

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

**AVALIAÇÃO DAS VARIÁVEIS MECÂNICAS EM SOLOS DE ENCOSTAS  
NATURAIS DE BLUMENAU, SC**

Lucas Emanuel Cardoso Alves

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

Florianópolis

2018

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

Alves, Lucas Emanuel Cardoso

Avaliação das variáveis mecânicas em solos de encostas naturais de Blumenau, SC / Lucas Emanuel Cardoso Alves ; orientador, Murilo da Silva Espíndola, 2018.

136 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Graduação em Geologia, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.

1. Geologia. 2. Geologia. 3. Colúvios. 4. Parâmetros Geotécnicos. 5. Depósitos de Encosta. I. Espíndola, Murilo da Silva . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Geologia. III. Título.

Lucas Emanuel Cardoso Alves

**AVALIAÇÃO DAS VARIÁVEIS MECÂNICAS EM SOLOS DE ENCOSTAS  
NATURAIS DE BLUMENAU, SC**

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

Florianópolis, 21 de junho 2018.

---

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

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Dr.  
Orientador

---

Prof.<sup>a</sup> Liliana Sayuri Osako, Dr.<sup>a</sup>.  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

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

A Deus, à minha família e à vida.



## AGRADECIMENTOS

A Deus, por minha vida, pela minha saúde, por uma família linda e pela chance de proporcionar tantas coisas boas.

Aos meus pais, Claudia e Luciano, e aos meus familiares, por todo amor, ensinamentos e compreensão em todos os momentos. Muito obrigado por terem abdicado de tantas coisas para investirem na minha educação.

À minha irmã Luana, por me fazer um irmão melhor, mais protetor e carinhoso com as pessoas. Assim como a nossa mãe, você é uma mulher forte e independente e terá um futuro brilhante, não tenha dúvidas.

Ao meu orientador Murilo, por todos os ensinamentos, conselhos e oportunidades que me farão certamente uma pessoa e um profissional melhor.

Às amigadas que sempre permaneceram fortalecidas mesmo com a distância. Em especial à Carol, Bia, Alessandra e Luana.

Aos amigos feitos na Geologia, Jani, Ian, Ana, Ericks, Jhonata, Monica, Elisa e Orlandinho, pela amizade desde os primeiros dias de curso. Guardo com muito carinho todos os grandes momentos compartilhados nas saídas de campo, congresso, festas e aniversários.

Aos amigos do Classe D, pela amizade desde os tempos de colégio. Peço desculpas por todas as vezes que não saí com vocês. Eu estava terminando o TCC.

Aos amigos do Laboratório de Geotecnia Aplicada (LGA), Vitor, Nara, Zanini, Wellington, DJ, Marisco, Renata, Hickel e Barreto, por formamos uma equipe forte. Obrigado pela ajuda nas saídas de campo, nos ensaios e nas discussões. Além, claro, por todos os momentos engraçados no laboratório. Tenham a certeza que levo de vocês ensinamentos para a minha vida toda. RMH.

Aos amigos do Resenha FC, em especial ao Tiago, João e Wolski, pela amizade fortalecida após os jogos.

Aos professores do curso de Geologia da Universidade Federal de Santa Catarina, pelo ensino de qualidade e por terem me dado a oportunidade de realizar o sonho de me formar em algo que amo.

À Universidade, pela estrutura e ensino fornecidos nestes mais de cinco anos.

Ao projeto 79/13, da UFSC, Ministério das Cidades e FEESC pelo apoio financeiro nas saídas de campo. Além, claro, do Professor Juan Antônio Altamirano Flores, que coordenou o projeto.

A todos que ajudaram de alguma forma na execução deste trabalho.

Por fim, aos membros da banca e ao coordenador de disciplina, Prof. Fábio Krueger da Silva, Prof.<sup>a</sup> Liliana Sayuri Osako e Prof. Neivaldo Araújo de Castro, respectivamente. Por todo o tempo dedicado à leitura e análise deste trabalho.

*“Se você gosta de escutar, aprenderá;  
e se der ouvido, se tornará sábio”*

*(Eclesiástico 6, 33-34)*

## RESUMO

Movimentos de massa são processos naturais na evolução geomorfológica e dinâmica das encostas. O estado de Santa Catarina, Brasil, possui características climáticas, biológicas, geológicas e geomorfológicas que, em conjunto, contribuem diretamente para a ocorrência desses fenômenos. Do ponto de vista geológico, os materiais coluvionares decorrentes de movimentos de massa e depositados em regiões próximas ao pé de taludes são denominados “depósitos de encostas”, embora não necessariamente tenham sido originados da mesma rocha. Este trabalho avaliou os parâmetros mecânicos dos solos coluvionares em depósitos de encostas do município de Blumenau, Santa Catarina. Nesta Cidade, destacam-se a precipitação intensa e os solos frágeis que, além de estarem em regiões acidentadas, são muito dependentes da cobertura vegetal para sua proteção. Estes fatores físicos resultaram em uma grande presença de encostas com sopés preenchidos por solos coluvionares. Contudo, em classificações geológicas e geotécnicas esses depósitos coluvionares são discriminados como unidades de “Cambissolos de depósitos de encostas”, ou Cde, induzindo à comportamentos semelhantes, embora tenham evoluções geológica-geotécnicas diferentes e tenham sofrido processos distintos de pedogênese. Desta forma, o objetivo geral desta pesquisa foi entender a variabilidade dos parâmetros mecânicos de colúvios inseridos em uma mesma classificação de depósitos de encostas, de modo que eles pudessem ser classificados, também, a partir dos litotipos de origem. O trabalho abordou temas como os colúvios, movimentos de massa, ensaios de caracterização geotécnica, resistência ao cisalhamento e mapeamento geotécnico. Para a escolha dos pontos de amostragem, foi utilizado o Mapa Geotécnico de Blumenau em conjunto com imagens aéreas. A avaliação do comportamento mecânico das amostras foi realizada a partir dos resultados em ensaios de caracterização geotécnica e cisalhamento direto, em que se obteve os parâmetros de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. Com esta avaliação, o trabalho forneceu novos dados para o conhecimento geotécnico da área, além de contribuir para o plano diretor do Município em segurança e previsibilidade de possíveis áreas sujeitas aos movimentos de massa.

**Palavras-chave:** Colúvios. Parâmetros geotécnicos. Depósitos de encosta.

## ABSTRACT

Landslides are natural processes in geomorphological evolution and slopes dynamics. The state of Santa Catarina, Brazil, has climatic, biological, geomorphological and geological characteristics that contribute directly to the occurrence of landslides. From the geological point of view, colluvial materials resulting from landslides and that were deposited near of the slopes' foot are denominated hillslope deposits, although not necessarily originate from the same rock. This study evaluated the geomechanics parameters of the slopes of Blumenau, where occurs intense rainfalls as well as fragile soils in steep mountains. These factors resulted in a large presence of slopes filled by colluvium deposits. However, in geotechnical mapping, these kinds of materials are treated as "hillslope deposits" unit, with similar behaviors, although they have different geological-geotechnical evolutions and suffer distinct processes of pedogenesis. Therefore, the main objective of this study was understanding the variability of the geotechnical parameters of these colluvial soil that were inserted in the "hillslope deposits" units, so that they could be classified from their lithotypes. This paper approaches themes as colluvium soils, landslides, geotechnical laboratorial tests and geotechnical mapping. The sampling points were selected using geotechnical map of Blumenau and aerial photography. The soil's mechanics behavior evaluation was based on geotechnical characterization tests and drained direct shear test, in which parameters of cohesion and angle of internal friction was obtained. Thus, this paper aimed to provide new data to regional geotechnical knowledge, as well as contributing to Blumenau's urban planning in safety and predictability of possible areas subject to landslides.

**Key words:** Colluvium soils. Geotechnical parameters. Hillslopes deposits.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Perfil de solo residual dividido em horizontes e grau de alteração por intemperismo. ....	16
Figura 2. Processo de formação dos colúvios através de sucessivos escorregamentos. ....	17
Figura 3. a) Processo de formação de colúvio através de carreamento de partículas até o sopé da encosta. b) Processo de formação de colúvio por escorregamento e deposição na própria encosta. ....	18
Figura 4. Comportamento tensão-deformação de solos residuais e colúvios saturados. ....	20
Figura 5. Bloco diagrama tridimensional dos movimentos e fluxo de material fino. ....	24
Figura 6. Fluxos de detritos ocorridos em Timbé do Sul, SC, 1995. ....	27
Figura 7. Formação de superfície de cisalhamento ou ruptura em taludes. ....	29
Figura 8. Tensão normal e cisalhante decompostas em um plano genérico. ....	29
Figura 9. Critérios de Ruptura: a) Coulomb e b) Mohr. ....	31
Figura 10. Envoltória de Mohr-Coulomb. ....	31
Figura 11. Comportamento de solos granulares (a) e coesivos (b). ....	32
Figura 12. Desenho esquemático do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto. ....	33
Figura 13. A esquerda, a curva tensão-deformação. A direita, a envoltória de resistência baseada no critério de Coulomb. ....	34
Figura 14. Curvas granulométricas de solos brasileiros. ....	35
Figura 15. Estados de consistência e os seus limites de consistência. ....	37
Figura 16. Relações entre pesos e volumes do solo. ....	39
Figura 17. Superposição de cartas geológicas e pedológicas delimitam as unidades geotécnicas. ....	43
Figura 18. Fluxograma da metodologia utilizada neste trabalho. ....	44
Figura 19. Coleta (esquerda) e armazenamento (direita) das amostras indeformadas. ....	45
Figura 20. a) Ensaio de sedimentação; b) Peneiramento. ....	47
Figura 21. Ensaio de Limite de Liquidez. ....	47
Figura 22. a) Determinação do teor de umidade; b) ensaio para determinação da massa específica. ....	48
Figura 23. Equipamento para o ensaio de cisalhamento direto (esquerda) e moldes metálicos utilizados (direita). ....	48
Figura 24. Mapa de localização do município de Blumenau com os pontos de amostragem indicados. ....	52
Figura 25. Mapa geotécnico de Blumenau. ....	53
Figura 26. Mapa de localização e geotécnico do ponto M116. ....	54
Figura 27. Ponto de estudo M116. ....	54
Figura 28. Mapa de localização e geotécnico do ponto M117 e M118. ....	55

Figura 29. Ponto de estudo M117.....	56
Figura 30. Ponto de estudo M118.....	56
Figura 31. Mapa de localização e geotécnico do ponto M119.....	57
Figura 32. Ponto de estudo M119.....	57
Figura 33. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M123 e M124.....	58
Figura 34. Ponto de estudo M123.....	58
Figura 35. Ponto de estudo M124.....	59
Figura 36. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M125 e M126.....	59
Figura 37. Ponto de estudo M125.....	60
Figura 38. Ponto de estudo M126.....	60
Figura 39. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M128 e M129.....	61
Figura 40. Ponto de estudo M128.....	61
Figura 41. Ponto de estudo M129.....	62
Figura 42. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M130.....	62
Figura 43. Ponto de estudo M130.....	63
Figura 44. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M131, M132, M133 e M134. ....	63
Figura 45. Ponto de estudo M131.....	64
Figura 46. Ponto de estudo M132.....	64
Figura 47. Ponto de estudo M133.....	65
Figura 48. Ponto de estudo M134.....	65
Figura 49. Proposta de compartimentação tectônica do Escudo Catarinense. ....	66
Figura 50. Compartimentação do Escudo Catarinense.....	67
Figura 51. Complexo Granulítico de Santa Catarina.....	69
Figura 52. Mapa geológico da Bacia do Itajaí. 1 Quaternário; 2 Soleira básica; 3 Bacia do Paraná; 4 Granito cambriano Subida; 5 Vulcânicas Apiúna; 6 Formação Ribeirão do Bode; 7 Formação Ribeirão Neisse; 8 Formação Ribeirão Carvalho; .....	71
Figura 53. Coluna estratigráfica da Bacia do Itajaí. ....	72
Figura 54. Classificação de Köppen para o estado de Santa Catarina.....	74
Figura 55. Mapa dos domínios morfoestruturais do município de Blumenau. ....	75
Figura 56. Gráfico da massa específica natural dos solos residuais.....	79
Figura 57. Gráfico do grau de saturação dos solos residuais.....	79
Figura 58. Gráfico do teor de umidade dos solos residuais.....	79
Figura 59. Gráfico da massa específica dos sólidos dos solos residuais. ....	80
Figura 60. Gráfico da massa específica aparente seca dos solos residuais.....	80
Figura 61. Gráfico do índice vazios dos solos residuais.....	80
Figura 62. Gráfico de porosidade dos solos residuais. ....	81

Figura 63. Gráfico da massa específica natural dos solos coluvionares. ....	82
Figura 64. Gráfico do teor de umidade dos solos coluvionares. ....	82
Figura 65. Gráfico do grau de saturação dos solos coluvionares. ....	82
Figura 66. Gráfico da massa específica dos grãos dos solos coluvionares. ....	83
Figura 67. Gráfico da massa específica aparente seca dos solos coluvionares. ....	83
Figura 68. Gráfico do índice de vazios dos solos coluvionares. ....	83
Figura 69. Gráfico da porosidade dos solos coluvionares. ....	84
Figura 70. Curvas granulométricas dos solos residuais de granito/migmatito e migmatito. ..	86
Figura 71. Curvas granulométricas dos solos residuais de gnaiss máfico. ....	87
Figura 72. Curvas granulométricas dos solos residuais de gabro. ....	87
Figura 73. Curvas granulométricas dos solos residuais de arenito fino/siltito. ....	88
Figura 74. Curvas granulométricas dos solos coluvionares de gnaiss máfico (lilás) e arenito fino/ siltito (amarelo). ....	88
Figura 75. Curvas granulométricas dos solos coluvionares (círculos) <i>versus</i> residuais (triângulos vazados) de gnaiss máfico. ....	89
Figura 76. Curvas granulométricas do solo coluvionar (circulo) <i>versus</i> residual (triângulo vazado) de arenito fino e siltito. ....	89
Figura 77. Carta de Plasticidade. ....	91
Figura 78. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de granito/ migmatito e migmatito. ....	93
Figura 79. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M116. ....	94
Figura 80. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M131. ....	94
Figura 81. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M130. ....	95
Figura 82. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de gnaiss máfico .	96
Figura 83. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M118. ....	97
Figura 84. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M129. ....	97
Figura 85. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de gabro. ....	99
Figura 86. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M119. ....	99
Figura 87. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M132. ....	100
Figura 88. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de siltito. ....	101
Figura 89. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M123. ....	101



