times Cu^{0,6} \times (D_{10})^{2,32} \quad 18$$

Segundo Espíndola (2016), o que se espera de equações que consideram os parâmetros granulométricos e as propriedades físicas na determinação da permeabilidade indireta de determinados materiais, é que os valores obtidos sejam equivalentes aos reais de ensaios, feitos em laboratório, segundo a norma. O autor verificou que a equação de Chapuis (2004) foi a que os resultados mais se aproximaram de uma condição idealizada. Justamente pelo fato de não utilizar apenas o diâmetro  $D_{10}$ , mas também o índice de vazios inicial do corpo de prova.

Para esse trabalho escolheu-se equacionar os parâmetros de permeabilidade conforme Chapuis (2004), por considerar que seus resultados têm maior confiabilidade quanto a solos mais granulares.

### 4.2.3. Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto (Figura 39) foram realizados conforme a norma ASTM D3080/2003 com amostras indeformadas moldadas a partir dos blocos coletados em campo, essas amostras possuem dimensões de 101,6x101,6x20 mm. A velocidade de cisalhamento utilizada foi de 0.307 mm/min para todas as amostras e em todos os estágios de cisalhamento.

Após o processo de amostragem e moldagem dos corpos de prova (Figura 40), as amostras foram submetidas à condição inundada, com a finalidade de avaliar a resistência do solo na pior situação que o talude suportaria. Após a inundação a amostra passou por uma etapa de consolidação até a estabilização das deformações verticais.

Para o estágio de consolidação, foram utilizadas tensões normais de 33 kPa, 78 kPa e 128 kPa, de modo a definir a envoltória de Mohr-Coulomb.



Figura 39. Equipamento de cisalhamento direto do Laboratório de Mecânica dos Solos.



Figura 40. Amostragem em bloco indeformado.

#### 4.2.4. Microscopia Eletrônica de Varredura

O emprego do MEV como ferramenta de investigação é cada vez mais largamente difundido na geotecnia. Para esse trabalho o objetivo foi avaliar as formas com que se encontram arranjados os minerais que compõem os solos, além da presença de elementos estruturais, como cimentação ou concreções e nível de alteração de minerais primários.

O microscópio eletrônico de varredura utilizado foi o modelo JSM 6390LV de alto desempenho da fabricante JEOL (Figura 41). Em pontos específicos dos corpos de prova foram realizadas espectroscopias de energia dispersiva (EDS), o EDS permite identificar e quantificar os elementos químicos presentes na amostra.

As análises microscópicas foram executadas no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME) da UFSC. As amostras investigadas, representativas dos cinco solos, foram obtidas a partir de blocos indeformados, porém, preparados como estabelecido pelo laboratório, sofreram desagregação por destorroamento e colados nos *stubs* com fita adesiva a base de carbono (Figura 42).



Figura 41. Microscópio eletrônico de varredura modelo JSM 6390LV (LCME-UFSC).

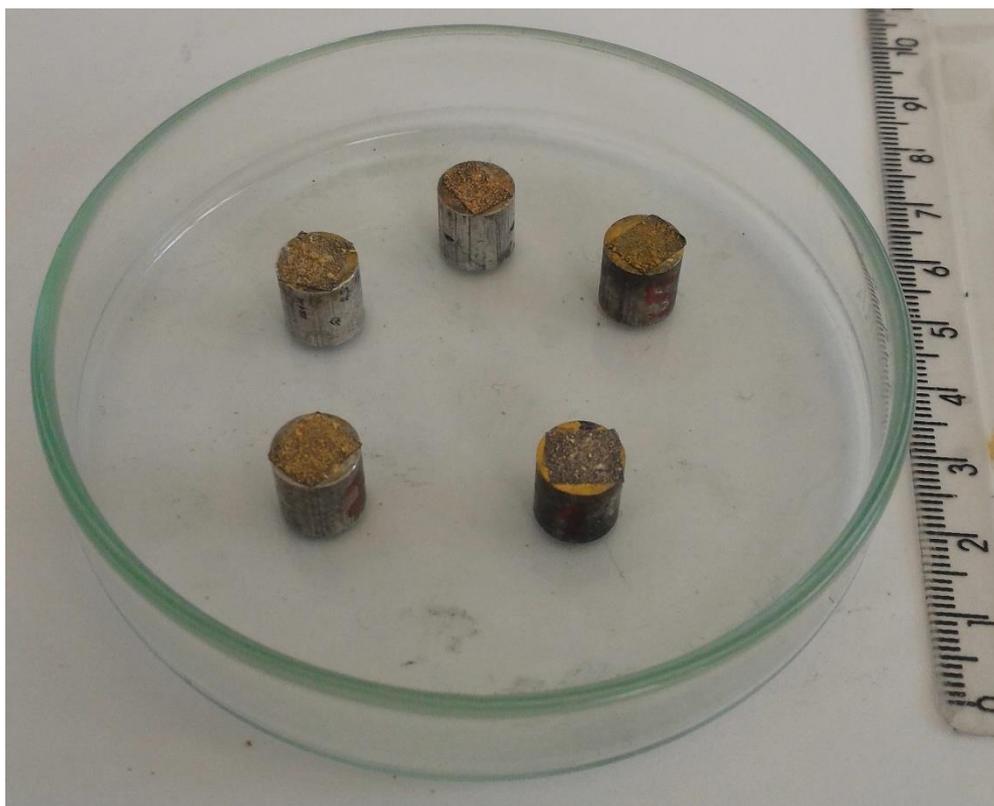


Figura 42. Amostras preparadas para investigação de microscopia eletrônica de varredura.

## 5. RESULTADOS

Nesta unidade são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios de laboratório para cada ponto de estudo. Além disso, são apresentadas as imagens do microscópio eletrônico de varredura, suas respectivas análises e o dimensionamento da permeabilidade. Como resultado principal é apresentada uma análise da relação dos parâmetros de resistência com a profundidade e a estabilidade do talude em diversas situações.

### 5.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A análise de índices físicos como a densidade real das partículas ( $\delta$ ), teor de umidade natural ( $w$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ), grau de saturação ( $S_r$ ), limite de liquidez ( $W_L$ ), limite de plasticidade ( $W_P$ ), índice de plasticidade ( $IP$ ) permite a caracterização dos solos estudados. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de caracterização de cada ponto de estudo.

Tabela 6. Índices físicos e limites de consistência dos solos dos pontos de estudo.

Ponto	$\delta$ (kN/m <sup>3</sup> )	Wnat (%)	e	n (%)	S <sub>r</sub> (%)	Limites de Consistência		
						WL (%)	WP (%)	IP (%)
B01	25.6	19.49	0.90	47.50	55.74	30,70	NP	NP
B02	25.5	22.72	1.13	53.07	51.73	36.79	33.59	3.59
B03	26.2	22.20	1.27	56.01	47.47	43.24	NP	NP
B04	26.1	24.64	1.25	55.63	51.14	49.62	45.78	3.84
B05	25.6	33.16	1.38	58.07	61.03	73.99	48.02	25.97

Um aspecto importante do solo é sua granulometria. A análise granulométrica possibilita o entendimento de importantes características do material. Os resultados dos ensaios de granulometria, desenvolvidos por esse trabalho, estão apresentados na Figura 43 e na Tabela 7.

Tabela 7. Análise granulométrica dos solos dos pontos de estudo.

Ponto	Granulometria					
	Pedr. (%)	A.G. (%)	A.M. (%)	A.F. (%)	Silte (%)	Argila (%)
B01	0	35.39	25.04	5.90	25.78	7.88
B02	0	29.28	19.05	7.00	36.59	8.09
B03	0	48.84	21.85	5.34	17.69	6.28
B04	0	44.68	22.91	2.96	18.01	11.44
B05	0	14.65	9.84	8.84	12.25	54.43

Nota: Pedr.-pedregulho; A.G.-areia grossa; A.M.-areia média; A.F.-areia fina.

A partir das curvas granulométricas apresentadas, nota-se que o solo com a maior fração de argila é o ponto B05 com 54,43%. Os solos dos pontos B01 e B02 apresentam as maiores quantidades de silte, respectivamente, 25,78% e 36,59%. Os solos dos pontos B01, B03 e B04 apresentam uma maior quantidade de fração grossa.

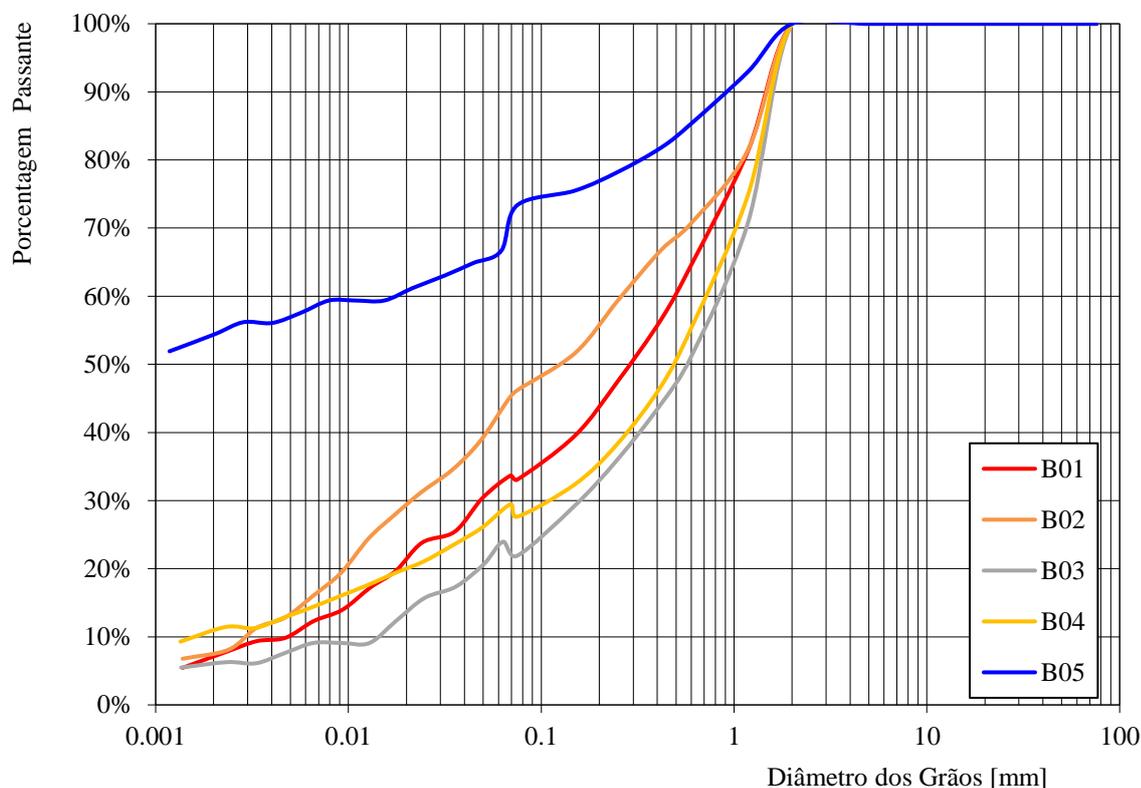


Figura 43. Curvas granulométricas dos pontos de estudo.

A classificação do solo pode ser feita a partir do Sistema Unificado de Classificação de Solos (ASTM D2487-2000), que diferencia os materiais entre turfa e pedregulho bem graduado. Os resultados obtidos nos ensaios de granulometria e limites de consistência permitiram a classificação como mostra a Tabela 8.

Tabela 8. Classificação dos materiais estudados.

Ponto	Classificação (SUCS)
B01	SM
B02	SM
B03	SM
B04	SM
B05	CH

Nota: SM – Areia siltosa; CH – Argila muito plástica.

Os solos analisados são compostos em sua maioria por amostras coletadas no horizonte C, originalmente de rochas graníticas. Segundo Higashi (2006), estes solos normalmente encontram-se

não saturados e não raro os valores de índices de vazios são próximos a 1, sendo característico de solos residuais tropicais.

Observa-se que existe um aumento na fração argila e da plasticidade para os solos localizados mais próximos às camadas superficiais do perfil estudado, fatores que podem ser originados por maiores graus de intemperismo. O clima subtropical úmido com verões quentes desta região, apresentando elevados índices pluviométricos e grande amplitude térmica contribui para o intemperismo e reforça esta possibilidade.

### 5.1.1. Resultado da Permeabilidade

Os valores de permeabilidade foram dimensionados conforme Chapuis (2004), os resultados obtidos estão expostos na Tabela 9. Para estabelecer uma comparação dos coeficientes de permeabilidade encontrados com os resultados disponíveis na literatura para os mesmos tipos de solo, a literatura, utilizou-se os valores para diferentes solos graníticos de Heidemann (2015). Os valores de permeabilidade encontrados pelo autor, de acordo com o aumento do intemperismo dos solos, para granito amarelo (GrAm) foi entre  $5 \times 10^{-6}$  e  $3 \times 10^{-7}$  m/s, granito vermelho (GrVm) entre  $10^{-6}$  e  $10^{-7}$  m/s e o granito biotítico (GrBt) entre  $2 \times 10^{-7}$  e  $2 \times 10^{-8}$  m/s, respectivamente. Os resultados obtidos mostraram-se coerente com aqueles encontrados por Heidemann (2015) para as quatro primeiras amostras, pois a equação de Chapuis (2004) foi descrita para solos granulares.

Tabela 9. Valores dimensionados de permeabilidade.

Ponto	k (m/s)
B01	$7.2 \times 10^{-6}$
B02	$3.8 \times 10^{-6}$
B03	$3.7 \times 10^{-5}$
B04	$1.5 \times 10^{-5}$
B05	$1.0 \times 10^{-11}$

Já o resultado da amostra B05 não pode ser levada em consideração, pois o dimensionamento da mesma foi feito para a caracterização granulométrica acrescentada de defloculante. Porém, na realidade vemos que os grãos do solo se comportam em estruturas de grumos, ou seja, em pequenos aglomerados de grãos mais finos, como visto na microscopia eletrônica de varredura (Figura 50). Sendo assim, o valor dimensionado para o B05 está muito abaixo do esperado e não pode ser considerado.

Ao compararmos os valores com a bibliografia notamos que, a permeabilidade de solos granulares é bastante variada. Heidemann (2015) encontrou valores de vão de  $10^{-6}$  a  $10^{-8}$  m/s, enquanto Duarte *et al.* (2006) encontrou valores de  $10^{-7}$  m/s.

## 5.2. RESULTADO DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Neste trabalho os ensaios de resistência ao cisalhamento dos solos foram realizados no equipamento de cisalhamento direto na condição inundada. Este tipo de ensaio simula a pior condição do solo na análise de cisalhamento, quando o solo está encharcado.

Higashi (2006) evidencia que a resistência ao cisalhamento em solos graníticos, apresenta elevada queda de coesão com a inundação dos solos, em comparação à condição de umidade natural em que se espera o efeito de coesão aparente, sendo que existem casos que se reduz a zero. Esse fato tem grande importância no que diz respeito à susceptibilidade aos movimentos de massa depende dos parâmetros de resistência, principalmente em condições onde o grau de saturação é elevado por intermédio de chuvas intensas.

Os solos estudados são substrato graníticos da mesma localidade, porém em profundidades diferentes. Para cada ponto de estudo foram realizados três ensaios, com tensões de consolidação de 33, 78 e 128 kN/m<sup>2</sup>.

Os resultados obtidos para cada ponto de estudo são apresentados nas envoltórias da Figura 44 por meio de curvas de tensão cisalhante (kN/m<sup>2</sup>) *versus* tensão normal (kN/m<sup>2</sup>).

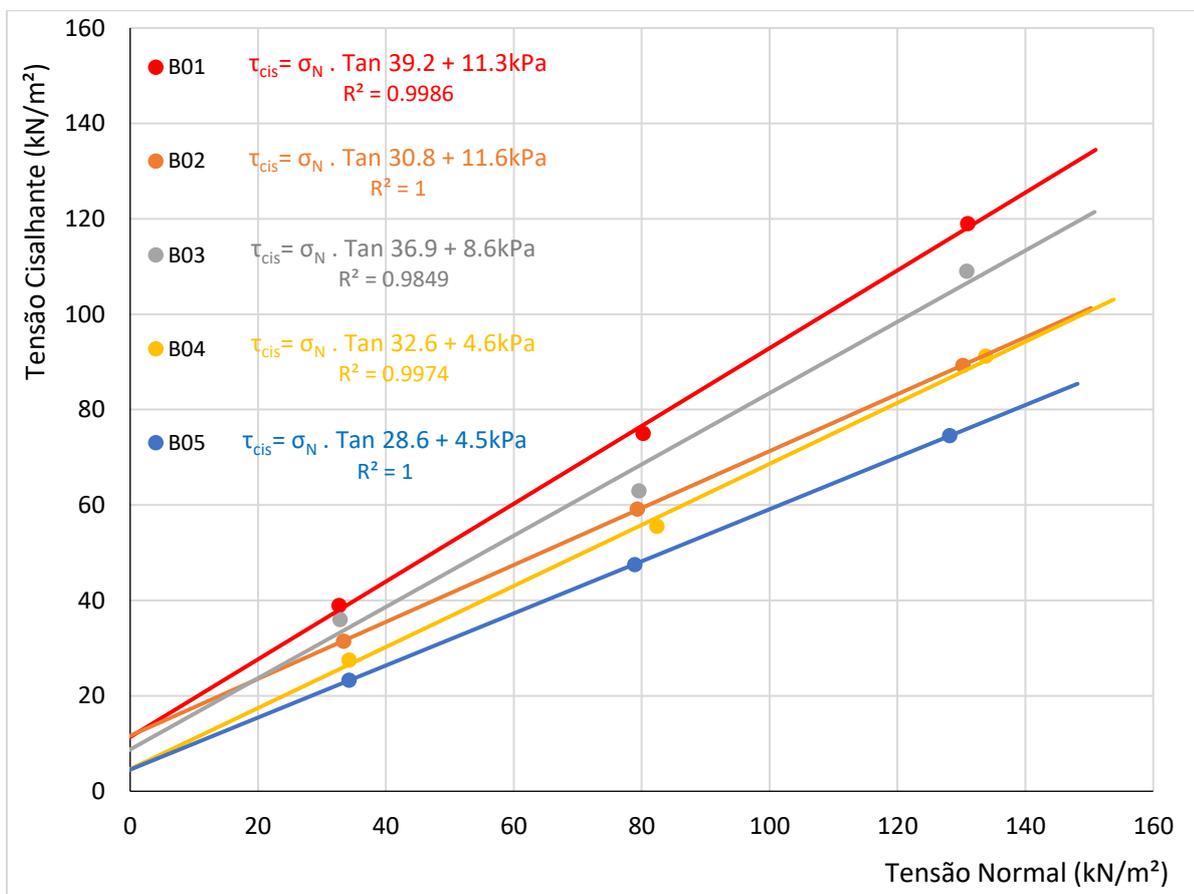


Figura 44. Envoltórias de cisalhamento dos pontos de estudo.

A partir da obtenção dos resultados, nota-se que os maiores valores de coesão estão

relacionados aos solos B01 e B02, mais profundos. Esses pontos apresentaram valores de coesão na condição inundada de 11.3 e 11.6 respectivamente.

Os maiores valores de ângulo de atrito interno adquiridos para a condição inundada foram 39.2° e 36.9° para os pontos B01 e B03, respectivamente.

A Tabela 10 apresenta todos os resultados dos parâmetros de resistência dos solos de estudo obtidos por ensaios na condição inundada.

Tabela 10. Análise de coesão e ângulo de atrito interno dos pontos de estudo.

Ponto	Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de Atrito Interno ( $\Phi$ ) ( ° )
B01	11.3	39.2
B02	11.6	30.8
B03	8.6	36.9
B04	4.6	32.6
B05	4.5	28.6

Os menores resultados de coesão adquiridos foram para as amostras B04 e B05, as menos profundas, que obtiveram os valores de 4.6 e 4.5, respectivamente.

Nota-se também que os menores valores de ângulo de atrito interno estão relacionados aos solos B02 e B05. Esses pontos apresentaram valores de ângulo de atrito interno na condição inundada de 30.8 e 28.6 respectivamente.

Pode-se observar que há uma tendência de diminuir tanto a coesão quanto o ângulo de atrito interno com o aumento do grau de alteração do solo. Guidicini e Nieble (1984) afirmaram que o processo de alteração por intemperismo leva a um enfraquecimento gradual do meio rochoso, ou terroso, pela remoção dos elementos solúveis constituintes dos próprios minerais, pela dissolução dos elementos com função de cimentação em solos. Esse enfraquecimento se traduz numa diminuição dos parâmetros de resistência, a saber, coesão e ângulo de atrito interno.

Resultados encontrados em literatura são apresentados na Tabela 11. Todos os parâmetros dispostos são oriundos de ensaios com corpos de prova indeformados, inundados e realizados conforme a norma ASTM D3080/2003. Apresenta-se valores de coesão e ângulo de atrito interno referentes a solos graníticos de três diferentes autores, e diversas áreas do estado de Santa Catarina. A coleta de amostras dos autores, prioriza o horizonte C do solo que tende a ser o mais espesso.

Tabela 11. Resultados da bibliografia de parâmetros de resistência para solo residual de granito.

Ponto	Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de Atrito Interno ( $\Phi$ ) ( ° )	Localidade	Autor
m20	26.1	28.2	Camburiú	Müller (2015)
m31	8.2	28.7	São José	Müller (2015)
m33	2.1	36.7	Balneário Camburiú	Müller (2015)

m35	4.0	34.7	Balneário Camburiú	Müller (2015)
m36	6.3	31.8	Balneário Camburiú	Müller (2015)
m38	11.1	27.5	Camburiú	Müller (2015)
m39	6.1	33.8	Camburiú	Müller (2015)
m41	5.0	33.6	Camburiú	Müller (2015)
m42	9.1	25.6	Camburiú	Müller (2015)
GrAm	11.0	30.7	São José	Heidemann (2015)
GrVm	7.5	31.9	São José	Heidemann (2015)
GrBt	16.0	26.8	São José	Heidemann (2015)
GrLt	18.0	27.8	São José	Heidemann (2015)
1	11.0	31.4	Tubarão	Higashi (2006)
3	3.6	32.1	Tubarão	Higashi (2006)
4	13.4	35.1	Tubarão	Higashi (2006)
5	13.0	38.7	Tubarão	Higashi (2006)
6	0	41.3	Tubarão	Higashi (2006)
7	1.36	31.5	Tubarão	Higashi (2006)
8	11.8	23.2	Tubarão	Higashi (2006)
9	11.0	31.6	Tubarão	Higashi (2006)
11	7.3	33.7	Tubarão	Higashi (2006)

Nota: Apenas valores de resistência na condição inundada.

Not-se que os os pontos mais profundos, B01 e B02, apresentaram resultados condizentes com os dados da literatura de Heidemann (2015), onde o ponto GrAm analisado como sendo o menos intemperizado pelo autor, corresponde aos pontos com menor grau de alteração. A amostra B03, apresenta similaridade com a amostra GrVm de Heidemann (2015) e a m39 de Müller (2015) e a B04 mostra-se compatível com a m35, m41 de Müller (2015) e com a amostra 3 de Higashi (2006).

Nota-se também que a amostra B05 (Horizonte B) apresenta parâmetros de resistência diferentes daqueles encontrados pelos autores citados, pois se evidencia que a maioria dos valores de análises são referentes ao horizonte C. A discordância entre os resultados obtidos evidencia a importância deste estudo e a marcante diferença entre os parâmetros oriundos de diferentes horizontes de solo.

### 5.3. RESULTADO DA MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

Neste capítulo são apresentadas as imagens obtidas pelo microscópio eletrônico de varredura dos solos investigados em três diferentes aumentos, 50, 200, 400 vezes de ampliação. A partir destas

imagens juntamente com a análises obtidas por espectrometria de dispersão (EDS), buscam caracterizar quimicamente cada um destes solos.

Mitchell (1976) ressalta que como o solo não possui apenas partículas do mesmo tamanho, as partículas podem ser divididas em arcabouço e matriz, onde a matriz, composta por grãos menores, tende a ocupar espaços de poros entre o arcabouço, partículas maiores. Isso conduz a uma tendência para densidades mais elevadas e porosidades mais baixas. Porém, as formas de partículas irregulares resultam numa tendência para densidades mais baixas e porosidades mais elevadas.

As imagens da Figura 45 destacam a amostra B01, no ponto marcado com círculo vermelho foi realizada espectrometria de dispersão, verificando a concentração química da área, na qual destaca-se inicialmente a presença de 29,63% de silício e 13,54% de alumínio. O EDS mostrou ainda grande concentração de oxigênio, 51,44%, juntamente cálcio com 2,95% e ferro com 2,43%.