Figura 90. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M124. ....	102
Figura 91. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M125. ....	102
Figura 92. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares gnaiss máfico (lilás) e arenito fino e siltito (verde). ....	103
Figura 93. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M117. ....	104
Figura 94. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M128. ....	104
Figura 95. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M133. ....	105
Figura 96. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M134. ....	105
Figura 97. Gráficos de tensão $\tau$ x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M126. ....	105
Figura 98. Gráfico de coesão <i>versus</i> fração argila + silte para os solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda) e gráfico com todos os solos coluvionares (direita). ....	108
Figura 99. Gráfico de coesão <i>versus</i> fração de argila para solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda) e gráfico com todos os solos coluvionares (direita).....	108
Figura 100. Gráfico de índice de vazios <i>versus</i> ângulo de atrito de todos os solos coluvionares. ....	109
Figura 101. Gráfico de ângulo de atrito <i>versus</i> fração de areia de todos os solos coluvionares. ....	109
Figura 102. Gráfico de ângulo de atrito <i>versus</i> fração de areia + silte de todos os solos coluvionares.....	109
Figura 103. Gráfico de ângulo de atrito <i>versus</i> fração de argila de todos os solos coluvionares ....	110
Figura 104. Gráfico de ângulo de atrito <i>versus</i> fração de areia + silte com todos os solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda); sem o ponto M128 (direita).....	110
Figura 105. Gráfico de ângulo de atrito <i>versus</i> argila de solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda); sem o ponto M128 (direita) .....	111
Figura 106. Comparação entre os ângulos de atrito dos pares de solos coluvionares e solos residuais.....	111
Figura 107. Comparação entre as coesões dos pares de solos coluvionares e solos residuais. ....	112

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Compilação de resultados de resistência ao cisalhamento em ensaios feitos pelo projeto.....	20
---	----

Tabela 2. Compilação dos resultados de resistência ao cisalhamento máximo em solos coluvionares e residuais. ....	21
Tabela 3. Classificação dos solos de acordo com o índice de plasticidade. ....	37
Tabela 4. Classificação dos solos de acordo com a atividade.....	38
Tabela 5. Coordenadas geográficas e coordenadas UTM dos pontos de amostragem. ....	51
Tabela 6. Índices físicos e litotipos das amostras. ....	76
Tabela 7. Índices físicos dos solos residuais e alguns parâmetros estatísticos. ....	78
Tabela 8. Índices físicos dos solos coluvionares e alguns parâmetros estatísticos. ....	81
Tabela 9. Distribuição granulométrica dos solos estudados. ....	85
Tabela 10. Parâmetros granulométricos e classificação SUCS e AASHTO para os solos estudados.....	85
Tabela 11. Limites de Atterberg. ....	90
Tabela 12. Parâmetros de resistência dos solos estudados.....	92
Tabela 13. Comparação entre os parâmetros de resistência deste trabalho com valores encontrados na bibliografia para solos residuais de granito .....	95
Tabela 14. Comparação entre os parâmetros de resistência deste trabalho com valores encontrados na bibliografia para solos residuais de gnaiss. ....	98
Tabela 15. Comparação entre os parâmetros de resistência deste trabalho com valores encontrados na bibliografia para solos residuais de gabro.....	100
Tabela 16. Comparação entre os parâmetros encontrados no banco de dados dos projetos 79/13 e 80/13 com os valores encontrados neste trabalho. ....	102
Tabela 17. Compilação de resultados encontrados na bibliografia e comparação com os solos coluvionares de gnaiss máfico deste estudo. ....	106
Tabela 18. Compilação de resultados encontrados na bibliografia e comparação com os solos coluvionares de arenito fino/siltito deste estudo. ....	107

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Comparação de características que afetam a resistência ao cisalhamento em solos residual e transportados.....	19
Quadro 2. Classificação de movimentos proposta por David J. Varnes em 1978. ....	23
Quadro 3. Comparação entre as principais classificações brasileiras para movimentos de massa. ....	25
Quadro 4. Cores padrões utilizadas para representação das litologias nos gráficos de análise. ....	77

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
BI	Bacia do Itajaí
BF	Batólito Florianópolis
cm	Centímetro
CC	Complexo Camboriú
Cfa	Clima temperado húmido com Verão quente
Cfb	Clima temperado húmido com Verão temperado
CGSC	Complexo Granulítico de Santa Catarina
CMB	Complexo Metamórfico Brusque
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EC	Escudo Catarinense
FEESC	Fundação de Ensino e Engenharia de Santa Catarina
Ga	Giga anos
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
kg	Quilogramas
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos UFSC
Ma	Milhões de anos
mm	Milímetros
NBR	Norma Brasileira
PVLde	Podzólico Vermelho-Amarelo Latossólico de substrato coluvionar
S	<i>South</i>
SC	Santa Catarina
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TTG	Tonalito-Trondjemito-Granodiorito
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USGS	<i>United States Geological Survey</i>

USP	Universidade de São Paulo
UTM	Universa Transversa de Mercator
XX	20
W	<i>West</i>
ZCMG	Zona de Cisalhamento Major Gercino
ZCIP	Zona de Cisalhamento Itajaí-Perimbó

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$	Ângulo de atrito interno
$\phi'_r$	Ângulo de atrito interno efetivo residual
A	Atividade
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$R^2$	Coefficiente de determinação
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
c	Coesão
$c_a$	Coesão aparente
$c'$	Coesão efetiva
$c'_r$	Coesão efetiva residual
D	Diâmetro da partícula
e	Índice de vazios
°	Graus
$S_r$	Grau de saturação
$L_C$	Limite de contração
$L_L$	Limite de liquidez
$L_P$	Limite de plasticidade
Wt	Peso da água
$W_s$	Peso dos sólidos
$\gamma_{nat}$	Massa específica aparente natural
$\gamma_{sat}$	Massa específica aparente saturada
$\gamma_d$	Massa específica aparente seca
$\gamma_{sub}$	Massa específica aparente submerso
$\gamma_w$	Massa específica da água
$\gamma_s$	Massa específica dos sólidos
Hg	Mercúrio
W	Peso
Wt	Peso total
n	Porosidade
$\sigma'$	Tensão efetiva
$\tau$	Tensão cisalhante
$\tau_{máx}$	Tensão cisalhante máxima

$\sigma_1$ e $\sigma_3$	Tensões principais
$\sigma$	Tensão normal
$\tau_{res}$	Tensão residual
w	Teor de umidade
v	Velocidade de sedimentação da partícula
$\mu$	Viscosidade do fluido
V <sub>w</sub>	Volume de água
V	Volume de ar
V <sub>s</sub>	Volume de sólidos
V <sub>t</sub>	Volume total
V <sub>v</sub>	Volume de vazios

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	13
1.2 OBJETIVO GERAL.....	13
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	14
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>15</b>
2.1 SOLOS DE ENCOSTAS NATURAIS .....	15
2.1.1 Solos residuais .....	15
2.1.2 Solos coluvionares .....	16
2.1.3 Resistência ao cisalhamento de solos residuais e coluvionares.....	18
2.1.3.1 Resultados de ensaios solos residuais e coluvionares.....	20
2.2 MOVIMENTOS DE MASSA .....	21
2.2.1 Classificação de movimentos de massa .....	22
2.2.2 Rastejos ( <i>creeps</i> ).....	25
2.2.3 Corridas de massa (flows) .....	26
2.2.4 Escorregamento translacional ( <i>shallow</i> ).....	27
2.2.5 Escorregamento rotacional ( <i>slump</i> ) .....	28
2.2.6 Quedas de blocos .....	28
2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	28
2.3.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	29
2.3.2 Atrito Interno .....	31
2.3.3 Intercepto coesivo .....	32
2.3.4 Ensaio de cisalhamento direto .....	33
2.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA .....	34
2.4.1 Coleta de amostras .....	34
2.4.2 Caracterização do solo .....	35
2.4.2.1 Análise granulométrica .....	35

2.4.2.2 Limites de Atterberg.....	36
2.4.2.3 Índices físicos .....	38
2.4.2.4 Composição mineralógica .....	39
2.5 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO .....	40
2.5.1 Metodologia do IPT .....	41
2.5.2 Mapeamento geotécnico por Formas de Relevo da EESC – USP .....	41
2.5.3 Mapeamento geotécnico de grandes áreas de Davison Dias (1995) .....	42
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>44</b>
3.1 AMOSTRAGEM .....	45
3.2 ENSAIOS LABORATORIAIS.....	46
3.2.1 Ensaio de caracterização.....	46
3.3.1.1 Análise granulométrica.....	46
3.3.1.2 Limites de Atterberg.....	47
3.3.1.3 Índices físicos .....	47
3.2.2 Ensaio de cisalhamento direto.....	48
<b>4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....</b>	<b>50</b>
4.1 CONTEXTO SOCIAL.....	50
4.2 MAPA GEOTÉCNICO, DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO .....	51
4.2.1 Ponto M116.....	54
4.2.2 Ponto M117.....	55
4.2.3 Ponto M118.....	56
4.2.4 Ponto M119.....	56
4.2.5 Ponto M123.....	57
4.2.6 Ponto M124.....	58
4.2.7 Ponto M125.....	59
4.2.8 Ponto M126.....	60



4.2.9 Ponto M128 .....	60
4.2.10 Ponto M129 .....	61
4.2.11 Ponto M130 .....	62
4.2.12 Ponto M131 .....	63
4.2.13 Ponto M132 .....	64
4.2.14 Ponto M133 e M134 .....	65
<b>4.3 CONTEXTO GEOLÓGICO DA ÁREA.....</b>	<b>66</b>
4.3.1 Escudo Catarinense.....	66
4.3.2 Complexo Granulítico de Santa Catarina (CGSC).....	68
4.3.3 Complexo Metamórfico Brusque .....	69
4.3.4 Bacia do Itajaí.....	71
4.3.5 Depósitos do Quaternário .....	73
<b>4.4 CLIMA .....</b>	<b>73</b>
<b>4.5 RELEVO .....</b>	<b>74</b>
<b>5. ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>76</b>
<b>5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO.....</b>	<b>76</b>
5.1.1 Índices físicos .....	76
5.1.1.1 Solos residuais .....	78
5.1.1.2 Solos coluvionares .....	81
5.1.2 Análise Granulométrica .....	84
5.1.3 Limites de Atterberg .....	90
<b>5.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....</b>	<b>92</b>
5.2.1 Solos residuais .....	92
5.2.1.1 Solos residuais de granito/migmatito.....	93
5.2.1.2 Solos residuais de gnaiss máfico.....	96
5.2.1.3 Solos residuais de gabro.....	98
5.2.1.4 Solos residuais de arenito fino/siltito.....	100

5.2.2 Solos coluvionares.....	103
5.2.2.1 Parâmetros de resistência obtidos na bibliografia .....	106
5.2.2.2 Relações entre os parâmetros de resistência e as frações granulométricas .....	108
5.2.3 Solos coluvionares <i>versus</i> solos residuais .....	111
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>113</b>
6.1 CONCLUSÕES .....	113
Conclusões gerais.....	113
Índices físicos.....	114
Granulometria.....	114
Resistência ao cisalhamento de solos residuais.....	115
Resistência ao cisalhamento em solos coluvionares .....	115
6.2 SUGESTÕES .....	116
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>117</b>



## 1. INTRODUÇÃO

Dentre as formas que o relevo pode se apresentar na paisagem as encostas são aquelas que apresentam dinamismo evolutivo contínuo. Essa evolução está diretamente ligada aos agentes modeladores físicos, químicos, biológicos e antrópicos atuantes em diferentes escalas espaço/tempo. Esses fatores são capazes não só de modelar a paisagem, mas também de causar desastres socioambientais. Um desses desastres é o movimento de massa, que é causado, principalmente, pela ação da gravidade.

Nas áreas urbanas, além da gravidade é possível citar as ações antrópicas como um fator de grande relevância para a ocorrência de deslizamentos. Dentre essas ações estão: a má administração dos recursos hídricos, os aterros não planejados, os cortes de taludes mal executados ou a remoção da cobertura vegetal, que pode servir como proteção do solo contra a erosão.

Santa Catarina possui características climáticas, biológicas, geológicas e geomorfológicas que, em conjunto, contribuem diretamente para a ocorrência de movimentos de massa. No caso da mesorregião do Vale do Itajaí, destacam-se a precipitação intensa e os solos frágeis presentes em regiões de relevo acidentado. Em 2008, ocorreu na região um dos maiores desastres ambientais da história do país, que gerou muita visibilidade nacional. Nele, ficou ainda mais evidente a interferência de alguns fatores sociais, como: a ocupação urbana e instalação de indústria de forma desordenada, em margens de rios e de encostas, além da remoção da cobertura vegetal.

O local de estudo deste trabalho é o município de Blumenau, localizado na mesorregião do Vale do Itajaí. Como resultado dos fatores físicos da área, as reações de intemperismo permitiram o espessamento do solo residual que, ao sofrer ação da gravidade, acumulou-se nas regiões mais baixas ou no próprio sopé das encostas, formando os colúvios. Do ponto de vista geológico, esses materiais coluvionares são denominados “depósitos de encosta”. Entretanto, no mapeamento geotécnico da cidade, esses depósitos foram tratados como unidades que possuem comportamento semelhante, os Cambissolos de depósitos de encosta, embora não necessariamente tenham sofrido os mesmos processos de evolução geotécnica-geológica e pedogenética.

Portanto, avaliar a variação dos parâmetros geotécnicos é uma forma de classificar esses materiais coluvionares a partir do seu litotipo e adicionar novas informações ao conhecimento geotécnico do município de Blumenau. Além disso, contribui no uso e ocupação

do solo, permite a previsão de acidentes e compartilha novas informações sobre áreas sujeitas a problemas socioambientais.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento da Geotecnia no estado de Santa Catarina tem sido constante, uma vez que o interesse social acerca dos problemas socioeconômicos envolvendo movimentos de massa e seus respectivos impactos são notórios. Segundo dados da Defesa Civil do Estado, as enchentes e os deslizamentos afetaram 63 Municípios e mais de 1,5 milhões de pessoas. Economicamente, resultaram em gastos públicos e privados com o replanejamento urbano e reconstrução de rodovias, alojamentos, escolas e residências. Com isso, diferentes órgãos governamentais vêm investindo em projetos que ajudam na ocupação urbana e utilização do solo, através da compreensão dos solos e definição dos seus parâmetros geotécnicos.

Inserida na mesorregião do Vale do Itajaí e local deste estudo, a cidade de Blumenau tem condições favoráveis que ajudam na ocorrência de movimentos de massa. O Município tem como maior área de ocupação urbana as planícies aluvionares, que se encontram encaixadas entre duas grandes regiões de maior elevação, onde: ao norte, estão as rochas do Complexo Granulítico de Santa Catarina; ao sul, as rochas o do Complexo Metamórfico Brusque e Bacia do Itajaí. Entretanto, devido a planejamento urbano desordenado, muitas ocupações encontram-se nas áreas mais próximas ou nas encostas desses grandes maciços, locais de maior incidência de deslizamentos de terra.

Esses deslizamentos de terra podem estar diretamente ligados à ocorrência de solos coluvionares. Entretanto, nas classificações geológicas e geotécnicas utilizadas na Cidade, estes colúvios são tratados como materiais de comportamento semelhante, apesar de possuírem evoluções geológicas e pedogenéticas distintas. Assim, o trabalho busca entender até que ponto a variação dos parâmetros geotécnicos desses colúvios está atrelado ao seu litotipo. Além disso, gerar dados para futuras ações relacionadas a gestão de riscos com deslizamentos em encostas.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral analisar a variação dos parâmetros geotécnicos dos solos coluvionares e residuais de acordo com os diferentes litotipos em Blumenau. De modo que seja possível, no mapeamento geotécnico utilizado na Cidade, avaliar

a influência da variabilidade destes parâmetros na classificação das unidades geotécnicas denominadas “Cambissolos de depósitos de encostas”.

### 1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Obter novos dados de parâmetros de resistência e geotécnicos para solos coluvionares e residuais em Santa Catarina;
- Comparar os dados de parâmetros de resistência deste trabalho com a bibliografia;
- Comparar e analisar a variação dos parâmetros geotécnicos em solos coluvionares de litotipos diferentes;
- Comparar e analisar a variação dos parâmetros geotécnicos dos solos residuais de litotipos diferentes;
- Avaliar se os solos residuais estudados geraram solos coluvionares com parâmetros semelhantes;
- Observar o comportamento tensão *versus* deformação e variação volumétrica dos solos coluvionares e residuais.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados os conceitos teóricos que envolvem o tema do trabalho, bem como são levantados dados referentes aos trabalhos científicos desenvolvidos em linhas de pesquisas semelhantes.

### 2.1 SOLOS DE ENCOSTAS NATURAIS

Quando uma superfície natural inclinada delimita um maciço de terra, rocha ou terra e rocha, esta superfície é denominada encosta natural. Ela é composta por um manto de intemperismo e superfície rochosa. Esse manto de intemperismo pode gerar os solos residuais que, quando sofrem ação de agente de instabilidade de massas, são capazes de originar os depósitos coluvionares.

Adquirir novas informações sobre o comportamento dos solos residuais e coluvionares é uma importante ferramenta para o entendimento da dinâmica das encostas e seus respectivos impactos socioambientais.

#### 2.1.1 Solos residuais

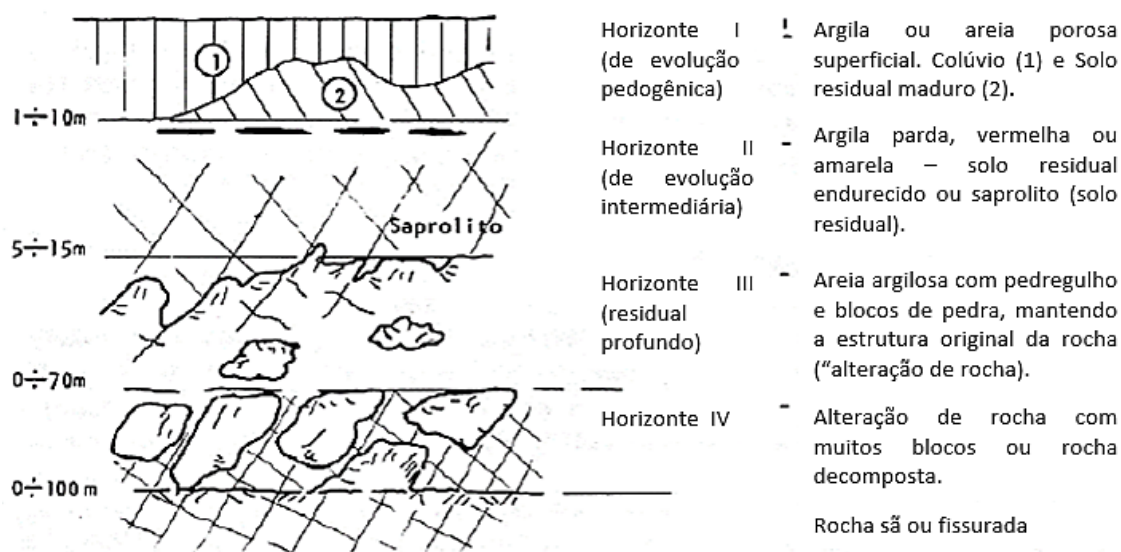
Os solos residuais são produtos de intemperismo em seu lugar de origem e têm como característica importante a graduação do tamanho das suas partículas. Assim, grãos com menores granulometrias são encontrados na superfície e o tamanho destes aumenta conforme a profundidade (DAS, 2011). Segundo Blight (1997), as micro e macroestruturas dos solos residuais influenciam diretamente suas características geotécnicas.

A formação do solo residual é provocada pela ação do intemperismo que pode ser físico, químico ou biológico. O intemperismo **físico** desagrega a rocha por mecanismo mecânico, o **químico** altera os minerais da rocha matriz através de reações químicas e o **biológico** atua através de animais e vegetação. Características do ambiente podem afetar as suas naturezas, velocidades e intensidades, como: rocha matriz, clima, relevo, biosfera e o tempo de exposição da rocha aos agentes intempéricos (TOLEDO; OLIVEIRA; MELFI, 2009).

Vargas (1978) organiza os solos residuais de acordo com a intensidade do intemperismo ocorrente nos horizontes (Figura 1). Esses horizontes, eventualmente, podem estar ausentes num perfil de solo residual. Segundo o autor, os solos maduros (horizonte I) são aqueles que perderam todas as estruturas da rocha matriz e apresentam-se de forma

relativamente homogênea. No horizonte II, encontram-se os solos saprolíticos. Nesses solos é possível observar as estruturas da rocha matriz, como veios e xistosidade, porém, não apresentam consistência e desmancham-se com pequenas pressões dos dedos ou de ferramentas pontiagudas. Por fim, os horizontes III e IV representam a área do perfil de solo onde é possível observar grandes blocos das rochas originais ainda intactos, porém, envolvidos por material alterado.

Figura 1. Perfil de solo residual dividido em horizontes e grau de alteração por intemperismo.



Fonte: Modificado de Vargas, 1977.

### 2.1.2 Solos coluvionares

De acordo com Silva *et al.* (2002 *apud* SILVEIRA, 2008) o uso do termo colúvio não possui consenso entre as áreas que estudam direta ou indiretamente esse tipo de material. Alguns fatores dificultam a classificação dos colúvios, entre eles: a diferenciação entre colúvio e o solo residual maduro e a possível presença de vários colúvios de idades diferentes numa mesma encosta.

No Brasil, a definição mais utilizada é a de Lacerda e Sandroni (1985), na qual colúvio é definido como “depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas”. Além dessas características, destacam-se o comportamento dúctil-plástico sem pico definido e rede de fluxo bem definida nos períodos de chuva. Em termos de movimento de massa, os colúvios estão sujeitos, principalmente, a rastejo, resultante de aporte de novos materiais, erosão no sopé das encostas e comportamento do próprio material

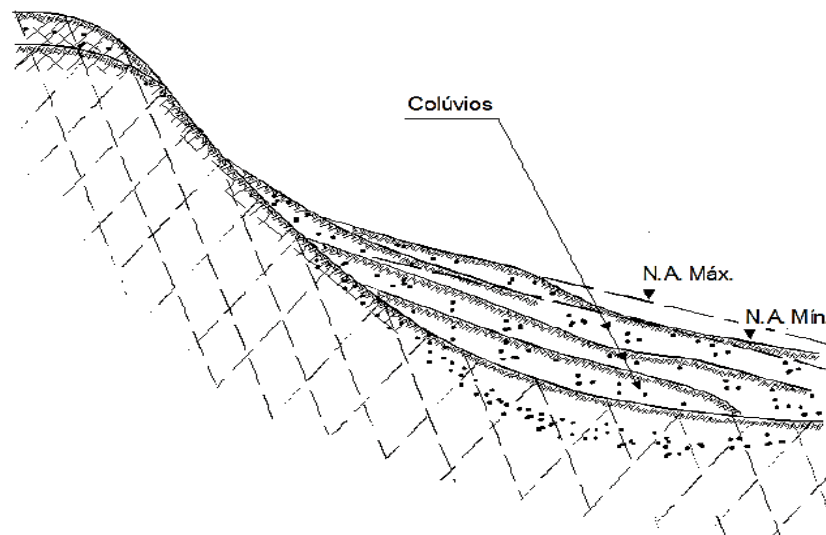


(VARGAS, 1978; SILVEIRA, 2003). Porém, é comum a sua ocorrência estar diretamente ligada a escorregamentos e corridas de detritos.

A origem de um colúvio ou solo coluvionar não está atrelada a um tipo específico de formação geológica. No entanto, devido ao intemperismo intenso e às encostas, as regiões sul e sudeste do Brasil possuem maiores chances de originar este tipo de solo. Entre os principais processos formadores de colúvios estão: o escoamento superficial e subsuperficial e os movimentos de massa, ambos capazes de levar o material desagregado para as regiões de menores altitudes formando os colúvios. Esses processos estão diretamente ligados à ação da gravidade, do vento e da água.

Deere e Patton (1971) associaram a formação dos colúvios ao seu modo de ruptura, que é capaz de causar diversos escorregamentos na mesma encosta (Figura 2). Em períodos de chuva, esses movimentos passam de lentos para acelerados. Isso, pois, a infiltração de água no interior dos taludes causa acréscimos significativos de poropressão. Segundo os autores, com a formação de diversas camadas devido aos escorregamentos, são originadas distintas zonas de condutividade hidráulica e diferentes tamanhos de material no talude. À montante, os materiais são maiores e permitem a entrada de água com facilidade. À jusante, os materiais são mais finos e dificultam a saída de água. Com isso, há o aumento da poropressão do talude e maior probabilidade da sua ruptura.

Figura 2. Processo de formação dos colúvios através de sucessivos escorregamentos.

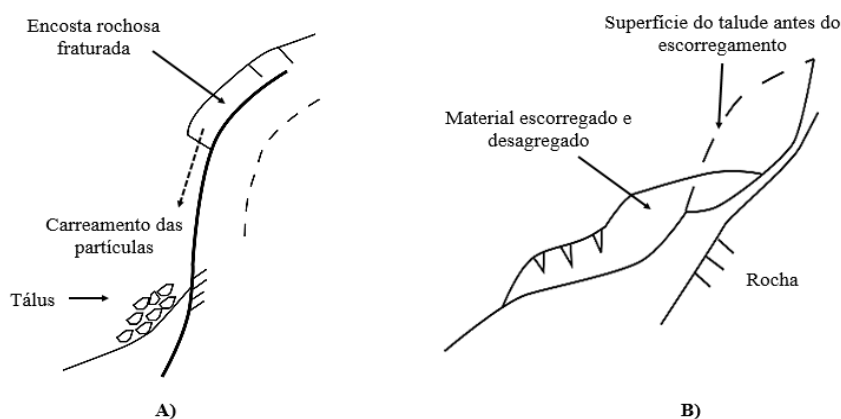


Fonte: Deere e Patton, 1971.

Segundo Lacerda (2002 *apud* PERAZZOLO, 2003) dois processos dão origem aos colúvios em vales fechados, ambos intimamente ligados aos períodos de chuvas intensas e prolongadas. O primeiro é o acúmulo do solo em regiões mais baixas a partir do escorregamento

de partículas devido à erosão superficial do solo (Figura 3a). O segundo processo é o movimento de solo residual sobre a própria encosta de forma mais brusca, capaz de acrescentar alguns metros de uma só vez nos depósitos de encosta. Neste caso, o material pode se apresentar no estado desagregado, em que há um aumento de volume e de índices de vazios, ou no estado intacto, se houver movimento de bloco residual rígido (Figura 3b).

Figura 3.a) Processo de formação de colúvio através de carregamento de partículas até o sopé da encosta. b) Processo de formação de colúvio por escorregamento e deposição na própria encosta.



Fonte: Modificado de Lacerda, 2002.

### 2.1.3 Resistência ao cisalhamento de solos residuais e coluvionares

A diferença no desenvolvimento de solos residuais e coluvionares resulta em variadas interpretações nos resultados de ensaios de resistência ao cisalhamento. Brenner *et al.* (1997) explicam que o histórico de tensões, resistência do grão/partícula, aderência, estrutura reliquiar, descontinuidade, anisotropia e índice de vazios/densidade são importantes características que podem afetar a resistência ao cisalhamento desses solos, como é apresentado na Quadro 1.

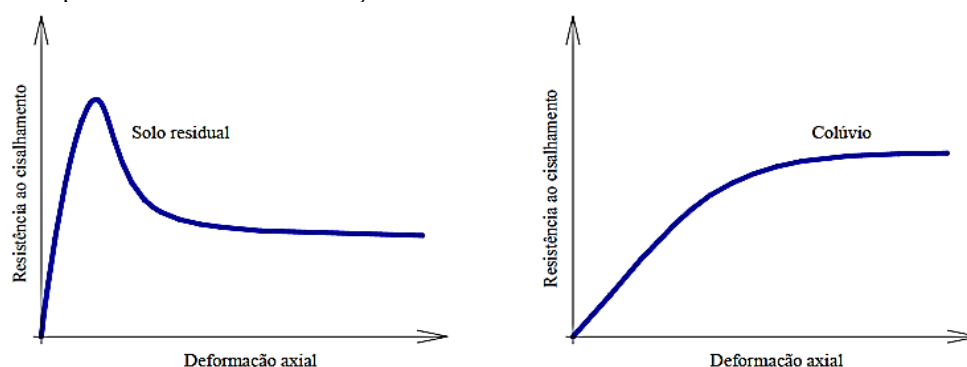
Aguiar (2008) aponta comportamentos de tensão-deformação diferentes entre solos residuais e colúvios saturados (Figura 4). Os solos residuais se rompem para pequenas deformações axiais e súbita redução após alcançar a resistência máxima. Nos solos coluvionares saturados essa resistência máxima só é alcançada após grandes deformações. É possível também que, quando submetidos a tensões normais mais elevadas, os solos residuais tenham comportamento semelhante aos coluvionares, não ocorrendo definição de pico nas curvas tensão *versus* deformação.