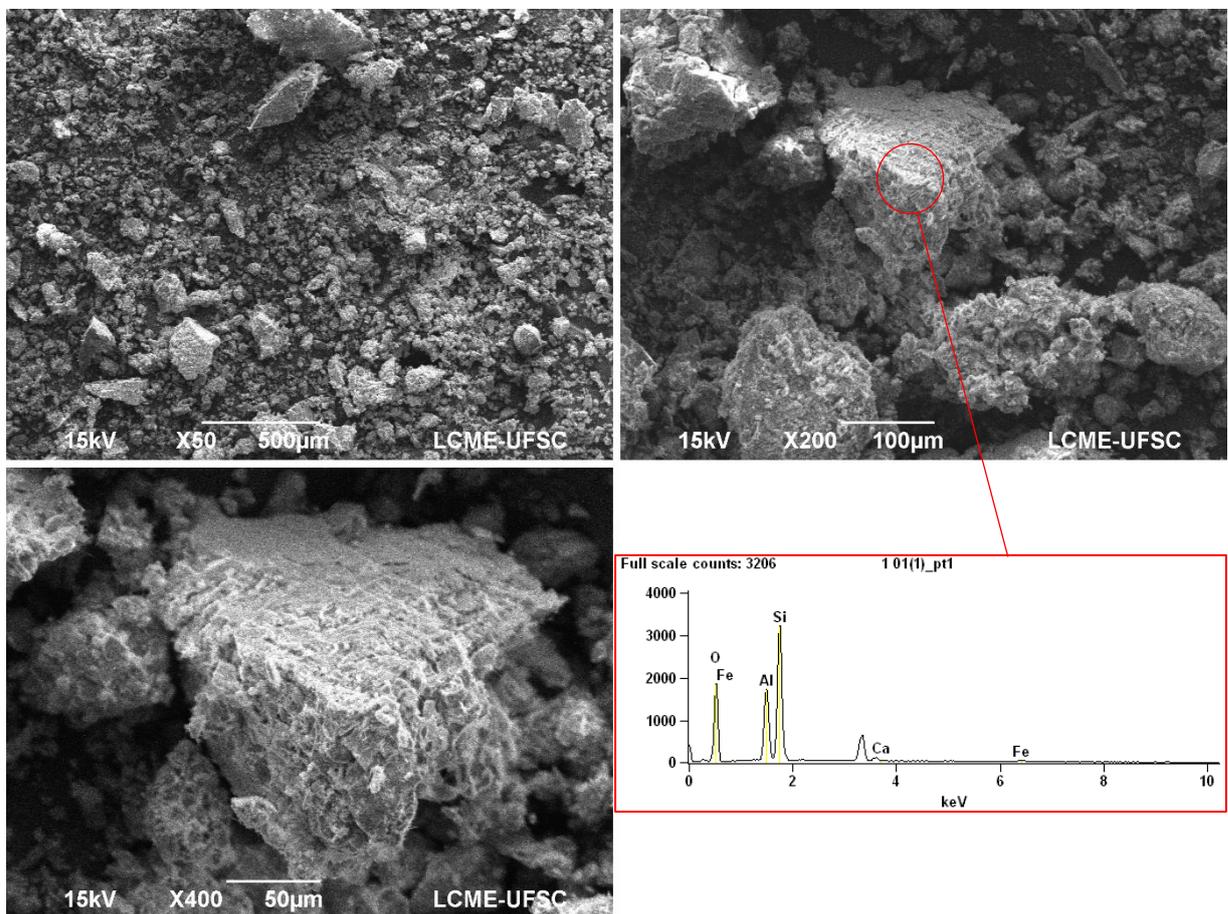


Figura 45. Imagens do MEV e MEV-EDS do ponto B01.

Diferentemente da amostra B01, o MEV-EDS realizado na amostra B02 indicou uma composição química diferente, o oxigênio apresentou 46,63%, o ferro apresentou 8,48%, silício com 22,06% e alumínio com 15,64%. Foram encontrados também valores de magnésio, potássio e manganês, respectivamente, 0,10%, 4,19% e 2,81% (Figura 46).

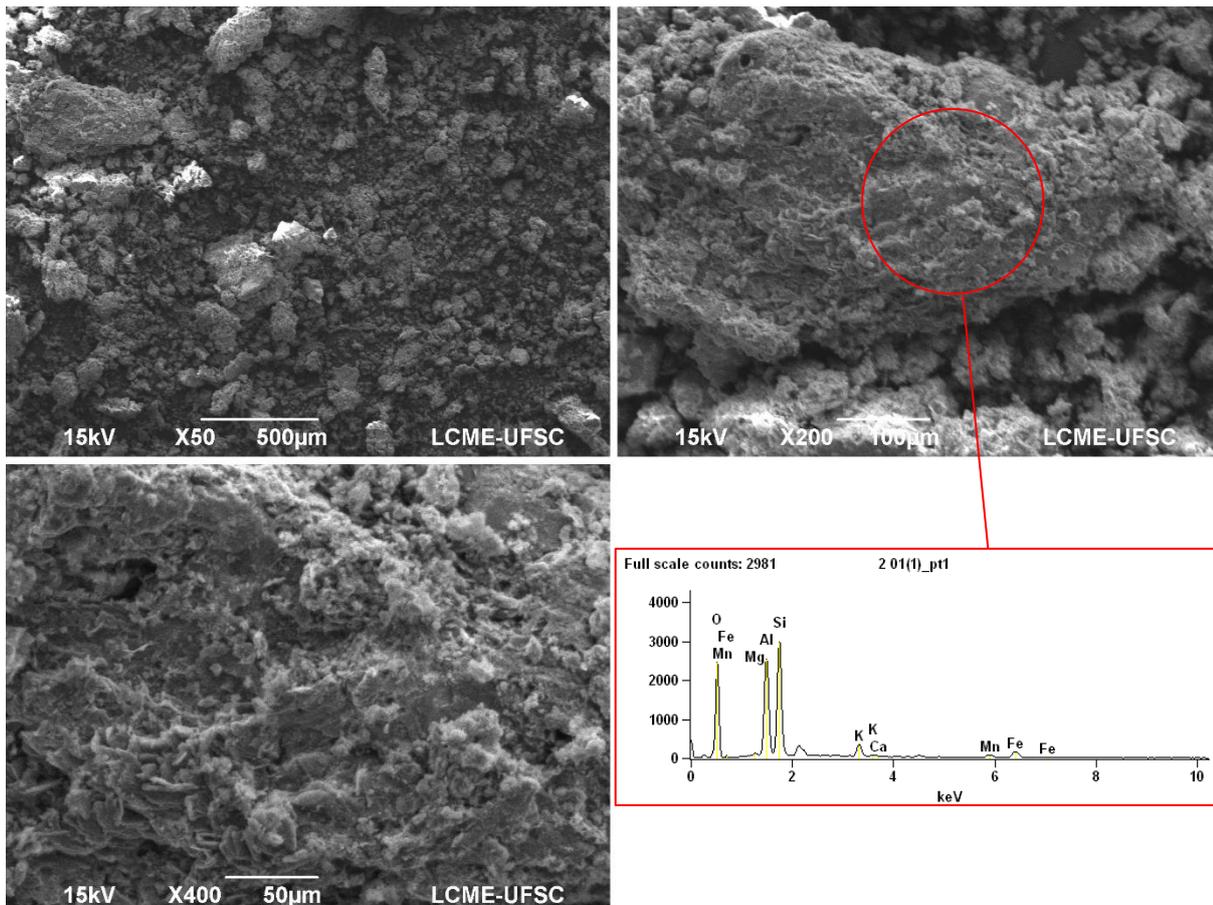


Figura 46. Imagens do MEV e MEV-EDS do ponto B02.

Na amostra B03 foram feitas duas análises de MEV-EDS em dois grãos distintos, pois observou-se um sendo mais arredondado e outro mais lamelar. A Figura 47 e Figura 48 apresentam as imagens MEV e MEV-EDS respectivamente. O resultado da espectrometria por dispersão para o grão mais arredondado mostrou valores de oxigênio para 48,52%, alumínio 20,32%, silício 25,77% e ferro 5,37%. Por outro lado, o grão mais lamelar apresentou altos teores de ferro (21,46%), o silício 24,60%, alumínio 15,75%, oxigênio 32,64% e valores de potássio e magnésio, 5,17% e 0,37%, respectivamente.

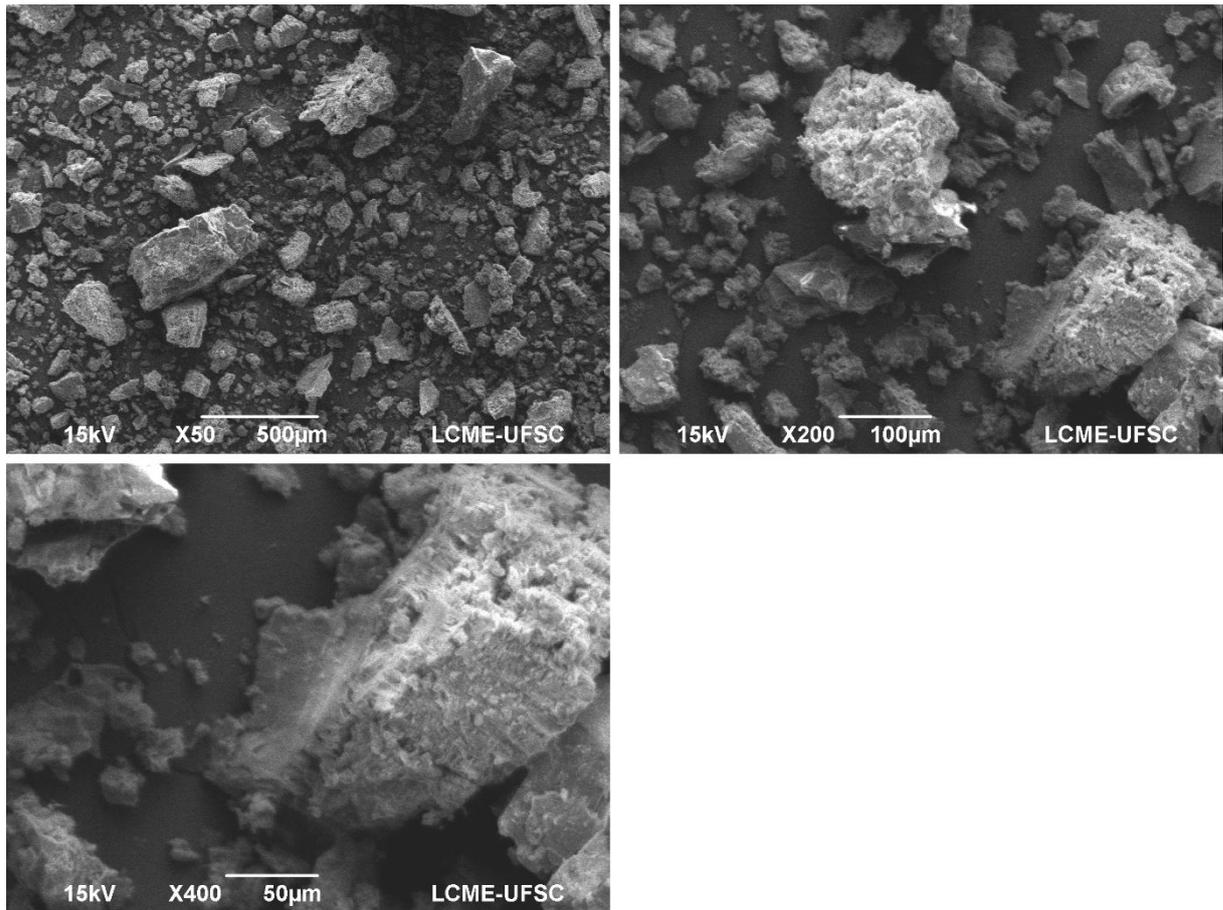


Figura 47. Imagens do MEV do ponto B03.

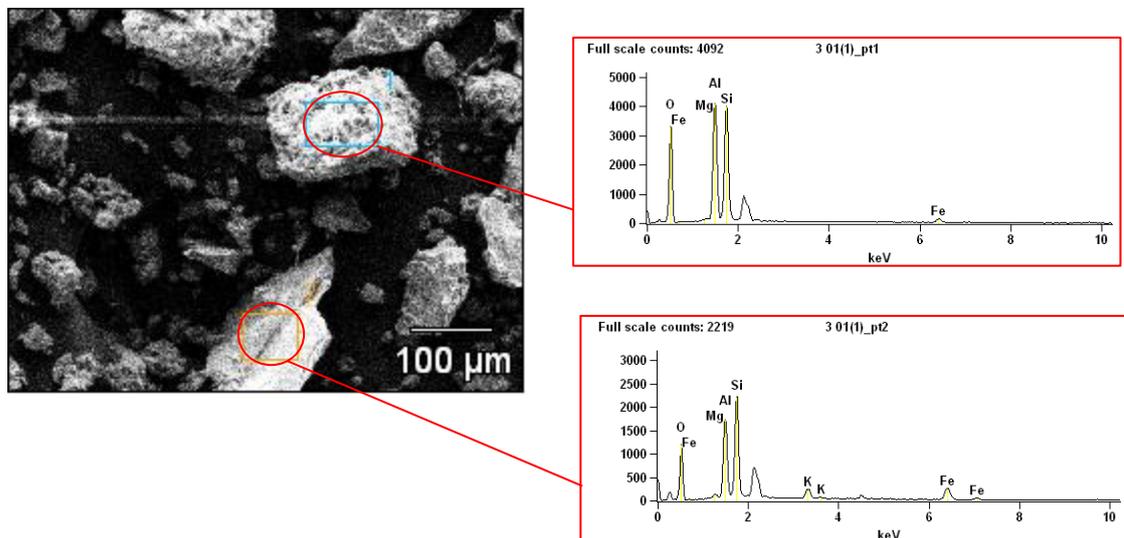


Figura 48. MEV-EDS da amostra B03.

Seguindo o mesmo modelo da amostra B03, a análise de MEV-EDS da amostra B04 também foi feita em dois grãos diferentes que apresentaram resultados significativos (Figura 49). A primeira análise no grão mais lamelar apresentou alto teor de ferro (60,07%), oxigênio com 31,5% e baixos teores de alumínio, silício e potássio, respectivamente, 5,13%, 3,16% e 0,13%. Já o outro grão apresentou teores de ferro muito menor que o anterior (14,14%), oxigênio com 41,63% e aumento nos

teores de alumínio, silício e potássio para 19,24%, 23,86% e 1,13%, respectivamente.

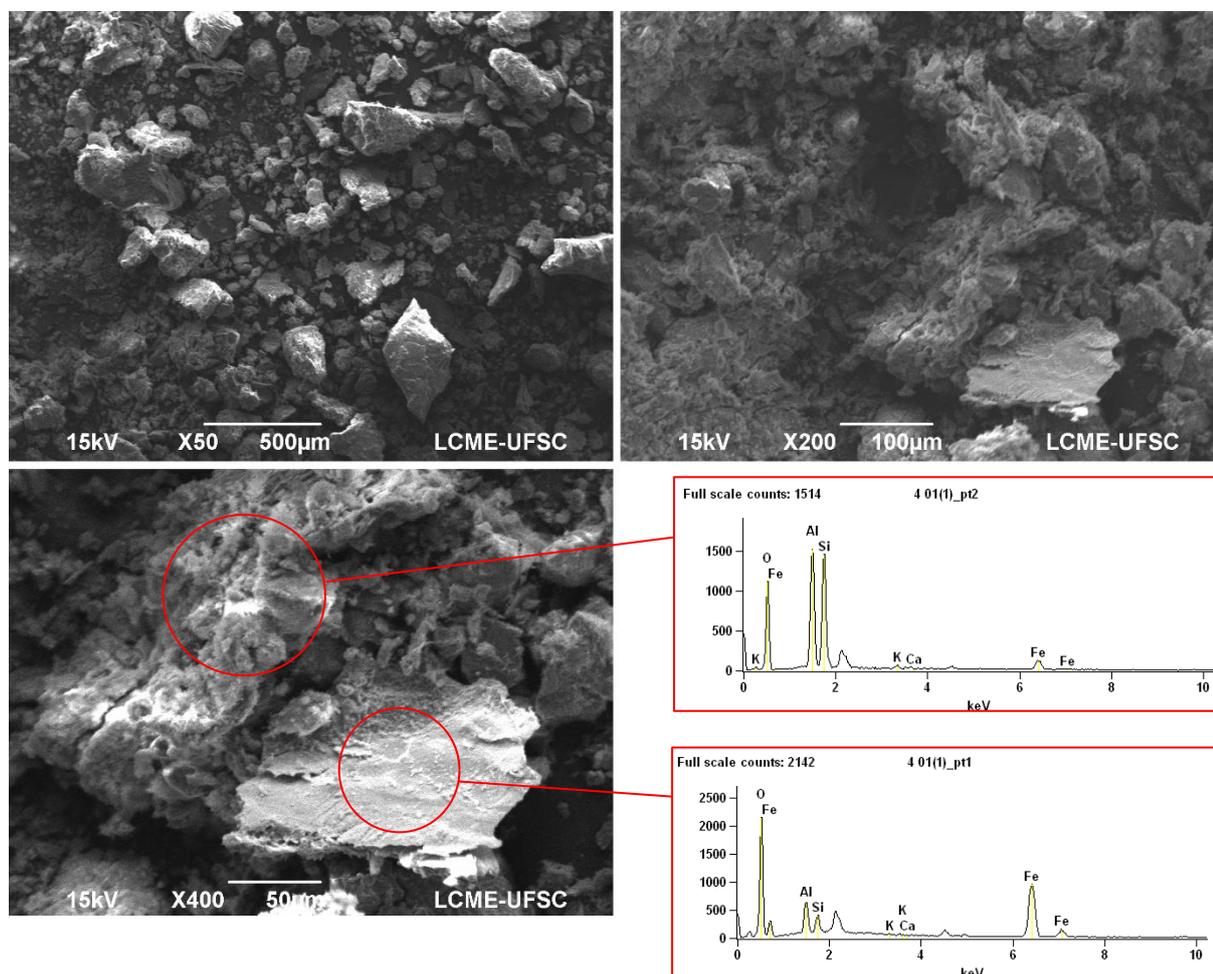


Figura 49. Imagens MEV e MEV-EDS da amostra B04.

Para a amostra B05, a amostra menos profunda, foram realizadas imagens MEV (Figura 50) e MEV-EDS de um grão e de uma área de alteração (Figura 51). O resultado da espectrometria de dispersão do grão apontou valor alto de oxigênio (50,40%), alumínio com valor de 19,83%, silício 24,23% e ferro 5,54%. Já a área analisada mostrou valores de ferro maiores (10,46%), uma pequena redução nos valores de oxigênio (44,71%), alumínio e silício não apresentaram grande variação, 19,08% e 24,91%, respectivamente e obteve valores baixos de potássio (0,61%) e cálcio (0,24%).

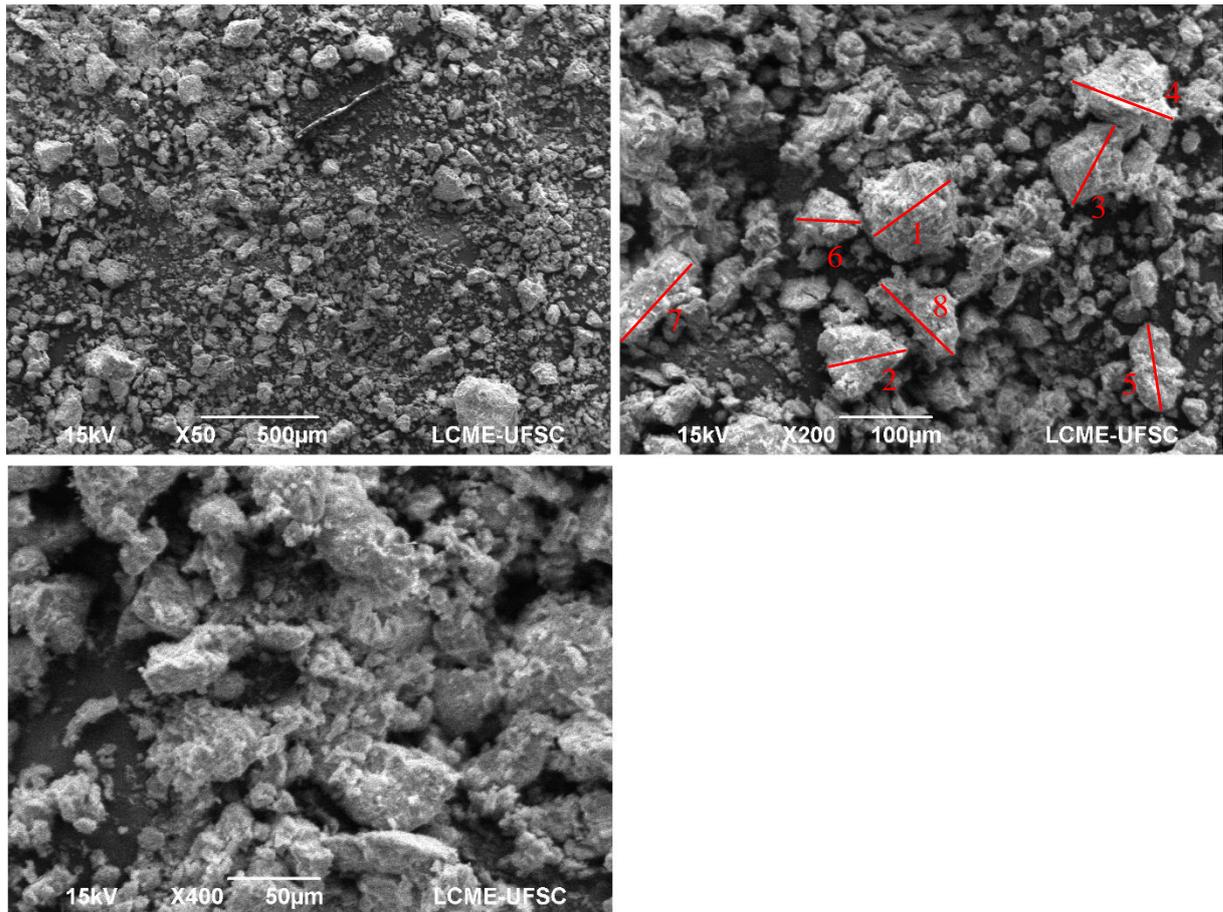


Figura 50. Imagens de MEV do ponto B05.

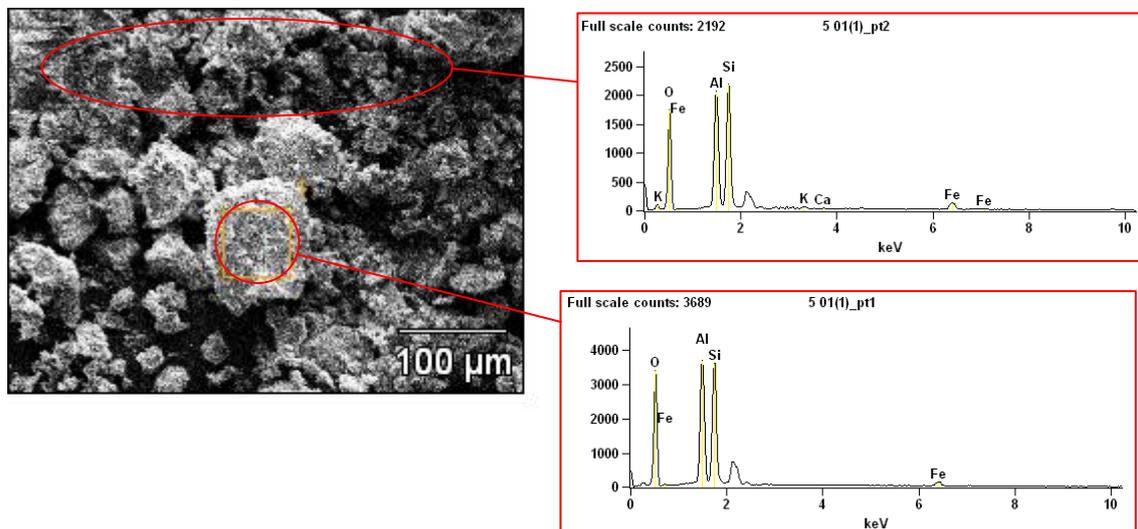


Figura 51. MEV-EDS da amostra B05.

Alguns grãos foram medidos para mostrar que a amostra B05, que na caracterização apresentou grande quantidade de finos, não se comporta como uma argila muito plástica. Podemos ver na Tabela 12 que todos os grãos medidos a partir da imagem MEV estariam retidos na peneira 200. Isso acontece porque na verdade, as frações mais finas estão caracterizadas em estruturas de grumos.