Quadro 1. Comparação de características que afetam a resistência ao cisalhamento em solos residual e transportados.

<b>Fatores que afetam a resistência</b>	<b>Efeito nos solos residuais</b>	<b>Efeito no solo transportado</b>
<i>Histórico de tensões</i>	Geralmente não importante	Muito importante. Causa diferenças em solos normalmente adensados e sobreadensados.
<i>Resistência grão/partícula</i>	Muito variado. Depende da mineralogia, fragilidade e porosidade do material	Mais uniforme. Poucos grãos fracos permanecem, pois, são quebrados durante o transporte.
<i>Aderência</i>	Pode ser um importante componente devido às ligações e/ou cimentações residuais. Pode resultar no intercepto de coesão e tensões de campo	Ocorre somente em depósitos antigos e pode produzir intercepto de coesão e tensão de campo. Pode ser destruída por amolgamento.
<i>Estruturas reliquiares e descontinuidade</i>	Desenvolvem-se a partir de estruturas pré-existentes da rocha matriz, como acamamento, juntas, estruturas amigdaloides, etc.	Sem estruturas reliquiares. A estruturas presentes se desenvolvem a partir dos ciclos de deposição e histórico de tensões.
<i>Anisotropia</i>	Geralmente derivada de estruturas reliquiares das rochas, como acamamento ou estruturas de fluxo	Derivada da deposição e histórico de tensão do solo, como acamamento e camadas de argilas frágeis, etc.
<i>Índice de vazios/densidade</i>	Depende do resultado do intemperismo e independe do histórico de tensões	Diretamente dependente do histórico de tensões

Fonte: Brenner *et al.*, 1997.

Figura 4. Comportamento tensão-deformação de solos residuais e colúvios saturados.



Fonte: Aguiar, 2008.

### 2.1.3.1 Resultados de ensaios solos residuais e coluvionares

Devido à utilização do mesmo método de coleta e ensaio, foram compilados na Tabela 1 dados dos projetos de pesquisa 79/13 e 80/13 denominados “Elaboração de cartas de aptidão à urbanização frente aos desastres naturais” da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) em conjunto com o Ministério das Cidades e intermediado pela Fundação de Ensino e Engenharia de Santa Catarina (FEESC). Ao todo foram compilados resultados de sessenta e seis pontos.

Tabela 1. Compilação de resultados de resistência ao cisalhamento em ensaios feitos pelo projeto.

<b>Tipo de Solo</b>	<b>c' (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
Solo residual de gnaiss	0.5 a 12.4	29.2 a 37.8
Solo residual de granito	2.3 a 26.1	25.6 a 41
Solo residual de gabro	22.10	29.50
Solo residual de arenito	5 a 25.9	19.8 a 45.4
Solo residual de siltito	20.6	35.3
Solo residual folhelho/siltito	7.6 a 12.9	28.0 a 32.1
Solo residual de pelito	13.1 a 46.1	18.7 a 31.2
Solo residual de migmatito	11.4	31.5
Cambissolo em depósito de encosta	5.2 a 12.5	27.7 a 41
Solo coluvionar de gnaiss máfico	2.2 a 20.4	24.9 a 32.2

Fonte: Projeto 79/13 e 80/13, 2018.

Na Tabela 2 são apresentados alguns resultados de estudos anteriores para resistência ao cisalhamento máxima de solos coluvionares e residuais.

Tabela 2. Compilação dos resultados de resistência ao cisalhamento máximo em solos coluvionares e residuais.

Referência	Tipo de Solo	c' (kPa)	$\Phi$ (°)
Fonseca <i>et al.</i> (2002)	Colúvios sobre rochas graníticas e gnáissicas	6 a 8	26.5 a 36.2
Soares <i>et al.</i> (2001)	Colúvios da Formação Serra Geral	0 a 25.5	16.7 a 28.5
Soares <i>et al.</i> (2001)	Solo residual de gnaïsse	0 a 16.7	26.4 a 30.6
Pinheiro <i>et al.</i> (1997a)	Solo coluvionar	4 a 15	18 a 39
Soares e Politano (1997)	Colúvio sobre rochas gnáissicas	10 a 59	32.5 a 41
Avelar e Lacerda (1997)	Solos coluvionares e residuais de rochas graníticas e gnáissicas	22.3	26.4
Campos <i>et al.</i> (1997)	Solos coluvionares e residuais de migmatito	1.5 a 2,9	32.4 a 32.8
Abramento e Pinto (1993)	Solo coluvionar	0	38 a 40
Brugger <i>et al.</i> (1993)	Solos coluvionares e residuais de rochas graníticas e gnáissicas	0 a 45	25 a 38
Clementino e Lacerda (1992)	Solos coluvionares de rochas graníticas	38.8 a 42.9	19 a 32

Fonte: Retirado de Perazzolo, 2003.

## 2.2 MOVIMENTOS DE MASSA

No decorrer das últimas décadas de expansão urbana, os desastres naturais aumentaram proporcionalmente o seu papel socioeconômico. Junto com os terremotos e inundações, os movimentos de massa são os fenômenos que mais requerem atenção de pesquisadores e administradores públicos, principalmente, por questões de planejamento urbano e interferência na ocupação das cidades.

Segundo Neto *et al.* (2009 *apud* MARTINS, 2012) o crescimento acelerado resultou em uma configuração heterogênea das cidades brasileiras. Esta configuração é caracterizada, dentre vários fatores, por “uma significativa mudança na estrutura interna, formação de anéis periféricos e expansão regional metropolitana”, promovendo problemas para gestão urbana. Como resultado deste processo, em conjunto com a ação antrópica, norteadas por uma má

ocupação das encostas, desmatamento e corte de talude, houve o aumento da susceptibilidade a movimentos de massa no nosso território. Outros fatores importantes para o aumento desta susceptibilidade são as características climáticas, geomorfológicas e geológicas brasileiras (FLORENZANO, 2008).

Kormann (2014) explica que devido ao termo “movimentos de massa” englobar muitos tipos de eventos que ocorrem nas encostas, independentemente dos processos envolvidos, diversas terminologias foram adotadas como sinônimos e gera confusões. Dentre os termos mais utilizados coloquialmente podemos citar: *desmoronamento*, *escorregamento* e *deslizamento*.

Silveira (2008) define movimentos de massa como:

“[...] mecanismos de transporte de sedimentos, solos ou rochas, que são induzidos pela força gravitacional e pela ação conjunta ou isolada de fatores como a presença de águas superficiais e subterrâneas ou ações antrópicas como desmatamentos, cortes e aterros”

Já Guerra e Cunha (2003) definem os movimentos de massa como “processos de intemperismo e erosão, fenômenos naturais contínuos de dinâmica externa, que modelam a paisagem da superfície terrestre”.

### 2.2.1 Classificação de movimentos de massa

Movimentos de massa são fenômenos que ocorrem no mundo inteiro. Portanto, existem diversos tipos de movimentos de massa com diferentes materiais, processos e fatores condicionantes (GUERRA; CUNHA, 2003). Segundo Guidicini e Nieble (1984) a falta de definição dos fenômenos envolvidos dificulta a existência de um sistema classificador amplamente aceito e divulgado. Logo, é comum encontrar conflitos entre terminologias e classificações.

Entretanto, mesmo com essa diversidade, o intuito destas classificações é associar os tipos de movimentos ao seu tipo de material, profundidade e raio de alcance. Como resultado, muitos trabalhos e metodologias foram elaborados e ajudam na administração pública em planos de evacuação, elaboração de mapas de susceptibilidade, planejamento urbano, entre outros (SILVEIRA, 2003; FLORENZANO, 2008).

Selby (1993) define alguns critérios para classificação dos movimentos de massa. Guerra e Cunha (2003) ressaltam que estes critérios de classificação de Selby (1993) são os principais entre vários outros. Dentre os critérios de Selby (1993) estão:

- a) tipo de material;

- b) velocidade e mecanismo do movimento;
- c) modo de deformação;
- d) geometria da massa movimentada;
- e) e conteúdo de água.

Entre as principais classificações destacam-se Sharpe (1938), que foi a primeira com grande aceite, servindo de bases para muitas classificações posteriores; Varnes (1978), Skempton e Hutchinson (1969), Hutchinson (1988) e Sassa (1989 *apud* SILVEIRA, 2008).

Sharpe (1938) realizou o primeiro trabalho com grande aceitação internacional. Este trabalho é baseado na obra de Stiny (1910), que mostrou uma das primeiras classificações para movimentos de massa. Segundo Silveira (2008) esta obra classificava os movimentos conforme o seu tipo e velocidade, composição do material mobilizado e concentração de sedimentos.

Quadro 2. Classificação de movimentos proposta por David J. Varnes em 1978.

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			Rochas	Solos de engenharia	
				Predominantemente e grosseiro	Predominantemente fino
Queda ( <i>fall</i> )			Queda de Rocha	Queda de detritos	Queda de solo
Tombamento ( <i>topple</i> )			Tombamento de rocha	Tombamento de detritos	Tombamento de solo
Escorregamento ( <i>slide</i> )	Rotacional	Algumas Unidades	Escorregamento de rocha	Escorregamento de detritos	Escorregamento de solo
	Translacional	Muitas Unidades			
Espalhamento ( <i>lateral spread</i> )			Espalhamento de rocha	Espalhamento de detritos	Espalhamento de solo
Corridas ( <i>flow</i> )			Corrida de rocha (rastejo profundo)	Corrida de detritos	Corrida de lama
				Rastejo de solo	
Complexo ( <i>complex</i> )			Combinação de dois ou mais movimentos		

Fonte: Modificado de Varnes, 1978.

Skempton e Hutchinson (1969 *apud* SILVEIRA, 2008) classificaram os movimentos em taludes argilosos em dois grupos: os básicos e os complexos. O primeiro grupo é composto por quedas, escorregamentos rotacionais, escorregamentos compostos, escorregamentos translacionais e corridas. Já o segundo grupo é composto por escorregamentos

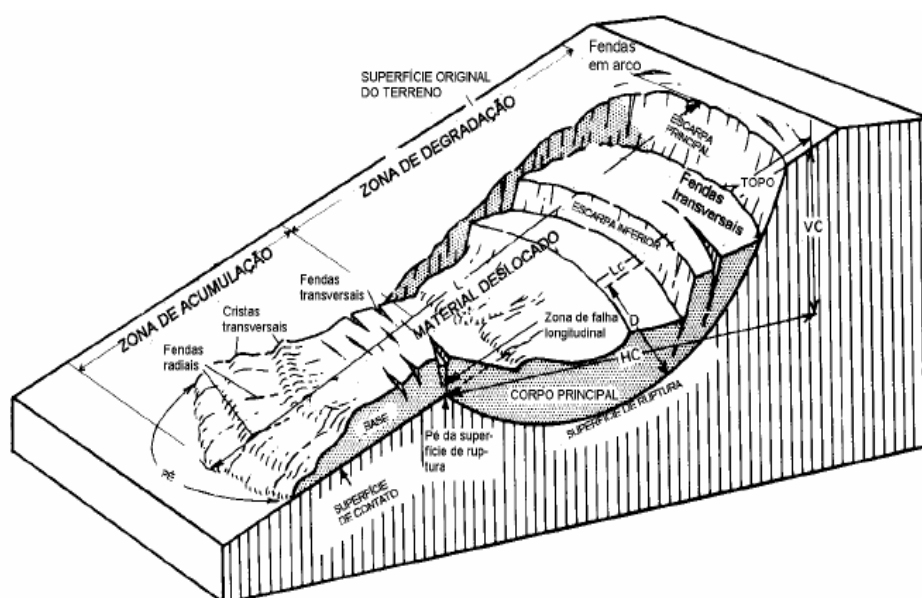
sucessivos, retrogressivos múltiplos, fluxo de solo, escorregamentos em colúvios, expansão lateral e escorregamento.

A classificação proposta por Varnes (1978) é a mais utilizada internacionalmente e baseia-se no tipo de movimento e tipo de material transportado (Quadro 2).

Os tipos de movimento podem ser divididos em cinco principais grupos além de um sexto, denominado de “movimentos de massa complexos”, que pode envolver dois ou mais tipos de movimentos. Quanto aos materiais transportados, eles foram divididos em dois grupos: rochas e solo de engenharia. Este último, dividido em detritos e solo.

O bloco diagrama dos movimentos em material fino proposto por Varnes (1978) é apresentado na Figura 5. Segundo Silveira (2008) a criação de blocos diagramas por Varnes facilitou a difusão dessa classificação no meio científico.

Figura 5. Bloco diagrama tridimensional dos movimentos e fluxo de material fino.



Fonte: Varnes (1978 *apud* SILVEIRA, 2008).

Hutchinson (1988) propôs uma classificação com alta complexidade, avaliando critérios como morfologia da massa em movimento, mecanismo de ruptura, velocidade do movimento, condições de propressão e estrutura do solo (GUERRA; CUNHA, 2003). Silveira (2003) explica que esta complexidade acaba dificultando sua utilização já que “requer um volume grande de informações que muitas vezes dificulta em campo”. Nesta classificação os principais tipos de movimento são: *rebound*, causados por alívio de tensão, rastejo (*creep*), deformações em cristas de montanhas e taludes (*sagging*), escorregamentos, fluxo de detritos, quedas e movimentos complexos.



Sassa (1989 *apud* SILVEIRA, 2008) classificou os movimentos de forma geotécnica, observando os gráficos dos ensaios de cisalhamento direto da massa de solo de encostas naturais ou artificiais que foram submetidas a diversos tipos de movimentos de massa, levando em conta que estes são fenômenos de caráter cisalhante. Como objetivo deste trabalho, inicialmente vê-se o mecanismo que possibilitou o movimento e, posteriormente, o comportamento deste ao longo da encosta.