Tabela 12. Dimensão dos grãos da amostra B05.

Grão	$\mu\text{m}$	mm
01	109	0.109
02	103	0.103
03	90	0.090
04	115	0.115
05	100	0.100
06	81	0.081
07	106	0.106
08	112	0.112

Nota: As medições foram feitas a partir da imagem MEV de 200 vezes.

Segundo Mitchell (1976), no caso de intemperismo das rochas no local, a textura do solo resultante deve ser bastante semelhante à rocha mãe. As partículas de argilas mobilizadas formam um revestimento sobre os grãos como resultado da lixiviação. É característica de solos subtropicais a intensa lixiviação e intemperismo, quando aliado com óxidos de alumínio e ferro, resulta em texturas que vai do granular ao denso e argiloso. Concreções e nódulos são comuns em alguns desses materiais.

Observa-se que em todas as amostras é possível identificar altos teores de óxido de alumínio e ferro o que apresenta características de lixiviação em diferentes graus, e intemperismo resultando em texturas mais granulares quando profunda e argiloso quando mais na superfície.

Ainda segundo o autor, a presença de argila vermelha caulinítica, é composto de grumus, que podem por sua vez, podem quebrar em grumus ainda menores que contêm um arranjo aleatório de partículas individuais. Os poros são divididos em duas classes: poros irregulares de cerca de  $1\mu\text{m}$  e poros muito pequenos de cerca de  $50 \text{ \AA}$ . As partículas de óxidos de ferro nos solos tendem a se agregar uma com a outra.

Heidemann (2015) corrobora que a matriz do solo quando marcada por caulinitas em profusão é pelos picos de alumínio e silício na análise. Os óxidos de ferro existentes na matriz atuam como agentes cimentantes, promovendo ligação entre partículas.

Com o aumento da profundidade é notório a diminuição de elementos como Ca, K e Al e um enriquecimento de Si. Isso se mostra como sendo uma diminuição da ação da lixiviação e intemperismo, causando uma menor cimentação e a preservação da textura mais fidedigna da rocha mãe nas amostras mais profundas.

#### 5.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O método de análise de estabilidade por equilíbrio limite empregam o conceito de fator de segurança (FS), que consiste na reação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a tensão cisalhante atuante. As análises executadas neste trabalho baseiam-se no método de Bishop

simplificado.

A estabilidade do talude pode ser avaliada utilizando-se metodologias de cálculos ou programas de computadores específicos. Neste trabalho, foi utilizado para a modelagem da estabilidade do talude o módulo Slope/W do programa computacional GeoSlope, que permite analisar desde problemas simples a mais complexos, com diferentes formatos de superfície de ruptura. A utilização do GeoSlope foi limitada à licença de teste de 30 dias.

Tais análises de estabilidade foram realizadas considerando a encosta na condição saturada, ou seja, nos dados de entrada foram utilizados a coesão e ângulo de atrito interno, obtidos através do cisalhamento direto em laboratório na condição inundada e também o peso específico aparente saturado do solo.

Os dados utilizados na análise de estabilidade (coesão, ângulo de atrito interno e o peso específico aparente saturado) estão expostos na Tabela 13.

Tabela 13. Dados de entrada na análise de estabilidade.

Ponto	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)	$\gamma_{sat}$
B01	11.3	39.2	13.94
B02	11.6	30.8	12.50
B03	8.6	36.9	12.10
B04	4.6	32.6	12.15
B05	4.5	28.6	11.33

#### 5.4.1. Análise na condição original

Para o primeiro caso, as análises aqui obtidas consideram a encosta na condição encontrada em campo, sem a presença de nível d'água. O fator de segurança encontrado para o talude pelo método de Bishop. A divisão das áreas onde cada parâmetro foi apresentado deu-se a partir de uma análise visual em campo. A superfície crítica de ruptura é mostrada no modelo geomecânico empregado para a encosta como um todo, bem como a distribuição dos parâmetros de comportamento atribuídos aos materiais considerado na análise (Figura 52).

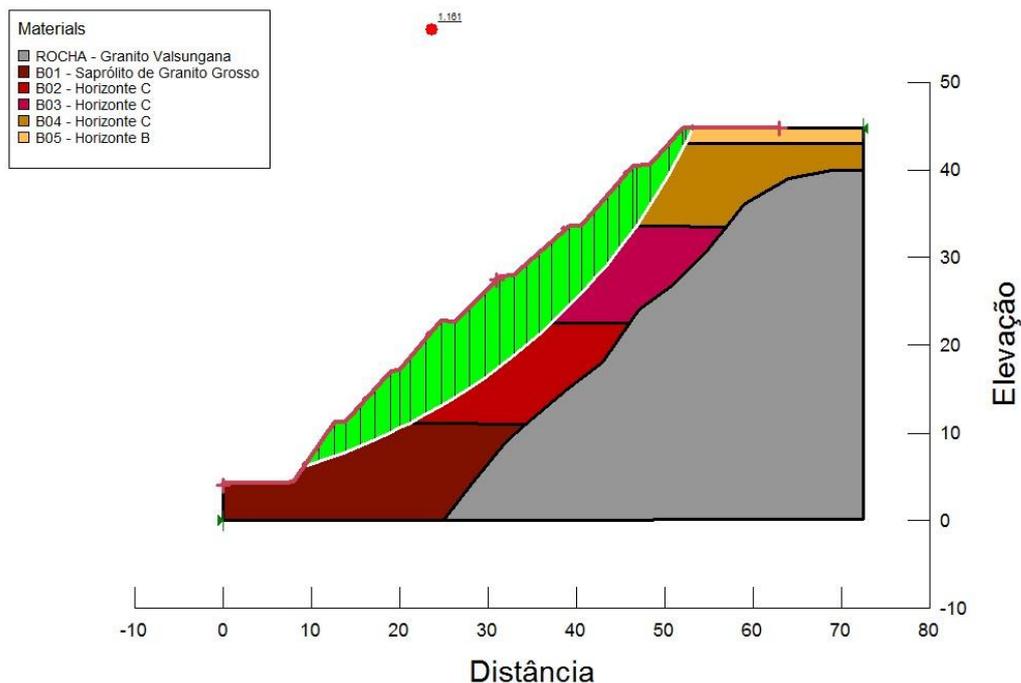


Figura 52. Superfície crítica de ruptura do talude.

A análise efetuada, sem considerar o nível d'água, indicou um fator de segurança igual a 1.161. Podendo ser classificado segundo a NBR 11682/1991 como baixo/médio. O ideal para encostas em centros urbanos é um fator de segurança superior a 1.5, porém, conforme já abordado, os parâmetros geotécnicos obtidos para a análise de estabilidade foram na condição inundados.

Como o material apresenta alta permeabilidade, e pela boa drenagem superficial, a condição de saturação deste solo não é esperada, sendo assim, o fator de segurança para esta condição, ainda que esteja fora do recomendado pela normatização vigente é satisfatório.

#### 5.4.2. Análise para a condição de ruptura

Considerando uma condição onde o talude chegasse a um fator de segurança limítrofe à ruptura, foi analisado a estabilidade para o talude com a formação de um nível d'água. Apresentando dois casos, um com o nível d'água há aproximadamente 12 metros da superfície (Figura 53) e o segundo com o nível mais alto, há 8 metros da superfície (Figura 54) em que o fator de segurança obtido foi menor que 1, ou seja, condição em que a ruptura seria eminente.

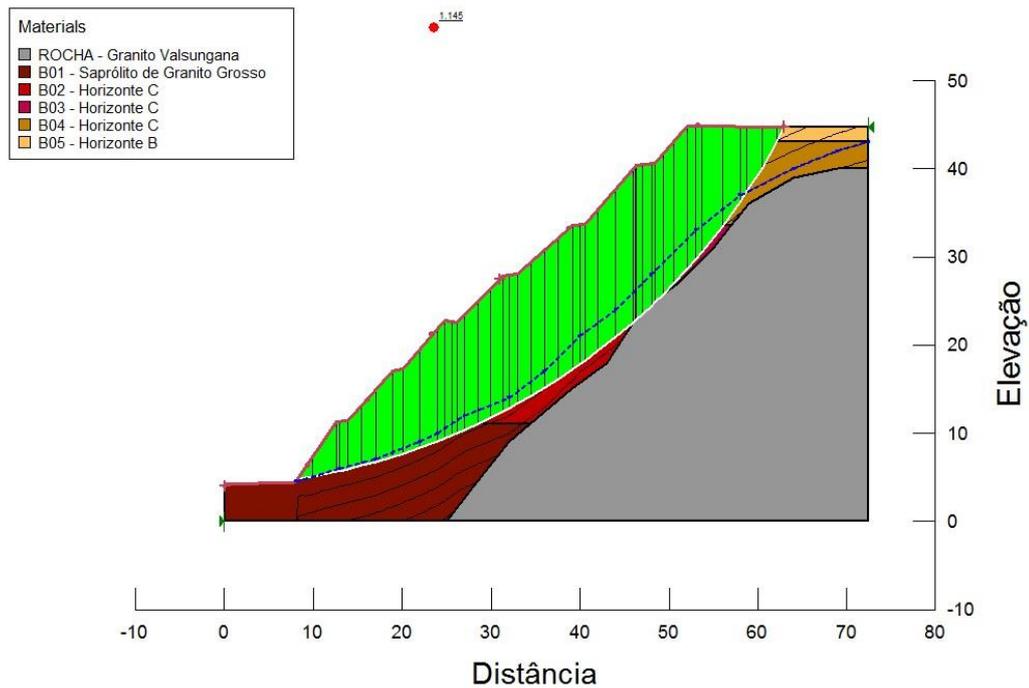


Figura 53. Superfície crítica de ruptura após a inserção do nível d'água.

Com a implantação do nível d'água na encosta, o perfil tende a ser subdividido em três zona: não saturada, saturada por capilaridade e saturada. Na zona acima do nível d'água as pressões são negativas e denominadas sucção, atuando como agentes de atração das partículas. A poropressão negativa varia durante as épocas do ano, conforme a taxa de evaporação e os processos de infiltração.

Por outro lado, na região saturada, a poropressão positiva tende a afastar as partículas sólidas, diminuindo a tensão efetiva e, conseqüentemente, reduzindo o ganho de resistência por atrito. A saturação do solo promove o cancelamento da capilaridade, e, com isso, torna inexistente parcela de resistência advinda da sucção.

O aumento do nível d'água do talude evidencia a perda de resistência pelo excesso de poropressão. Nota-se na Figura 53 que apenas com a implantação do nível d'água o fator de segurança do talude caiu de 1.161 (Caso 1) para 1.145. Isso porque a sucção que era um fator que influenciava positivamente na resistência parou de atuar a partir do nível d'água.

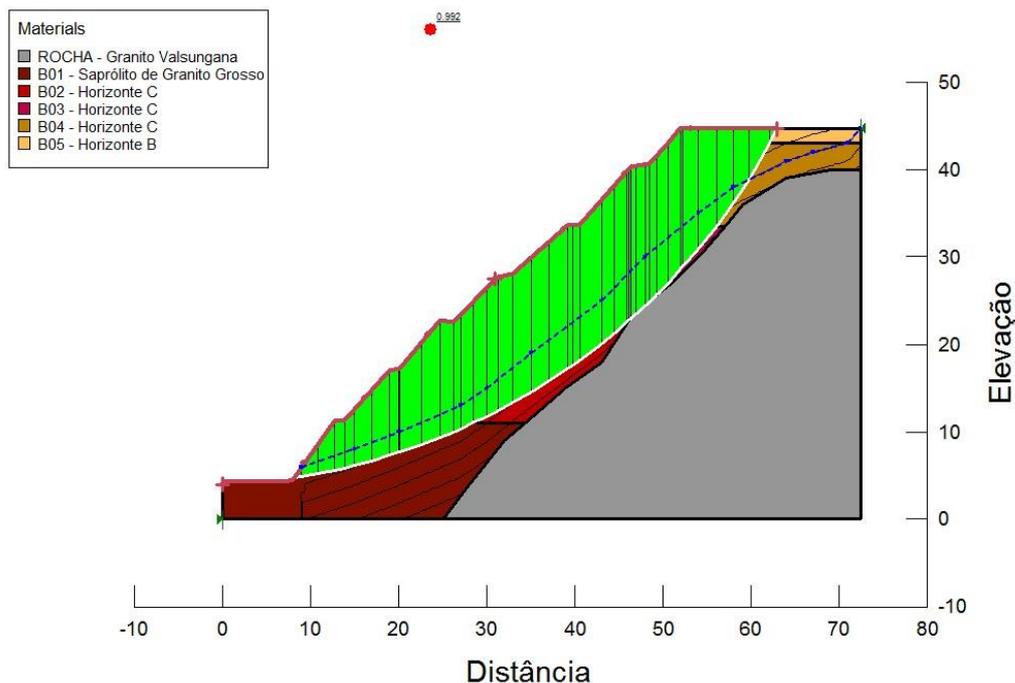


Figura 54. Superfície crítica de ruptura após o levantamento do nível d'água.

No momento em que há um avanço com o nível d'água, o mesmo torna-se aflorante no pé do talude, o fator de segurança atinge valores igual à 0,992, ou seja, os esforços atuantes para a instabilização são maiores que aqueles resistentes, o que evidencia a condição de ruptura. Portanto a perda de sucção e o aumento da poropressão acarreta na perda de grande parte da resistência provocando assim uma situação crítica para a encosta.

Segundo Yomura e Dyminski (2009), a influência da água no solo para a estabilidade de taludes é significativa. Isso demonstra a necessidade de se entender detalhadamente as causas e o mecanismo de rupturas passadas, e simular a situação real que pode ser levado ao escorregamento.

Para o caso não saturado, existe um pequeno aumento no fator de segurança, devido ao efeito da sucção. Porém, a superfície crítica de ruptura abrange uma porção maior do solo, se comparada ao caso sem percolação.

#### 5.4.3. Análise sem setorização dos parâmetros de resistência

É muito comum na análise de estabilidade a utilização de apenas um parâmetro de resistência para todo o talude, porém, há uma variação do fator de segurança, quando comparado a uma análise com setorização dos parâmetros. Campos (2015) e Oliveira (2016) são exemplos da bibliografia onde análises são feitas sem levar em consideração que em um mesmo solo os parâmetros de resistência variam.

Caso a análise fosse feita dessa forma, os valores do fator de segurança para cada um dos cinco solos coletados variariam desde um fator maior que o encontrado até um fator de possível

iminência de ruptura. As Figuras Figura 55, Figura 56, Figura 57, Figura 58 e Figura 59 mostram a superfície crítica de ruptura para cada um dos solos aplicados em todo o talude.

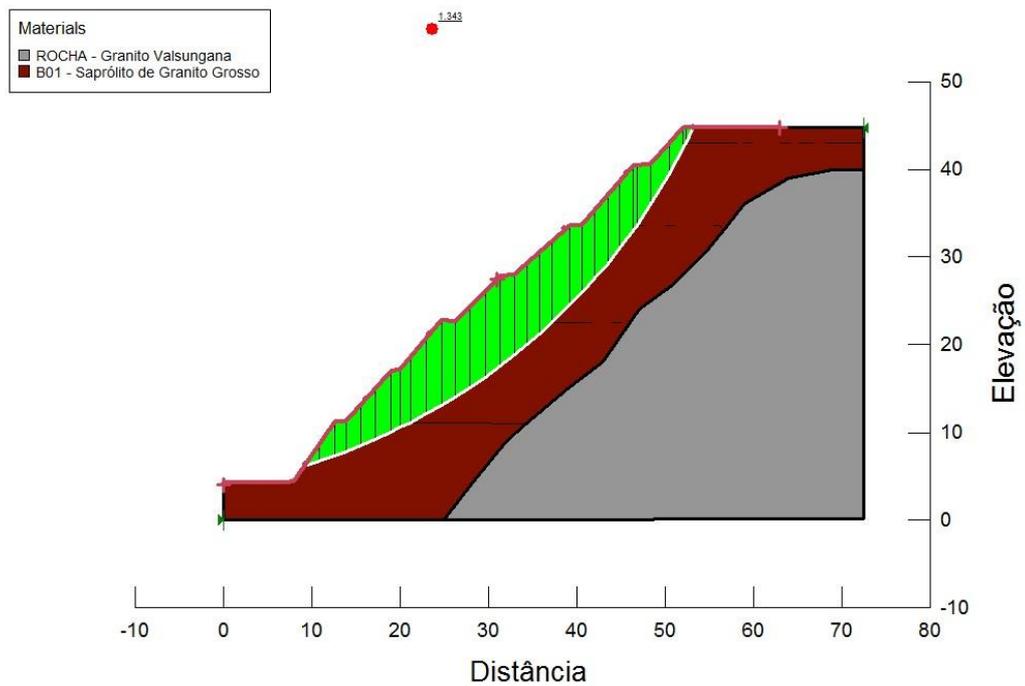


Figura 55. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B01.

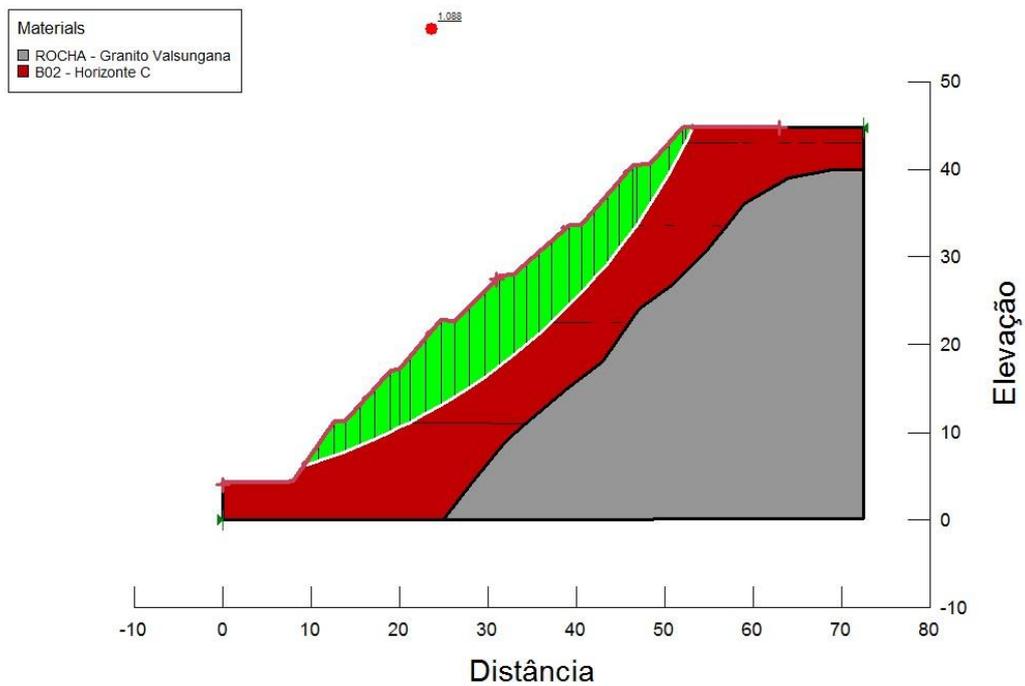


Figura 56. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B02.

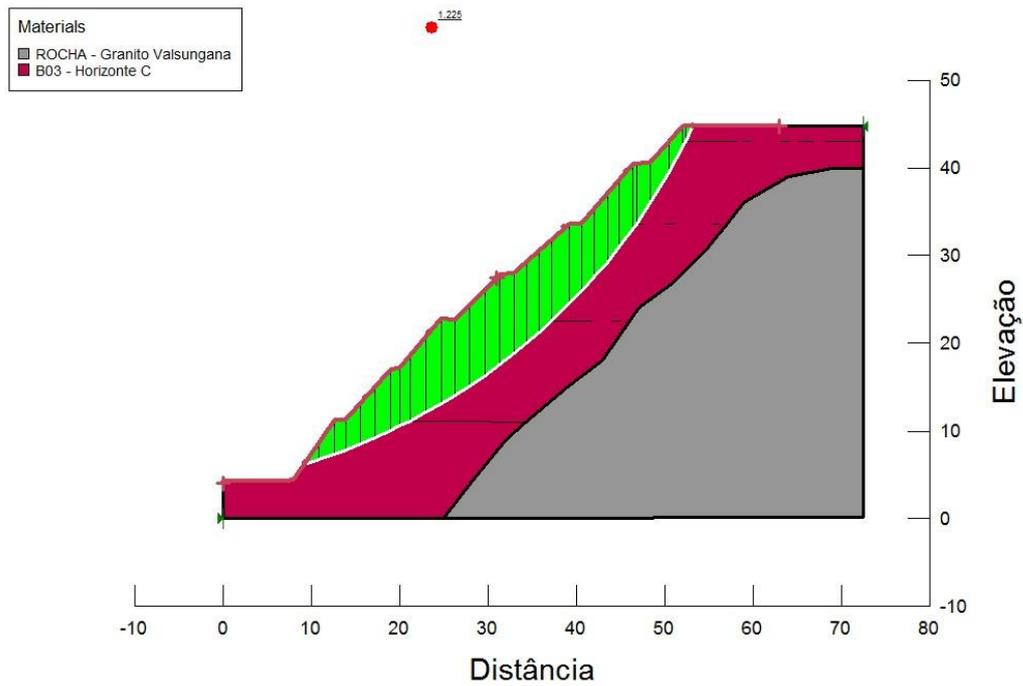


Figura 57. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B03.

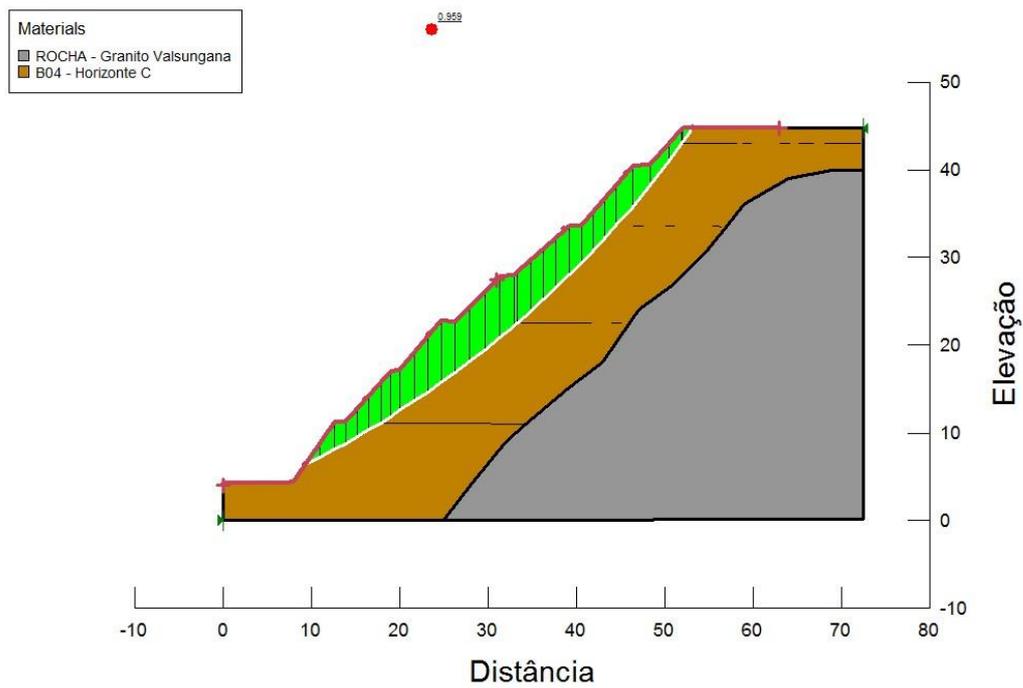


Figura 58. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B04.