No Brasil destacam-se as classificações de Freire (1965), Guidicini e Nieble (1984) e do IPT (1991). O Quadro 3 compara estas classificações.

Quadro 3. Comparação entre as principais classificações brasileiras para movimentos de massa.

Freire (1965)		Guidicini e Nieble (1984)		IPT (1991)
				<b>Rastejo</b>
<b>Escoamentos</b>		<b>Escoamentos</b>		<b>Corridas de Massa</b>
Rastejo	Corridas	Rastejo	Corridas	
<b>Escorregamentos</b>		<b>Escorregamentos</b>		<b>Escorregamentos</b>
Rotacionais	Translacionais	Rotacionais		
		Transacionais		
		Queda de Blocos		
		Queda de Detritos		
<b>Subsidências e Desabamentos</b>		<b>Subsidências</b>		<b>Quedas e Tombamentos</b>
		Subsidências		
		Recalques		
		Desabamentos		
		<b>Formas de Transição</b>		
		<b>Movimentos Complexos</b>		

Fonte: Guerra e Cunha, 2003.

### 2.2.2 Rastejos (*creeps*)

Esses movimentos são caracterizados pela sua velocidade lenta e contínua, não sendo limitáveis no tempo. Estão condicionados pela ação da gravidade, além de variações na temperatura e umidade, que podem causar contração e expansão do material da encosta. (GUIDICINI; NIEBLE, 1984).

Apesar de ocorrerem em regiões de clima temperado a frio, é no clima tropical úmido que estes movimentos têm maior ocorrência, principalmente, em solos residuais. Isto,

pois, o tipo de clima e o seu intemperismo facilitam o desenvolvimento de espessas camadas de solos residuais (QUEIROZ, 2009). Selby (1993) explica que este movimento tem sua velocidade e direção atrelados às propriedades do solo.

Segundo Hansen (1984 *apud* GUERRA, 2011) existem três tipos de rastejamentos:

- a) **Sazonal:** o solo é afetado pela sazonalidade da temperatura, umidade ou estações chuvosas. A espessura de material movimentado é proporcional à atingida pela ação da temperatura;
- b) **Contínuo:** ocorre abaixo da profundidade atingida pela ação da temperatura. É caracterizada por ser um movimento constante e ocasionado basicamente por ação gravitacional. Alguns indicativos são árvores e postes inclinados, muros desalinhados ou calçadas trincadas;
- c) **Progressivo:** quando outros tipos de movimentos influenciam o ponto de ruptura de uma encosta.

### 2.2.3 Corridas de massa (flows)

Com alto poder destrutivo, as corridas de massa são movimentos rápidos com material altamente viscoso que pode ser deslocado em um curto período e a longas distâncias (Figura 6). Segundo Selby (1993) estes movimentos são comuns em côncavos de encostas, pois, seus materiais são mais móveis quando associados a grande concentração de água. Dentre os principais tipos de corridas de massa estão: **corridas de detritos, corridas de lama e corridas de terra**. O tamanho das partículas que são transportadas é o principal aspecto de diferenciação.

A corrida de detritos (*debris flow*) pode ser dividida em corridas coesivas e não-coesivas. A primeira ocorre quando a matriz, com significativa quantidade de material fino, e a fluabilidade dão suporte aos grãos. Devido à matriz fina, este tipo de fluxo perde água lentamente e permite sustentar os sedimentos por longas distâncias. A corrida não-coesiva tem seu transporte atrelado à colisão dos grãos, que é causada quando o ângulo de repouso dos grãos na encosta é excedido (CARLOTTO, 2006).

Gramani e Kanji (2001 *apud* RODRIGUEZ, 2005) concluíram que, no Brasil, as corridas de detritos são frequentes em ambientes que apresentam solos residuais espessos e depósitos coluvionares, pois a sua ocorrência está atrelada a presença de material sujeito à mobilização.

Figura 6. Fluxos de detritos ocorridos em Timbé do Sul, SC, 1995.



Fonte: Pellerin *et al.*, 2002.

As corridas de lama (*mudflow*) têm como causa de instabilidade a pluviosidade. Suas principais características são a alta viscosidade e concentração de material fino. Esses materiais, como silte e argila, quando expostos à ação da água, são capazes de suportar os materiais de maior granulometria. Podem alcançar grandes velocidades e atingir grandes área.

As corridas de terra (*earthflow*), em relação às corridas de lama, possuem menor teor de água e atingem uma menor velocidade (VIEIRA, 2008).

#### 2.2.4 Escorregamento translacional (*shallow*)

Forma mais frequente de movimento de massa, possui deslocamento rápido e de curta duração através de uma superfície de ruptura planar. Essa superfície pode estar associada às mudanças mecânicas ou hidrológicas no plano de ruptura da encosta, como o aumento de poropressão e diminuição da coesão efetiva, que afetam na resistência ao cisalhamento do solo.

Ocorrem em encostas com fina camada de solo residual sobre a rocha e em espessas camadas de solo residual com fratura reliquiar com atitude adversa. Nesta transição solo-rocha há maior probabilidade de encontrar a superfície de ruptura. Quanto à geometria da encosta onde ocorrem estes movimentos, verifica-se encostas com baixas e altas declividades, além de diferentes comprimentos (GUIDICINI; NIEBLE, 1984; FLORENZANO, 2008; GUERRA; CUNHA, 2003; CASTRO, 2012).

### 2.2.5 Escorregamento rotacional (*slump*)

Deslocamento rápido e de curta duração, com grandes volumes de material bem desenvolvido. Está condicionado pela superfície de ruptura curva ou côncava, onde o movimento circular ocorre em torno de um eixo central. Outros condicionantes deste movimento são o aumento do grau de saturação do solo e a diminuição da resistência ao cisalhamento devido ao intemperismo ou interferência antrópica por cortes de taludes mal executados (BECKER, 2011 *apud* CASTRO, 2012; FLORENZANO, 2008).

Segundo Turner (1996) pode-se admitir escorregamento rotacional em depósitos muito espessos de solo residual, coluvionar ou laterítico. Devido às características climáticas, que possibilitam a formação de espessos mantos de alteração, esses movimentos são muito comuns no sul e sudeste brasileiro.

### 2.2.6 Quedas de blocos

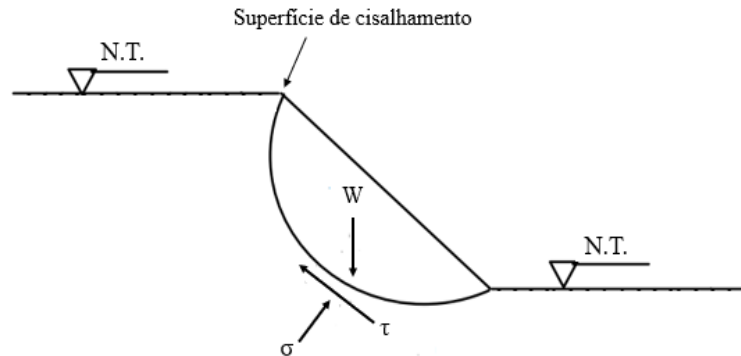
Segundo Guidicini e Nieble (1984) este movimento não possui uma superfície de deslizamento e ocorre como queda livre de blocos de forma rápida devido à ação gravitacional, principalmente, em locais íngremes. Suas condicionantes principais são as descontinuidades, como fraturas e bandamentos composicionais, e o alívio de tensão nos blocos. Devido a sua baixa declividade é incomum encontrar movimentos de quedas em colúvios (CRUDEN; VARNES, 1996).

## 2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Na mecânica dos solos e em projetos de engenharia, as rupturas causadas por excesso de tensão cisalhante são tópicos importantes de estudo, pois, muitas vezes, estão associados a problemas em escavações, cortes em terrenos, aterros, túneis ou sapatas, por exemplo.

Segundo Das (2011) a análise destes problemas de estabilidade está atrelada à compreensão da natureza da resistência ao cisalhamento de cada material. Para o autor, a resistência ao cisalhamento pode ser definida como “resistência interna por área unitária que uma massa de solo pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior”. Portanto, quando um solo ultrapassa a sua resistência máxima permitida, forma-se a superfície de cisalhamento contínua (Figura 7).

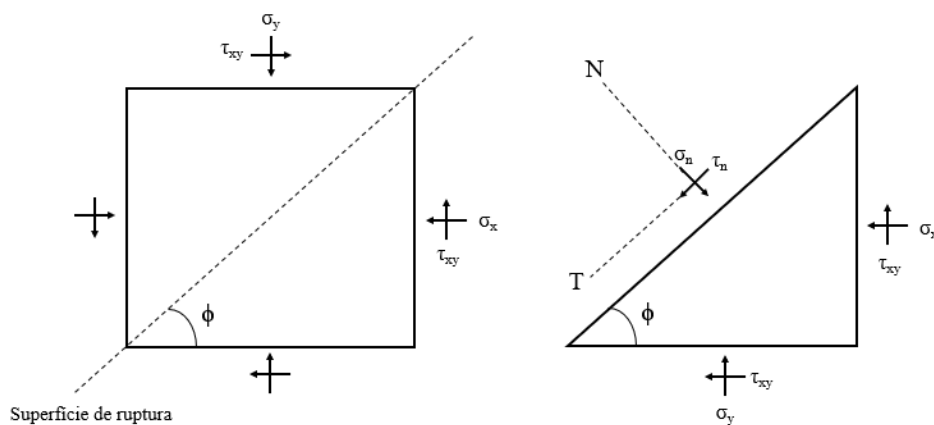
Figura 7. Formação de superfície de cisalhamento ou ruptura em taludes.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Para efeitos de análise, as tensões em um plano genérico podem ser decompostas em uma componente normal e em outra paralela ao plano de ruptura (Figura 8). A componente normal é denominada como tensão normal ( $\sigma$ ) e a componente paralela ou tangencial ao plano é denominada como tensão cisalhante ( $\tau$ ) (PINTO, 2006).

Figura 8. Tensão normal e cisalhante decompostas em um plano genérico.



Fonte: Modificado de Das, 2011.

### 2.3.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

Para se avaliar o estado de resistência ao cisalhamento de um solo é necessário utilizar algum dos critérios de ruptura. Portanto, a ruptura é considerada um estado de tensões arbitrária, no qual, de acordo com o critério escolhido, tem-se uma curva tensão *versus* deformação (GERSCOVICH, 2010). Devido sua fidelidade ao obter o comportamento de resistência dos solos, foi escolhido o critério de Mohr-Coulomb para este trabalho. Para

entender este critério é necessário apresentar os critérios de Coulomb e Mohr, de 1776 e 1900, respectivamente.

O critério de Coulomb, em 1776, explica que a ruptura só ocorre se a tensão de cisalhamento não ultrapassar o valor dado pela equação. Coulomb aproximou a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear, representada pela equação abaixo:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Onde:

$c$  = coesão

$\phi$  = ângulo de atrito interno

$\sigma$  = tensão normal do plano de ruptura

$\tau$  = resistência ao cisalhamento

O critério de Mohr, do ano de 1900, explica a relação entre os Círculos de Mohr (ou círculo de estado de tensões) e a curva formada pela função  $f(\sigma)$ . Segundo Wu (1966), se um material sofre ação de duas tensões principais, a maior ( $\sigma_1$ ) e a menor ( $\sigma_3$ ), a tensão normal ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ) são capazes de formar um ângulo  $\Theta$  com o plano principal. Os Círculos de Mohr são originados a partir da determinação de dois pares de tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) de ruptura, que são conhecidos através de ensaios de cisalhamento direto e triaxial, por exemplo. Quando os valores das tensões principais são conhecidos, é possível colocá-los nas equações abaixo e determinar o estado da tensão normal e cisalhante do material.

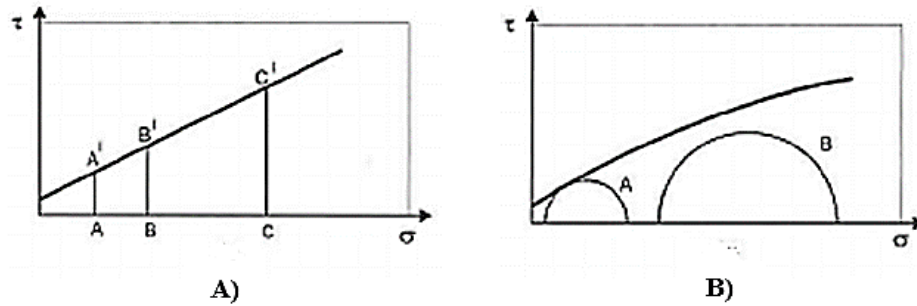
$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\Theta \quad (2)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\Theta \quad (3)$$

Assim, enquanto o Círculo de Mohr não tangenciar a curva da função, não há ruptura do material (Figura 9). Abaixo está representada a equação do critério de Mohr e seu gráfico:

$$\tau = f(\sigma) \quad (4)$$

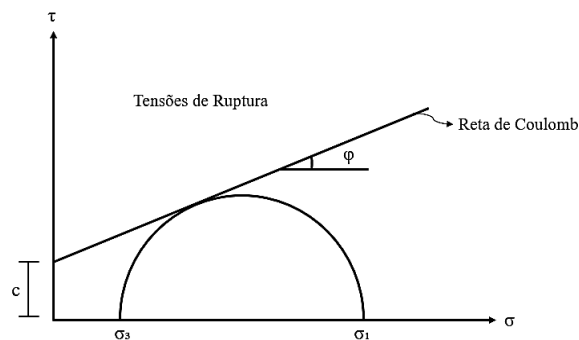
Figura 9. Critérios de Ruptura: a) Coulomb e b) Mohr.



Fonte: Pinto, 2006.

Segundo Pinto (2006), como as funções curvas de Mohr são de difícil aplicação, estas são substituídas pelas retas de Coulomb, que possuem critério de resistência análogo e se ajustam melhor aos Círculos de Mohr.

Figura 10. Envoltória de Mohr-Coulomb.



Fonte: Modificado de Caputo, 1988.

Ao ajustar a envoltória desses círculos à reta de Coulomb é possível saber os valores do atrito interno e coesão (Figura 10). Essa combinação de critérios resultou na expressão Critério de Mohr-Coulomb.

### 2.3.2 Atrito Interno

O atrito surge quando se verifica tendência ao movimento. Ou seja, entende-se como atrito uma força resistente à força que provoca o deslocamento, diretamente proporcional à força normal e ao ângulo de atrito ( $\phi$ ). Os ângulos de atritos são diretamente proporcionais ao tamanho e rugosidade das partículas do material.