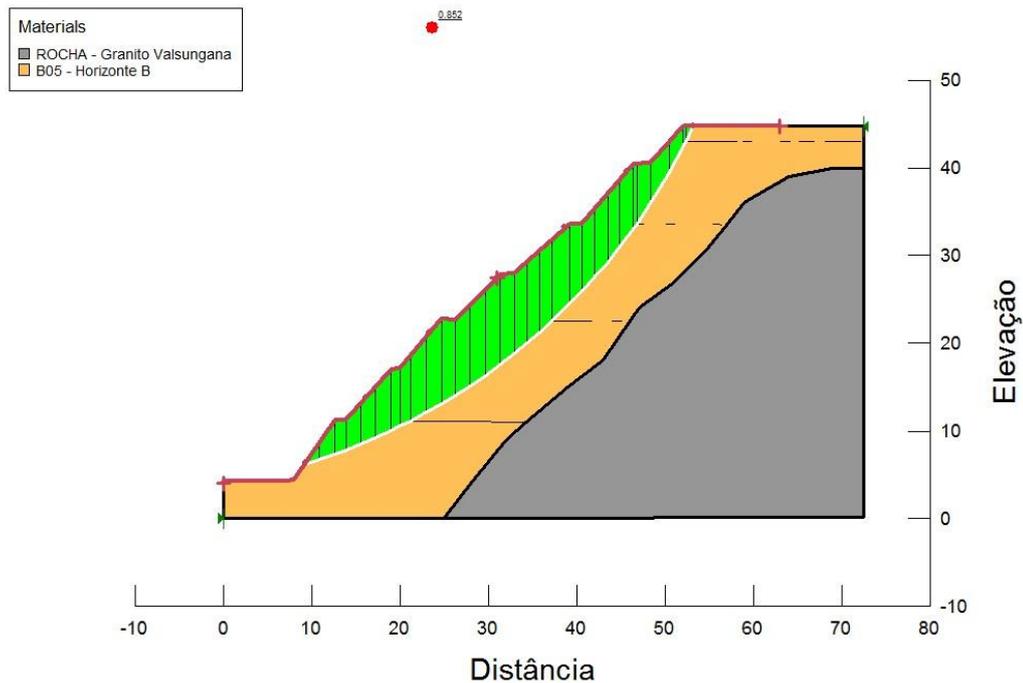


Figura 59. Superfície crítica de ruptura para um talude com apenas os parâmetros de resistência da amostra B05.

Observa-se que há uma discrepância entre os valores de fator de segurança dos solos (Tabela 14), onde dois valores são considerados como grau médio de segurança (B01 e B03), a amostra B02 é classificada como tendo grau baixo de segurança e a análise das amostras B04 e B05 apresentariam uma situação de rompimento do talude.

Tabela 14. Valores de fator de segurança para cada um dos solos aplicados no talude.

Ponto	Fator de Segurança
B01	1.343
B02	1.088
B03	1.225
B04	0.959
B05	0.852

O fato de utilizar apenas um dos parâmetros de resistência, faz que o fator de segurança do talude seja equivocado, o que para uma análise de alto risco não é positivo. A importância de estudar a setorização dos parâmetros, mostra que na realidade o fator de segurança é muitas vezes definido com valores que podem qualificar o talude inadequadamente, causando erros nos métodos de estabilização, originando até um inesperado rompimento do mesmo.

#### 5.4.4. Análise após uma proposta de retaludamento

Segundo Massad (2010), o objetivo do retaludamento é alterar a geometria do talude, fazendo-

se um jogo de esforços, de forma a aliviar junto à crista e acrescentar junto ao pé do talude. Mudar a geometria do talude, segundo Roesner (2015), geralmente significa reduzir a altura do talude ou reduzir o seu ângulo de inclinação.

Ocorrerá uma diminuição dos momentos instabilizantes atuantes com a mudança da geometria, escavação ou corte do talude. Na busca de deixar o talude com um fator de segurança alto, ou seja, acima de 1.5, é proposto um retaludamento onde, a angulosidade do talude é diminuída. A análise de estabilidade posteriormente feita para o talude, levou em consideração a não criação do nível d'água e com o nível d'água próximo da superfície.

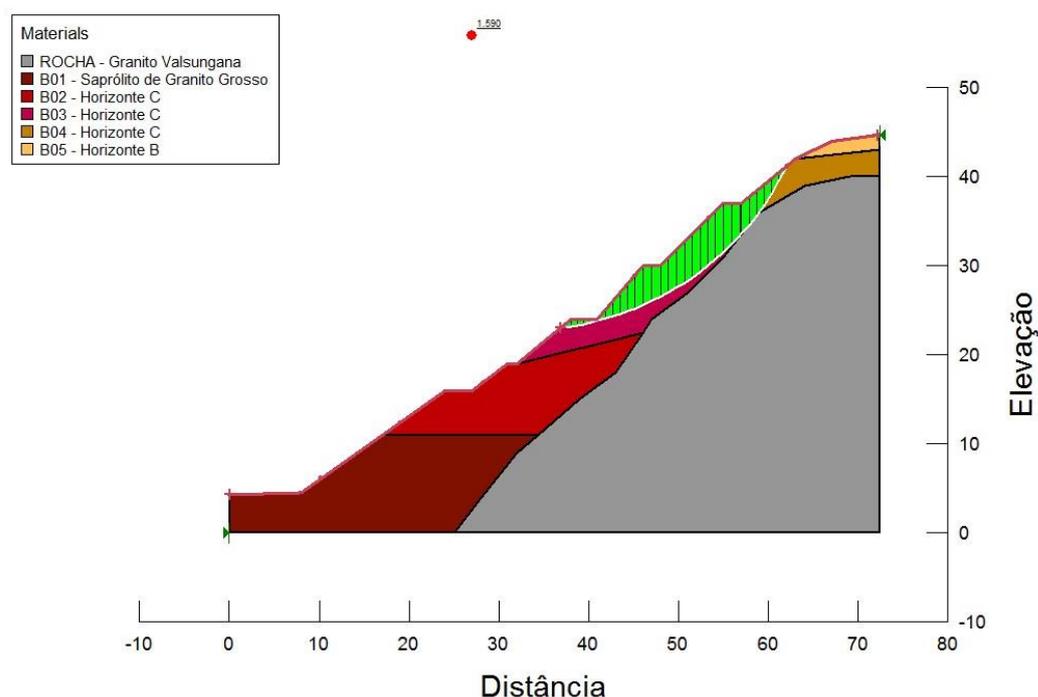


Figura 60. Superfície crítica de ruptura para o talude após o retaludamento, sem a presença de nível d'água.

Após o retaludamento da encosta observou-se uma diminuição de  $42.98^\circ$  para  $34.14^\circ$  em média na inclinação do talude e o fator de segurança encontrado, mesmo com o solo com parâmetros inundados, foi de 1.58 sem a presença de nível d'água, ou seja, classificado como um grau de segurança alto (Figura 60).

Quando adicionamos o nível d'água próximo a superfície o talude perde-se parte da resistência e o fator de segurança diminui. Logo o novo valor encontrado para a encosta retaludada foi de 1.136 (Figura 61), classificada como grau de segurança baixo pela NBR 11682/1991. Portanto com a proposta de retaludamento, em caso hipotético de situação crítica, o talude ainda se manteria estável.

Guidicini e Nieble (1983) afirma que a maior vantagem de se usar a mudança de geometria, em comparações a outros métodos de estabilização é que seus efeitos são permanentes, pois a melhora na estabilidade é atingida pelas mudanças permanentes de forças atuantes no talude.

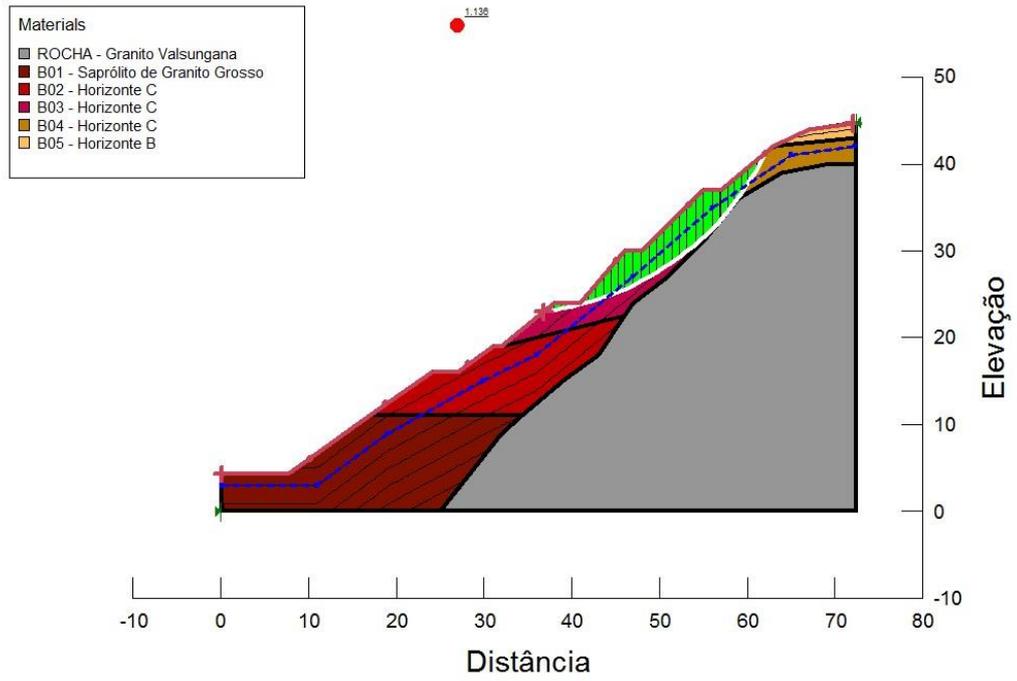


Figura 61. Superfície crítica de ruptura, com retaludamento e presença do nível d'água.



## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No tópico a seguir, são apresentadas as conclusões alcançadas a partir dos resultados obtidos por este trabalho, juntamente com o levantamento bibliográfico realizado, e posteriormente a elaboração de sugestões para a continuação da pesquisa de trabalhos futuros. Neste trabalho ficaram evidenciadas as características geomecânicas de um perfil de solo granítico, da cidade de Nova Trento, Santa Catarina, com base principalmente em ensaios laboratoriais e a análise de estabilidade do perfil.

### 6.1. CONCLUSÕES

As principais conclusões obtidas foram as seguintes:

#### a) Caracterização física

As amostras mais profundas tiveram predominância de fração areia e silte, enquanto a amostra do topo (B05) apresentou predominância de fração argila. Os limites de liquidez variaram de 30,7 a 73,99%, enquanto que os índices de plasticidade não puderam ser mensurados para todas as amostras.

Observou também uma tendência na diminuição dos valores de porosidade, quanto maior a profundidade da amostra. Também, quanto mais profunda a amostra, há uma tendência de diminuição do teor de umidade natural, índice de vazios e limite de liquidez dos solos estudados.

Segundo a classificação SUCS a amostra do topo foi classificada como CH (argila muito plástica) e as outras amostras se enquadraram como SM (areia siltosa). Porém a amostra classificada como argila muito plástica, em campo não se comporta como tal, após a análise e medição de grãos feitas a partir das imagens MEV, podemos ver que os grãos mais finos se comportam em estruturação de grumos.

Observa-se um aumento na fração argila para os solos localizados mais próximos às camadas superficiais do perfil estudado, fatores que podem ser originados por maiores graus de intemperismo. O clima subtropical úmido com verões quentes desta região, apresentando elevados índices pluviométricos e grande amplitude térmica contribui para o intemperismo e reforça esta possibilidade.

#### b) Permeabilidade

Os valores de permeabilidade obtidos através do cálculo a partir do trabalho de Chapuis (2004), resultaram em valores para os quatro solos mais profundos e granulares que variam entre  $7.2 \times 10^{-6}$  e  $1.5 \times 10^{-5}$ , o que está de acordo com diversos autores, como Heidemann (2015) e Duarte *et al.* (2006).

O valor de k obtido para a amostra menos profunda (B05) não atende o esperado, pois além do

fato de o cálculo de Chapuis se tratar de um solo granular, a estruturação em grumus da amostra faz com que os valores adquiridos a partir da granulometria não sejam fidedignos.

#### c) Cisalhamento direto

Os parâmetros de resistência apresentam significativa variação na coesão e ângulo de atrito interno. Tais parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto variaram de 4.5 a 11.3 kPa para a coesão e 28,6 a 39,2° para o ângulo de atrito interno na condição inundada. Quando inundada a amostra a poropressão negativa diminui deixando com que a capilaridade entre os grãos diminua e a coesão aumente.

A amostra que apresentou maior valor de coesão no ensaio foi a B02, e conseqüentemente a que apresentou o valor mais baixo foi a B05. Já para ângulo de atrito interno, o maior valor foi da amostra B01 e o menos a B05. Podemos afirmar que a amostra menos profunda, B05, foi a que apresentou de fato a menor resistência ao cisalhamento do solo.

Em comparação com Müller (2015), Heidemann (2015) e Higashi (2006), as quatro amostras mais profundas mostraram similaridade com a bibliografia. Já a amostra B05, menos profunda, apresentou resultados incoerentes a bibliografia apresentada.

#### d) Microscopia e mineralogia

A partir da microscopia eletrônica de varredura e da espectrometria de dispersão do ponto mais profundo e com maiores características da rocha (B01), vemos que as porcentagens altas de silício e alumínio juntamente com uma menor quantidade de cálcio e ferro são provenientes basicamente da formação de argilominerais, como a caulinita, e da lixiviação da sílica e do cátion  $Ca^{2+}$  presentes no solo. Além de haver um pouco de oxi-hidróxidos de ferro referentes aos minerais ferro magnesianos.