Caputo (1988) explica que, além de haver um atrito físico entre as partículas, há um “atrito fictício” que é gerado a partir do entrosamento das partículas. Segundo Barata (1984) diferente do atrito simples de escorregamento entre sólidos, que possui ângulo de atrito constante, os materiais granulares possuem variação no ângulo de atrito. Essa variação é

causada, pois, a partir do momento que uma força atua nos grãos, esta pode modificar a densidade deste material e, conseqüentemente, o entrosamento ou embricamento das partículas.

De acordo com Barata (1984), se fixado um determinado solo granular (areia ou pedregulho), com densidade e ângulo de atrito conhecidos, admite-se a expressão da resistência ao cisalhamento como válida, onde:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (5)$$

Onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma$  = pressão normal (kg/cm<sup>2</sup>)

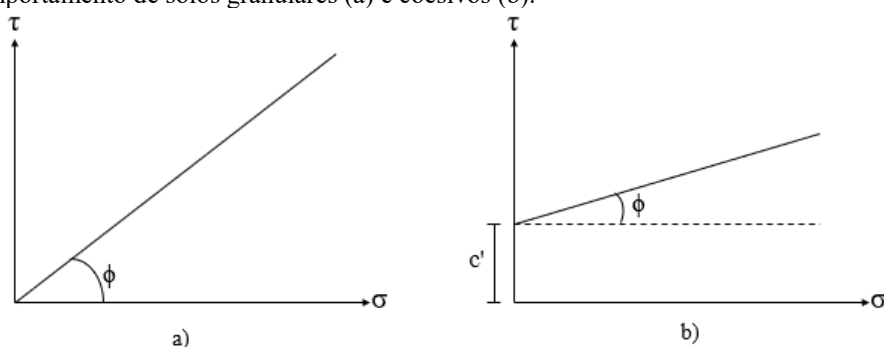
$\phi$  = ângulo de atrito interno

### 2.3.3 Intercepto coesivo

A coesão está ligada diretamente à consistência originada da atração físico-química ou pela cimentação entre as partículas dos materiais. Segundo Caputo (1988) a coesão pode ser distinguida em coesão aparente ( $c_a$ ) e coesão verdadeira ou efetiva ( $c'$ ).

A coesão aparente resulta da presença de meniscos de água nos contatos entre os grãos e é característica de solos parcialmente saturados. Estes meniscos dão origem às forças capilares que se formam à medida que a água vai se evaporando. A coesão verdadeira é ocasionada pelas forças eletroquímicas que atraem as partículas de argilas. Um solo coesivo é aquele que possui um alto conteúdo de argila.

Figura 11. Comportamento de solos granulares (a) e coesivos (b).



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

Já em solos granulares, como pedregulhos e areia, que possuem pouco ou nenhum conteúdo argiloso, não há coesão efetiva ( $c' = 0$ ). A diferença no comportamento dos solos granulares e coesivos pode ser observar na Figura 11.

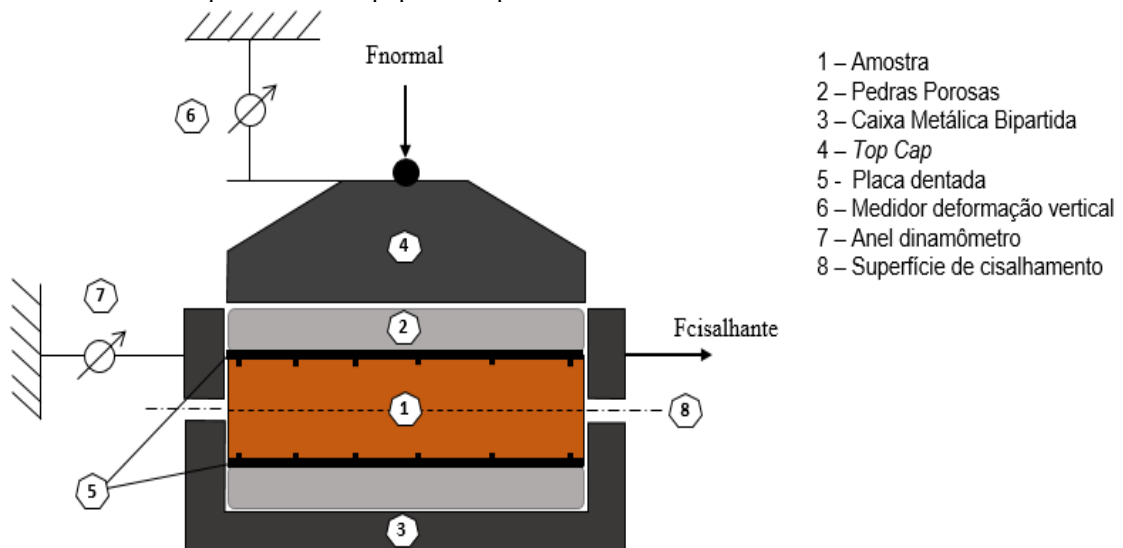


### 2.3.4 Ensaio de cisalhamento direto

Dentre os ensaios possíveis para determinação dos parâmetros de resistência, o cisalhamento direto é o mais antigo e tradicional e se baseia no critério de Coulomb. Nele, as amostras são submetidas a uma força cisalhante conhecida e segundo um plano preferencial (DAS, 2011).

Uma seção esquemática do aparelho para o ensaio de cisalhamento direto é mostrada na Figura 12. Neste equipamento, os corpos de prova, que podem ter aproximadamente 51 mm por 51 mm ou 102 mm por 102 mm de extensão e 20 mm de altura, são colocados dentro de uma caixa metálica bipartida horizontalmente e deslocável.

Figura 12. Desenho esquemático do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

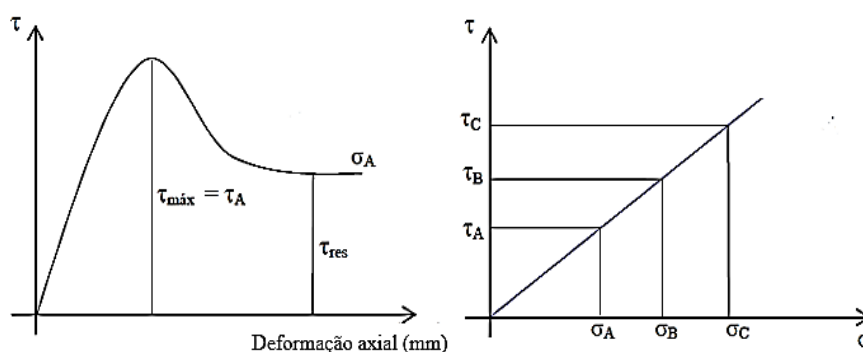
Estas amostras entram em contato com placas dentadas que impedem o cisalhamento em algum outro plano que não seja o preferencial. Ainda, são utilizadas placas porosas, que permitem a passagem de água, e um quepe (*top cap*), que transmite a força normal para a amostra (BARATA, 1984; DAS, 2011). Segundo Barata (1984) este ensaio pode ser feito por deformação controlada, quando uma taxa de deslocamento constante é empregada, ou tensão controlada, quando se aplica tensões cisalhantes controladas e se medem as deformações causadas por esta aplicação.

Ao menos três corpos de prova devem ser ensaiados e em cada um deve ser aplicada uma força normal diferente e constante. A força cisalhante é aplicada na parte superior da caixa, provocando seu deslocamento e, conseqüentemente, a ruptura do corpo de prova. Estas forças,

quando divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, resultam nas tensões  $\sigma$  e  $\tau$  atuantes. A resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) é representada em função do seu deslocamento. A tensão máxima ou de pico ( $\tau_{\text{máx}}$ ) representa o início da ruptura por cisalhamento e a tensão residual ( $\tau_{\text{res}}$ ) representa o que a amostra ainda suporta após ultrapassar o ponto de ruptura como mostra a Figura 13 (BARATA, 1984; PINTO, 2006).

Os ensaios devem ocorrer de modo que seja possível plotar os valores de  $\tau$  e  $\sigma$  e traçar o gráfico de  $\tau = f(\sigma)$ . Este gráfico permite, então, determinar o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno.

Figura 13. A esquerda, a curva tensão-deformação. A direita, a envoltória de resistência baseada no critério de Coulomb.



Fonte: Lodi, ca.2012.

Devido ao ensaio forçar que a amostra se rompa somente no plano desejado, que não é necessariamente o mais fraco, a confiabilidade dos ensaios é questionada. Outra deficiência é a diminuição da área do corpo de prova não ser calculada enquanto ocorre o ensaio, além dos parâmetros de deformabilidade ou módulo de cisalhamento (DAS, 2011; LODI, ca. 2012).

## 2.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

### 2.4.1 Coleta de amostras

A coleta de amostras deformadas ou indeformadas segue a NBR 9604 da ABNT (1986). O método para retirada de amostra deformada é através de raspagem ou escavação, alterando a estrutura e sua consistência natural. Já o método para amostras indeformadas acontece com mínimo de alteração na sua estrutura, umidade e consistência natural. O

procedimento de coleta possui grande importância, pois, dependendo da homogeneidade e heterogeneidade do material ou profundidade de coleta, há mudanças nos resultados obtidos.

## 2.4.2 Caracterização do solo

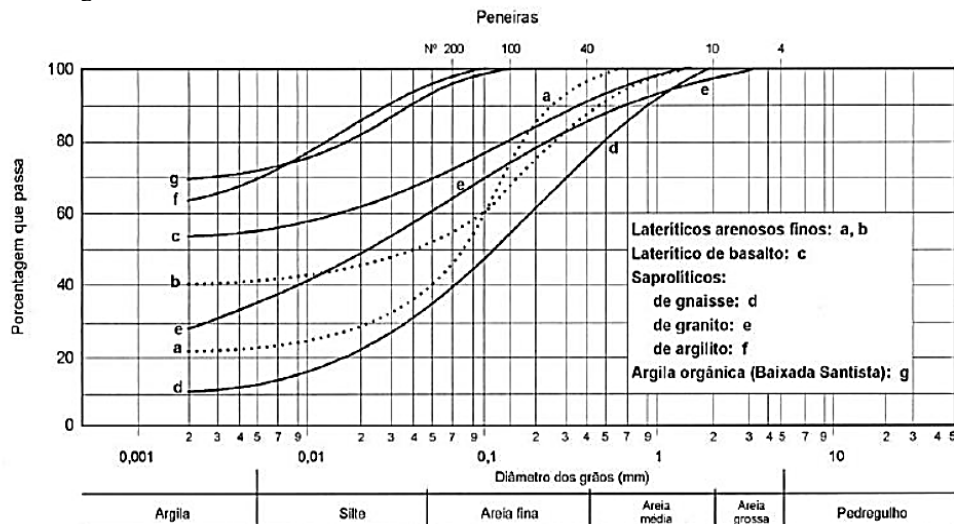
### 2.4.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica segue a NBR 7181 da ABNT (1984) e pode ser dividida em uma fase de sedimentação e outra peneiração. Tem como principal objetivo caracterizar as partículas da amostra através de suas dimensões na escala granulométrica segundo a NBR 6502 da ABNT (1995). Onde:

- Matacão: entre 1 m e 26 cm;
- Pedra: entre 26 cm e 76 mm;
- Pedregulho: entre 76 mm e 4,8 mm;
- Areia grossa: entre 4,8 mm e 2 mm;
- Areia média: entre 2 mm e 0,42 mm;
- Areia fina: entre 0,42 mm e 0,075 mm;
- Silte: entre 0,075 mm e 0,0075 mm;
- Argila: inferior a 0,0075 mm.

Na Figura 14 é possível ver graficamente a curva granulométricas de alguns solos brasileiro.

Figura 14. Curvas granulométricas de solos brasileiros.



Fonte: Pinto, 2006.

Para materiais menores que 0,074 mm o processo de peneiramento não é possível. Logo, utiliza-se o processo de sedimentação em meio líquido. Neste caso, o método desenvolvido por Casagrande, que é baseado na Lei de Stokes (Equação 6), é o mais utilizado nos laboratórios de Mecânica dos Solos. A Lei de Stokes estabelece uma relação entre o diâmetro da partícula e a velocidade de sedimentação em um meio líquido com peso específico e viscosidade conhecidos (CAPUTO, 1988).

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \cdot \mu} \cdot D^2 \quad (6)$$

Onde:

$v$  = velocidade de sedimentação da partícula;

$\gamma_s$  = peso específico do material da partícula;

$\gamma_w$  = peso específico do fluido;

$\mu$  = viscosidade do fluido;

$D$  = diâmetro da partícula.

Lepsch (2010) explica que o tamanho das partículas influencia nas propriedades físicas e químicas do solo, já que as partículas menores, como silte e argila, são mais ativas. O arranjo destas determina o “tamanho e quantidade de poros, permeabilidade à água e grau de plasticidade”

#### 2.4.2.2 Limites de Atterberg

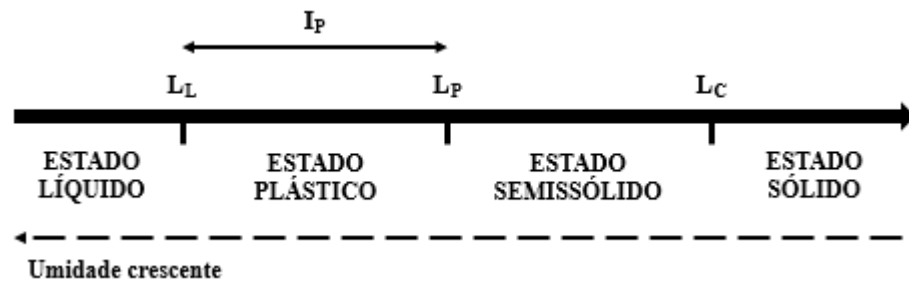
No início do século XX, Albert Atterberg, agrônomo sueco, começou a estudar e classificar os solos a partir de sua plasticidade e relação com os variados teores de umidade. De acordo com Atterberg, os estados físicos dos solos podem ser divididos em sólidos, semissólidos, plásticos e líquidos, distinguindo, assim, as argilas de acordo com seus teores de umidade.

Vargas (1978) explica que a plasticidade é a capacidade de um sólido ser moldado sem variar o seu volume, e que, conseqüentemente, a capacidade de certas argilas de serem plásticas existe, pois, a forma lamelar dos grãos permite deslocar as partículas sem mudança no volume. Por exemplo, as caolinitas são menos plásticas e possuem placas na forma hexagonal. Enquanto isso, as montmorilonitas, que possuem cristalografia complexa, são as menos plásticas.

De acordo com o teor de umidade, o solo pode variar o seu comportamento. Ao passar de um estado líquido para um estado sólido, estados intermediários podem ser determinados, assim como seus limites. Esses limites são conhecidos como limites de consistência ou limites de Atterberg e são divididos em: Limite de Liquidez ( $L_L$ ), que é o ponto de transição do estado líquido para o estado plástico; o Limite de Plasticidade ( $L_P$ ), que divide o estado plástico do estado semissólido e Limite de Contração ( $L_C$ )

Dependendo da quantidade de água e a variação de comportamento da argila com diferentes teores de umidade podemos definir os estados de consistência e os seus limites como pode ser observado na Figura 15.

Figura 15. Estados de consistência e os seus limites de consistência.



Fonte: Modificado de Caputo, 1988.

A diferença entre o  $L_L$  e o  $L_P$  resulta no Índice de Plasticidade (IP). Ou seja, quanto maior o IP, mais plástico é o solo. Esse índice define a zona onde a amostra se encontra no estado plástico, sendo máximo para argilas e mínimo para as areias, podendo ser empregado para classificação dos solos. (ORTIGÃO, 1995). Conforme a classificação de Burmister (1949, *apud* DAS, 2011) sugere (Tabela 3), um solo pode ser classificado de acordo com seu IP em:

Tabela 3. Classificação dos solos de acordo com o índice de plasticidade.

Descrição	Índice de Plasticidade
Não plástico	$IP < 1$
Ligeiramente plástico	$1 < IP < 5$
Plasticidade baixa	$5 < IP < 10$
Plasticidade média	$10 < IP < 20$
Plasticidade alta	$20 < IP < 40$
Plasticidade muito alta	$IP > 40$

Fonte: Modificado de Das, 2011.

Para determinar o Limite de Liquidez segue a NBR 6459 da ABNT (1984) através do método de Casagrande, em que se homogeneiza em uma concha a amostra de solo com 1 cm de espessura. Posteriormente, faz-se um sulco longitudinal na amostra com um cinzel e, com auxílio de um mecanismo que permite a concha cair em uma altura padrão, golpeia-se até o fechamento do sulco. Após, anota-se o número de golpes necessários para fechar o sulco longitudinal e coloca-se este número em um gráfico com uma reta obtida após cinco ensaios.

A NBR 7180 da ABNT (1984) determina que o ensaio para Limite de Plasticidade seja através da tentativa de moldar uma amostra de solo na forma cilíndrica de 3 mm de diâmetro, a partir do rolamento com a mão sobre vidro fosco. Neste caso, a umidade é determinada no momento da fratura do molde.

Com base em correlações entre o índice de plasticidade e a porcentagem de fração de argila, Skempton (1953, *apud* DAS, 2011) definiu o índice de atividade coloidal ou somente índice de atividade (A). Este tem a função de indicar o potencial de variação volumétrica de solos argilosos. Assim, um solo pode ter sua atividade classificada em:

Tabela 4. Classificação dos solos de acordo com a atividade.

<b>Denominação</b>	<b>Atividade</b>
Argilas inativas	$A < 0.75$
Argilas normais	$0.75 < A < 1.25$
Argilas ativas	$A > 1.25$

Fonte: Fiori e Carmignani, 2011.

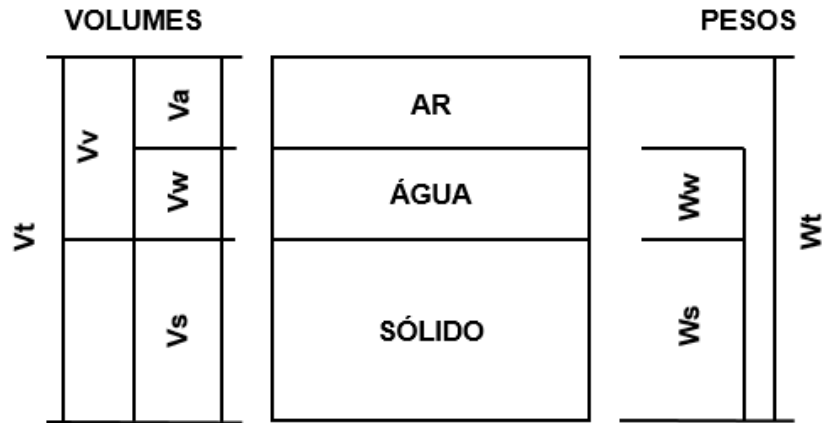
Para Vargas (1978) o índice de atividade tem grande importância na interpretação e caracterização geotécnica de solos, pois indica a influência das propriedades mineralógicas e químicas da fração argilosa nos solos.

#### 2.4.2.3 Índices físicos

O solo é constituído de três fases: a sólida, a líquida e a gasosa. Para desenvolver a relação peso-volume é necessário distinguir cada uma dessas fases e, posteriormente, calcular as condições das amostras e seus esforços atuantes. Na Figura 16 estão representadas as três fases em uma porção de solo, além de seus pesos e volumes.

Dentre os principais índices físicos estão: teor de umidade ( $w$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ), grau de saturação ( $S_r$ ), peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ); peso específico aparente úmido ( $\gamma$ ), peso específico seco ( $\gamma_d$ ), peso específico aparente saturado ( $\gamma_{sat}$ ) e peso específico aparente submerso ( $\gamma_{sub}$ ).

Figura 16. Relações entre pesos e volumes do solo.



Fonte: Modificado de Caputo, 1988.

#### 2.4.2.4 Composição mineralógica

A composição da rocha matriz influencia diretamente a partículas desagregadas. Apesar de haver materiais que são compostos por diversos minerais, como um pedregulho, é mais comum que haja materiais compostos por somente um mineral. Um dos minerais mais resistentes à desagregação é o quartzo, que junto com feldspato, calcita e mica, entre outros, são capazes de formar grãos de siltes e areias. As argilas, que são originadas pelo intemperismo do feldspato, possuem comportamento diferente do silte e areia, devido ao seu tamanho reduzido e sua constituição mineralógica (PINTO, 2006).

Caputo (1988) explica que, apesar da aparência amorfa, as argilas são constituídas de pequenos minerais cristalinos, divididos em três grupos: caolinitas, montmorilonitas e ilitas. As caolinitas são mais estáveis na presença de água, pois são formadas pela união alternada de silício e alumínio. Já as montmorilonitas são formadas pela alternância entre duas unidades de silício e uma de alumínio, que não é capaz de impedir a passagem da água, tornando-as muito expansivas. Por último, as ilitas possuem estrutura parecida com a da montmorilonita, porém é menos expansiva. Segundo Vargas (1978) as caolinitas são “as argilas que possuem menor plasticidade e coesão, e as montmorilonitas, as maiores”.

Além destas características, as frações argilosas dos solos podem apresentar óxidos de alumínio, como gibbsita, e óxidos de ferro, como hematita, goethita e lepidocrocita. Esses óxidos são capazes de colorir os solos em vermelho (hematita), amarelo (goethita) e laranja (lepidocrocita)

## 2.5 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

A expansão desornada do meio urbano e má utilização do solo são fatos cotidianos que preocupam áreas de estudo como a Geotecnia e a Agronomia, por exemplo. Com a necessidade de compreender e planejar melhor os solos, o mapeamento geotécnico e seus diferentes métodos ajudam na tarefa de definir “as características geomecânicas do solo” (HIGASHI, 2006).

Zuquette e Gandolfi (2004) descrevem o mapeamento geotécnico como

o processo que busca avaliar e retratar as características do meio físico, bem como os possíveis comportamentos frente às diferentes formas de uso do solo, processos industriais e induzidos. [...] A eficiência e adequabilidade dos resultados obtidos a partir do mapeamento geotécnico dependem da metodologia adequada.

Segundo Moretti (1989 *apud* VALENTE, 1999), os mapas geotécnicos brasileiros utilizam o cruzamento de dados geológicos, pedológicos e geomorfológicos, sendo dependentes da quantidade de informações disponíveis sobre o meio físico estudado.

A cartografia geotécnica brasileira teve início na década de 1960, pelo professor Haberlehner, na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Entretanto, apesar da intensificação dos trabalhos a partir de 1988, apenas 20% dos mapas produzidos em mais de duzentas áreas oferecem conteúdo geotécnico. Isso, pois, grande parte baseia-se em informações pedológicas e geomorfológicas, não tendo correlação com as informações geotécnicas ou aplicações nas áreas de engenharia e planejamento urbano (ZUQUETTE; GANDOLFI, 2004).

Entre as metodologias de mapeamento geotécnico mais utilizadas no Brasil estão:

- Método do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT);
- Método das Formas de Relevo da USP.
- e Mapeamento para grandes áreas de Davison Dias (1995);



### 2.5.1 Metodologia do IPT

Esta metodologia é baseada no estudo de Prandini *et al.* (1995) que identifica as características geológicas e geomorfológicas de um local que possa estar sofrendo problemas ambientais, delimitando suas zonas uniformes e processos envolvidos para, então, encontrar soluções preventivas ou reparadoras a curto prazo.

Segundo Zuquette e Gandolfi (2004) e Miranda (2005) são produzidas pela metodologia IPT:

- **Cartas geotécnicas propriamente ditas**, que demonstram as limitações e potencialidades do terreno, além de definir as melhores formas de uso do solo;
- **Cartas de risco**, que definem o risco de ocupação da área estudada;
- **Cartas de susceptibilidade**, que definem gradualmente o risco de desencadeamento de fenômenos resultantes da ocupação urbana;
- e **Cartas de atributos ou de parâmetros**, que definem as regiões do terreno a partir de suas características geológicas ou geotécnicas.

O resultado desta metodologia são mapas que revelam problemas existentes ou previstos acarretados a partir da interação entre o meio físico e a ocupação urbana. Assim, colaboram para um melhor planejamento da ocupação dos solos nas áreas mais susceptíveis a desastres naturais e diminuem danos ambientais causados pela ação antrópica.

### 2.5.2 Mapeamento geotécnico por Formas de Relevo da EESC – USP

Esta metodologia tem como base os trabalhos feitos por Zuquette (1987) e Zuquette *et al.* (1997), posteriormente atualizado por Zuquette e Gandolfi (2004). Este método é baseado em formas de relevo ou “*landforms*” e tem como objetivos produzir documentos que auxiliem na ocupação urbana sem que o meio físico sofra consequências irreparáveis (MIRANDA, 2005). E delimitar áreas que apresentam feições de relevo uniformes através de geoprocessamento, análise de imagens aéreas e estudo *in loco* (HIGASHI, 2006).

Segundo Zuquette *et al.* (1997) os principais atributos a serem levantados durante o mapeamento geotécnico devem ser:

- **Substrato rochoso** (tipo rochoso, estruturas e processos);
- **Material inconsolidado** (origem, estruturas, processos, índices físicos e características químicas).

- **Águas** (superficiais e subterrâneas);
- **Geomorfologia** (morfometria e morfologia).

A partir da delimitação de áreas com relevos uniformes, integra-se esse resultado às litologias existentes no local, gerando um mapa de formas de relevo sobre as condições geotécnicas da área. Sendo assim, é gerado um mapa com escala entre 1:50.000 e 1:10.000 que, através das suas informações de comportamento geotécnico do local, colabora no planejamento urbano e identificação de áreas susceptíveis. (HIGASHI, 2006; ABREU; AUGUSTO FILHO, 2009).

### **2.5.3 Mapeamento geotécnico de grandes áreas de Davison Dias (1995)**

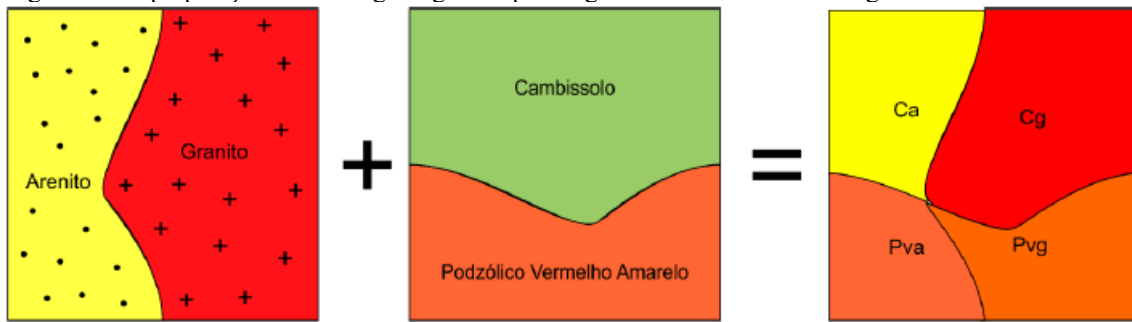
Os solos se originam a partir da combinação de cinco principais fatores: a natureza da rocha matriz, o clima da região, o intemperismo, a topografia e os processos orgânicos. Logo, ao definir o solo estudado é possível inferir qual a rocha matriz, a agente intempérie, o relevo do local e ação do meio físico no local.

Segundo Davison Dias (1995) o mapeamento geotécnico visa homogeneizar unidades territoriais através de conhecimento geotécnico do subsolo brasileiro. Devido às características climáticas e a variedade de rochas encontradas no território brasileiro, diferentes perfis de solos são formados através dos processos de pedogênese. Portanto, este método de mapeamento geotécnico visa associar as informações pedológicas, geológicas e do relevo de forma que a classificação final seja utilizada para o uso da Geotecnia (JÚNIOR, 2012).

Davison Dias (1995) delimita as unidades geotécnicas a partir das “ocorrências de solos com perfis de origem e características físicas e morfológicas semelhantes”. Essa estimativa dá-se através do cruzamento de cartas geológicas, que permitem inferir as características do horizonte onde ocorre a alteração da rocha, de cartas pedológicas, que permitem inferir as características dos horizontes superficiais, e de cartas topográficas, que delimitam as unidades (Figura 17).

Para classificar uma unidade geotécnica é utilizada a simbologia “XY” e “xy”. Assim, as letras maiúsculas correspondem à classificação pedológica do horizonte superficial. Enquanto isso, as letras minúsculas correspondem à geologia do horizonte de alteração da rocha.

Figura 17. Superposição de cartas geológicas e pedológicas delimitam as unidas geotécnicas.



Fonte: Müller, 2015.