A composição definida por MEV-EDS da amostra B02, apresentou também ferro, silício e alumínio em outros teores, porém diferentemente da anterior, apresentou valores de magnésio, potássio e manganês, o que indica além de uma lixiviação de sílica e  $Ca^{2+}$ , também uma lixiviação significativa de outros cátions como  $K^+$  e  $Na^+$ , minerais ferro magnesianos e óxidos de manganês.

Na análise da amostra B03, dos resultados obtidos, a do grão mais lamelar apresentou um alto teor de ferro, magnésio e potássio. Mostra que a amostra de fato está exposta a um ambiente intempérico com regime eficiente de lixiviação e a precipitação de oxi-hidróxidos de ferro.

Na amostra B04 fica evidente que o grão que apresenta teores anômalos de ferro e valores extremamente baixos de silício é caracterizado como a precipitação de um oxi-hidróxido proveniente de minerais ferro magnesianos enquanto o outro grão apresenta características como as anteriores, onde em uma situação de ambiente alto de intemperismo.

Na amostra do topo do talude o MEV-EDS de um grão, apresentou valores que também mostra uma região de intemperismo, juntamente com a lixiviação apresentando alumínio, silício e cátions  $K^+$  e hidrólise parcial formando argilominerais onde apresenta frações de cálcio. O ferro presente representa a precipitação de oxi-hidróxidos provenientes de minerais ferro magnesianos.

#### e) Estabilidade do talude

Observa-se que foi utilizado apenas parâmetros que apresentassem os menores valores de cada amostra juntamente com o peso específico aparente saturado. Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno foram retirados do ensaio de cisalhamento direto na condição inundada.

Conforme a NBR 11682/1991, para ser considerado estável o talude deve apresentar um fator de segurança superior a 1.5. Porém a análise realizada neste trabalho pelo método de Bishop, resultou no valor de fator de segurança igual a 1.161, classificada como grau de segurança baixo.

Considerando que o talude tem um ótimo sistema de drenagem, mantém vegetação sob o solo e a permeabilidade do solo é alta, dificilmente o chegará a um fator tão baixo de estabilidade.

Avaliando a análise para a condição de ruptura, observa-se que com o nível d'água a partir de 8 metros o fator de segurança fica igual a 0.992, provocando assim uma situação de iminência de ruptura.

A avaliação de estabilidade utilizando várias coletas para diferentes parâmetros de resistência de um mesmo solo, mostrou-se satisfatório, pois uma análise paralela com apenas um tipo de solo foi realizada e o fator de segurança apresentou-se mais alto, ou seja, uma análise mais detalhada apresenta um fator de segurança mais fidedigno.

Para atingir um fator de segurança alto, foi proposto um retaludamento, onde a inclinação do talude reduziu de em média  $42.98^\circ$  a  $34.14^\circ$  aumentando então o fator de segurança para 1.59.

## 6.2. SUGESTÕES A TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos a partir de ensaio de laboratório, para uma futura análise de infiltrabilidade, uma vez que os dados mensurados não retratam com exatidão os valores reais.

A determinação dos valores dos parâmetros de resistência para o solo natural, não inundados, o que possibilita uma nova análise de acordo com a profundidade e uma comparação com os valores inundados. Para então uma análise de estabilidade para as condições atuais do talude.

Determinar e analisar as amostras em difração de raio X para identificação dos argilominerais presente nas amostras estudadas.

Uma análise de caracterização física e granulometria da amostra B05, levando em consideração a estruturação em grumus que apresenta na amostra natural, para que uma nova

classificação do solo seja feita.

Acompanhamento do regime de pluviosidade e delimitação do nível de água do talude, para então uma análise de infiltrabilidade do solo.

Instalação de um sistema de alerta, baseado no movimento da encosta, que avisaria as autoridades responsáveis de uma possível movimentação no talude.

Instalação de drenos sub-horizontais com o objetivo de evitar a formação de nível d'água superior a aproximadamente 8 metros.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, F.F.M.; HASSUI, Y.; BRITO NEVES, B.B.; FUCK, R.A. Províncias Estruturais Brasileiras. In: **Simpósio de Geologia do Nordeste**, Anais. 242-258 pp. Campina Grande, 1977.

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros sobre solos moles. Projeto e Desempenho**. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Solo - Determinação da massa específica: grãos de solos que passam pela peneira 4,9mm**. Rio de Janeiro, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de taludes**. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.

ASTM - *American Society for Testing and Materials*. **D2487 - Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. *Annual Book of Standards*. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2006.

ASTM - *American Society for Testing and Materials*. **D3080 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. *Annual Book of Standards*. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2003.

BASEI, M.A.S., NETO, M.C.C., CASTRO, N.A., NUTMAN, A.P., WEMMER, K., YAMAMOTO, M. T., PASSARELLI, C. R. Tectonic evolution of the Brusque Group, Dom Feliciano belt, Santa Catarina, Southern Brazil. *Journal of South American Earth Sciences*, 2011. 32(4), 324–350 pp.

BASEI, M.A.S. **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina**. PhD Thesis, Curso de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1985. 195 pp.

BRADY, N.C.; WEIL, R.R. **Elementos da natureza e propriedades dos solos**. 3a ed. Bookman Editora, 2010

BRADY, N.C.; WEIL, R.R. **The Nature and Properties of Soils**. 12th ed. Macmillian Publishing Company. New York, 1999.

BRAND, E.W. Geotechnical engineering in tropical residual soils. *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*. Proceedings. 23-100 pp. Brasil, 1985

CAMPOS, L.G. **Variação Sazonal do Fator de Segurança Global da Estabilidade de um Talde de Solo Residual de Diabásio**. Trabalho de Conclusão de Curso. Florianópolis, 2015.

CAPUTO, H.P. **Mecânica do Solo e suas Aplicações**. 6a ed. Rio de Janeiro, 1988.

COLLINS, K. Towards characterization of tropical soil microstructure. In *First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*. Proceedings. Brasil, 1985. 85-96 pp.

CPRM. **Programa Levantamentos Geológicos Básicos. Botuverá. Folha SG.22-z-d-i-2. Estado de Santa Catarina**. Orgs. Caldasso, A. L. S., Krebs, A. S. J., Silva, M. A. S., Camozzato, E., Ramgrab, G. E. Escala 1:50.000. Brasília, 1995.

DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução EZ2Translate. Revisão técnica Leonardo R. Miranda. São Paulo, 2013. 2nd ed.

DAVISON DIAS, R. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese de Doutorado em Engenharia - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1987.

DEERE, D.U.; PATTON, F.D. Slope stability in residual soils. In *Proc. 4th Panam. Conf. Soil Mech., Puerto Rico* (Vol. 1, p. 170). 1971.

DEDAVID, B.A.; GOMES, C.I.; MACHADO, G. **Microscopia Eletrônica de Varredura: Aplicações e preparação de amostras**. Editora PUCRS, Porto Alegre, 2007.

DUARTE, I.M.R., PINHO, A.B., SERAFIM, H.A.M. Permeabilidade *in situ* e no laboratório de solos residuais graníticos da região de Évora. **10º Congresso Nacional de Geotecnia**. Lisboa, 2006.

ESPÍNDOLA, M.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2011. 213 pp.

ESPÍNDOLA, M.S. **Ensaio triaxiais de grande escala em amostras de enrocamentos da UHE Machadinho**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

FIORI, A.P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de Mecânica dos solos e das rochas: Aplicações na estabilidade de Taludes**. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2009. 2ª ed.

FLORISBAL, L.M. **Petrogênese de granitos sintectônicos em ambiente pós-colisional do escudo catarinense: estudo integrado de geologia estrutural, geoquímica elemental e isotópica Sr-Nd-Pb e geocronologia U-Pb em zircão**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. Instituto de Geociências. São Paulo, 2011.

GERSCOVICH, D.M.S. **Apostila Resistência ao Cisalhamento**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

GERSCOVICH, D.M.S. **Estabilidade de Taludes**. Oficina de Textos. São Paulo, 2012.

GODOI, C.S. **Caracterização Geomecânica de um Solo Residual de Gnaiss – Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de escavação**. Editora Blucher. São Paulo, 1983. 2ª ed.

HEIDEMANN, M. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar-SC**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011. 178pp.

HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José-SC: intemperismo e comportamento geotécnico**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2015.

HEILBRON, M., PEDROSA-SOARES, A.C., CAMPOS NETO, M. DA C., SILVA, L.C. DA, TROUW, R.A.J., JANASI, V. DE A., BRITO-NEVES, B.B. **Província Mantiqueira**. Geologia Do Continente Sul-Americano: Evolução Da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida, 1ª ed. Beca Produções Culturais. São Paulo, 2004. 203–235 pp.

HIGASHI, R.A.R.; ESPÍNDOLA, M.S., **Apostila de Mecânica dos Solos**. Universidade do Sul de Santa Catarina. Palhoça, 2011.

HOLTZ, R.D.; KOVACS, W.D. *An introduction to geotechnical engineering*. 1 ed. Englewood Cliffs: Prentice Hall, V.1. 733 pp. ISBN 0-13-484394-0, 1981.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Censo Demográfico 2010**. Disponível em: <[www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)>. Acesso em: 12 abril 2016. 2010.

KRUEGER, F.S. **Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss por meio de ensaios de campo e laboratório-Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2015.

MACCARINI, M. "Testes de laboratórios em solos naturais." **1º Curso Catarinense - Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente**. Florianópolis, 1999.

MARINHO, F.A.M. Investigação Geotécnica Pra Quê?. **Conferência Brasileira De Encostas**. vol. 4. 1–8 pp. 2005.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de Textos. 2010.

MÜLLER, V.S. **Avaliação da Influência de um Protocolo para Obtenção de Dados de Resistência ao Cisalhamento com Aplicação em Mapas Geotécnicos**. Trabalho de Conclusão de Curso. Florianópolis, 2015

OLIVEIRA, C.P. **Comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2011.

OLIVEIRA, D.N. **Caracterização geotécnica de um talude em encosta com ocupação humana na Colina Verde, Porto Alegre**. Trabalho de Conclusão de Curso, Porto Alegre, 2016.

PHILIPP, R.P.; MALLMANN, G.; BITENCOURT, M.F.; SOUZA, E.R.; SOUZA, M.M.A.; LIZ, J.D.; WILD, F.; ARENDT, S.; OLIVEIRA, A.S.; DUARTE, L.; RIVERA, C.B.; PRADO, M. Caracterização litológica e evolução metamórfica da porção leste do Complexo Metamórfico Brusque, Santa Catarina. *Brazilian Journal of Geology*. val. 40(3), 301-318 pp. 2010.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos**. Oficina de Textos. São Paulo, 2006.

REMÉDIO, F.H. **Análise de Estabilidade de Taludes de Aterro de Resíduos Urbanos Utilizando Parâmetros Geotécnicos de Propostas Bibliográficas e Correlações com N<sub>spt</sub>**. Universidade Estadual Paulista. Rio Claro, 2014.

ROCHA, W.W.; DIAS Jr., M.S.; LIMA, J.M.; MIRANDA, E.E.V.; SILVA, A.R. **Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG)**. Belo Horizonte, 2002. 297–303 pp.

ROESNER, F.J. **Retroanálise e proposta de estabilização de im talude da rodovia SC-435**. Trabalho de Conclusão de Curso, Joinville, 2015.

SAMPAIO, E. **Mineralogia do Solo**. Portugal: Universidade de Évora. Lisboa, 2006. Disponível em: <<http://home.dgeo.uevora.pt/~ems/files/Anexo%20B-03.pdf>>. Acesso em: 20 fev. 2016.

SKEMPTON, A.W. *A History of Soil Properties, 1717-1927*, Proceeding, **XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, São Francisco, Golden Jubilee v., A.A. Balkema, 95-121 pp, 1985.

VARGAS, M. **Mecânica dos Solos**. Escola Politécnica de São Paulo. São Paulo, 1972.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. 2ª ed. Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 1978. 509 pp.

XAVIER, S. C. **O Solo Criado no Urbanismo e no Direito Urbanístico Brasileiro**. Universidade Federal de Pelotas. Pelotas, 2004.

**YOMURO, D.M.; DYMINSKI, A.S. Análise da estabilidade de talude coluvionar da Serra do Mar do Paraná considerando diferentes condições de fluxo no subsolo. Curitiba, 2009.**