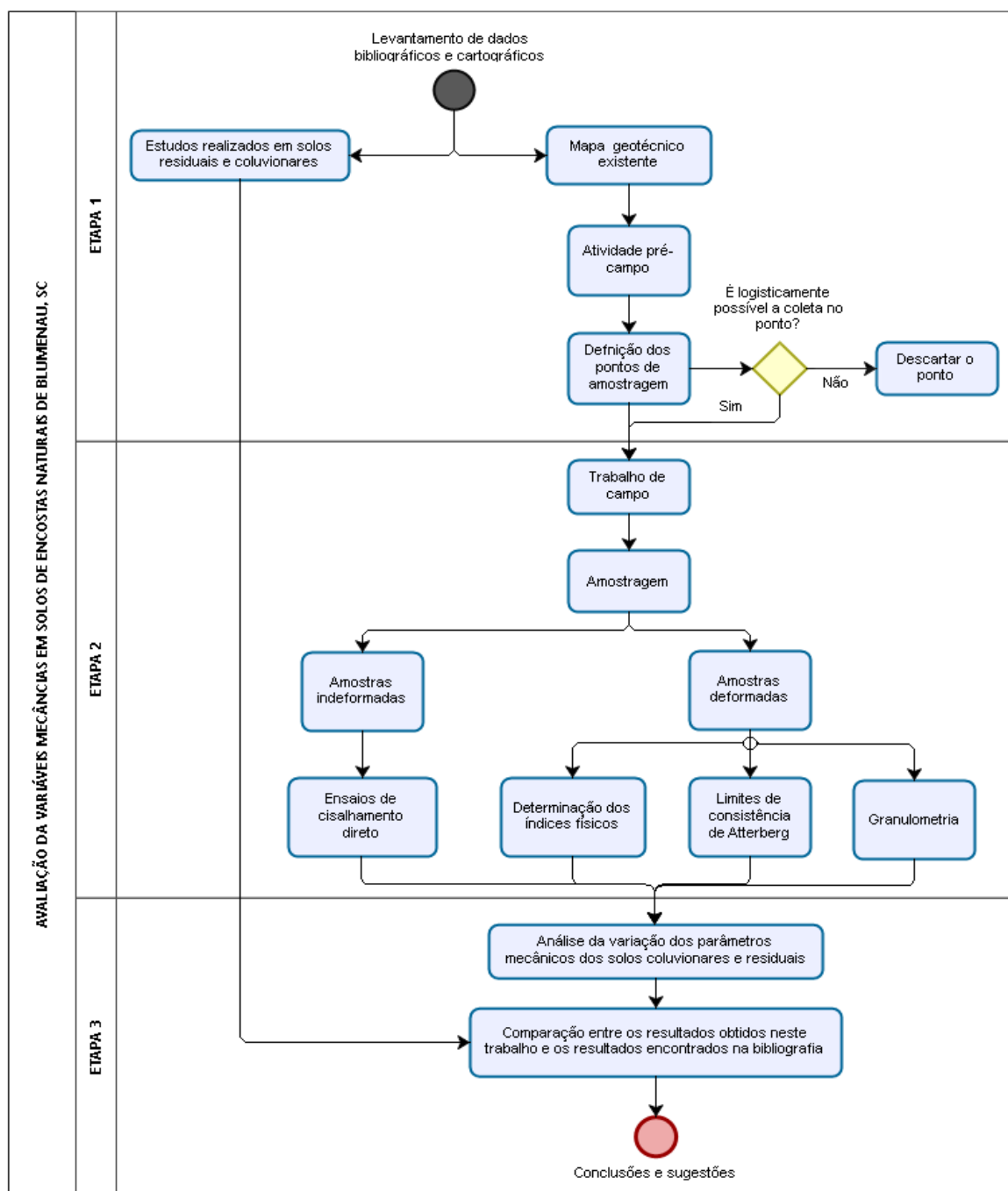
Segundo Higashi (2006), ao contrário das unidades pedológicas que são mais utilizadas na agronomia, as unidades geotécnicas visam estabelecer o comportamento do solo em obras de engenharia, mensurando o comportamento hidráulico e mecânico do material.

Dentre os trabalhos que já utilizaram esta metodologia e obtiveram bons resultados estão: Dias (1988), Orlandini (1991), Pinheiro (1991), Bastos (1991), entre outros.

### 3. METODOLOGIA

A metodologia desse trabalho pode ser explicada através do fluxograma da Figura 18. Os procedimentos metodológicos do trabalho envolveram a amostragem nos pontos e os ensaios de caracterização geotécnica e cisalhamento direto, além da análise e conclusão dos resultados.

Figura 18. Fluxograma da metodologia utilizada neste trabalho.



### 3.1 AMOSTRAGEM

As atividades de campo tiveram sua primeira etapa entre os dias 1 e 3 de setembro de 2017 e segunda etapa no dia 29 de setembro de 2017. Seguindo a NBR 9604/ ABNT (1986), foram coletadas amostras deformadas (aproximadamente 3 kg/ pacote) para os ensaios de caracterização do solo e amostras indeformadas para os ensaios de cisalhamento direto.

As amostras deformadas foram obtidas a partir da raspagem da camada coluvionar, portanto, sem preservar a estrutura original do material. A partir disso, foram colocadas em sacos plásticos fechados para que não houvesse perda de umidade de campo do material recolhido. Já as amostras indeformadas foram retiradas a partir da cravação de moldes metálicos utilizados no ensaio de cisalhamento direto. As amostras foram embaladas em filme plástico para que não ocorresse a diminuição de umidade e índice de vazios ou um possível dano na estrutura durante o transporte (Figura 19). Apesar da heterogeneidade granulométrica que caracteriza os solos coluvionares, a amostragem indeformada nesses materiais buscou ser realizada com a mínima presença possível de partículas maiores, como pedregulhos, e raízes.

Flach (2016) ao estudar solos residuais de granito, evidenciou que a coleta em diferentes horizontes pode causar discordâncias nas comparações de resultados com a bibliografia. Portanto, é importante salientar que neste trabalho não houve classificação dos horizontes.

Tanto para os solos coluvionares quanto residuais a amostragem foi realizada superficialmente, com profundidades variando de 1 m a 9 m. O estudo não avaliou a existência de características anisotrópicas dos solos.

Figura 19. Coleta (esquerda) e armazenamento (direita) das amostras indeformadas.



Fonte: Do autor, 2018.

As amostras deformadas e indeformadas foram armazenadas em sala úmida do Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS), UFSC, para que não houvesse perda de umidade de campo.

## 3.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Todos os ensaios de caracterização e cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal de Santa Catarina.

### 3.2.1 Ensaios de caracterização

Dentre os ensaios feitos para a caracterização geotécnica do solo estão o de determinação dos índices físicos e limites de Atterberg, além da análise granulométrica do material e peso específico dos grãos. Todos esses ensaios foram preparados seguindo a NBR 6457 da ABNT (1986).

#### 3.3.1.1 *Análise granulométrica*

A análise granulométrica seguiu a NBR 7181 da ABNT (1984), que a divide em uma fase de sedimentação (Figura 20a) e outra de peneiração (Figura 20b). O objetivo desse ensaio foi caracterizar o material a partir das dimensões de suas partículas.

Primeiramente, cerca de 1 kg de material foi passado na peneira com abertura de 2,0 mm. O material retido foi lavado, com o objetivo de tirar as partículas mais finas impregnadas e colocado na estufa para secar. Após secagem do material, foi realizado o peneiramento grosso.

Posteriormente, realizou-se o processo de sedimentação, em que se separou 120 g de cada material passante na peneira 2.0 mm. Finalizada a sedimentação, o material que estava na proveta foi lavado na peneira 0.075 mm e o que ficou retido foi transferido para estufa. Com o material seco foi realizado o peneiramento fino.

Figura 20. a) Ensaio de sedimentação; b) Peneiramento.



Fonte: Do autor, 2018.

### 3.3.1.2 Limites de Atterberg

Neste trabalho foram realizados os ensaios para se determinar o Limite de Liquidez e Plasticidade. As amostras foram destorroadas e passadas na peneira com abertura 0.42 mm. Para determinar o Limite de Liquidez (Figura 21) seguiu-se a NBR 6459 da ABNT (1984), enquanto que para o Limite de Plasticidade seguiu-se a NBR 7180 da ABNT (1984).

Figura 21. Ensaio de Limite de Liquidez.



Fonte: Do autor, 2018.

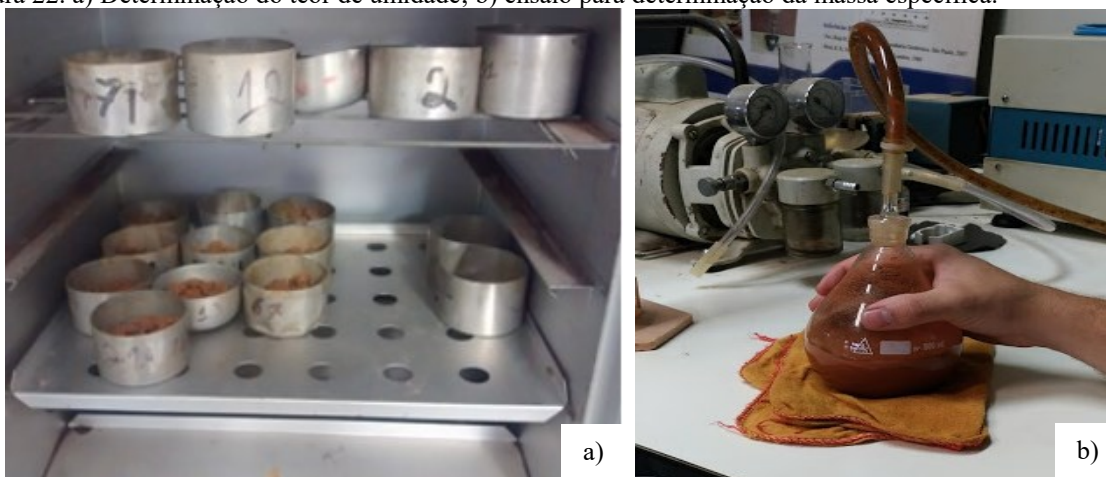
### 3.3.1.3 Índices físicos

Primeiramente separou-se três cápsulas com os respectivos solos de cada ponto para determinação do teor de umidade ( $w$ ) (Figura 22a). A partir disso, o material foi encaminhado à peneira de abertura 4.8 mm e do material passante foi determinado o peso específico real das



partículas ( $\gamma_s$ ). Neste ensaio, empregou-se a NBR 6508 da ABNT (1984) e foram utilizadas duas amostras com aproximadamente 60 gramas, um picnômetro de 500 cm<sup>3</sup> e bomba de vácuo com pressão de 66 cm de Hg para retirada do ar da mistura entre a água, o ar e os sólidos (Figura 22b).

Figura 22. a) Determinação do teor de umidade; b) ensaio para determinação da massa específica.



Fonte: Do autor, 2018.

### 3.2.2 Ensaio de cisalhamento direto

O equipamento utilizado permitiu ensaios com deformação controlada. Os moldes colocados nesse equipamento possuem dimensões de 102 mm por 102 mm de extensão e 20 mm de altura. A velocidade de cisalhamento, 0.307 mm/min, foi a mesma para todos os estágios de cisalhamento (Figura 23).

Figura 23. Equipamento para o ensaio de cisalhamento direto (esquerda) e moldes metálicos utilizados (direita).



Fonte: Do Autor, 2018.



Primeiramente os corpos de prova passaram por uma etapa de adensamento dentro da caixa metálica bipartida, em que se aplicou tensões normais conhecidas. Em seguida, o corpo de prova foi cisalhado sob a velocidade anteriormente citada, de modo que foi possível dissipar qualquer excesso de poropressão presente no corpo.

No total foram realizados três estágios de cisalhamento, sob três tensões normais diferentes: 33 kPa, 78 kPa e 128 kPa. Essas tensões normais foram utilizadas tendo em vista a profundidade de coleta.

#### 4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Blumenau é uma cidade localizada na mesorregião do Vale do Itajaí, Santa Catarina, região sul do Brasil. Ocupa uma área de aproximadamente 519,837 km<sup>2</sup>, onde 206,8 km<sup>2</sup> (39,8%) representam a área urbana e 313,0 km<sup>2</sup> (60,2%) representam a área rural.

O município tem seu limite ao norte com Jaraguá do Sul, ao oeste com Pomerode e Indaial, ao leste com Luiz Alves e Gaspar e ao sul com Botuverá. A rodovia BR-470 corta o município no sentido leste-oeste, enquanto que as rodovias SC-108 e SC-421 passam pela área urbana no sentido norte-sul.

##### 4.1 CONTEXTO SOCIAL

A mesorregião do Vale do Itajaí se caracterizou por uma forte imigração europeia, principalmente alemã e italiana. No caso do município de Blumenau, destaca-se a imigração alemã. Um dos grandes impactos desta leva imigratória foi a ocupação ao longo das margens do rio Itajaí-Açu e de seus afluentes.

Segundo Paula, Nodari e Espíndola (2014), em Blumenau, essa ocupação pode ser explicada pelo modelo alemão *Stadtplatz*, que se baseia no assentamento da população ao longo do curso do rio. Entretanto, as tentativas de sair das áreas de inundação e o aumento populacional resultaram no deslocamento de parte da população, principalmente das classes mais baixas, para as áreas de encostas de morro do município.

Em 2008, o Vale do Itajaí sofreu com um dos maiores desastres ambientais da história do país. Após longos períodos de chuva intensa, a rápida ascensão do nível d'água do rio Itajaí-Açu causou enchentes e deslizamentos em várias cidades do Vale do Itajaí. Segundo a Defesa Civil, 63 Municípios e mais de 1,5 milhões de pessoas foram afetadas, além de 135 mortes foram registradas. Economicamente, os desastres resultaram em gastos públicos na ordem de 4,75 bilhões de reais com o replanejamento urbano e reconstrução de rodovias, alojamentos, escolas e residências.

Portanto, é histórico a relação entre os desastres, principalmente inundações e deslizamentos, e a cidade de Blumenau.

## 4.2 MAPA GEOTÉCNICO, DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO

Neste tópico serão apresentadas as coordenadas geográficas e coordenadas UTM dos pontos de amostragem (Tabela 5) além dos seus respectivos mapas geotécnicos. Na Figura 24 e Figura 25 são apresentados o mapa de localização e geotécnico da cidade de Blumenau, respectivamente.

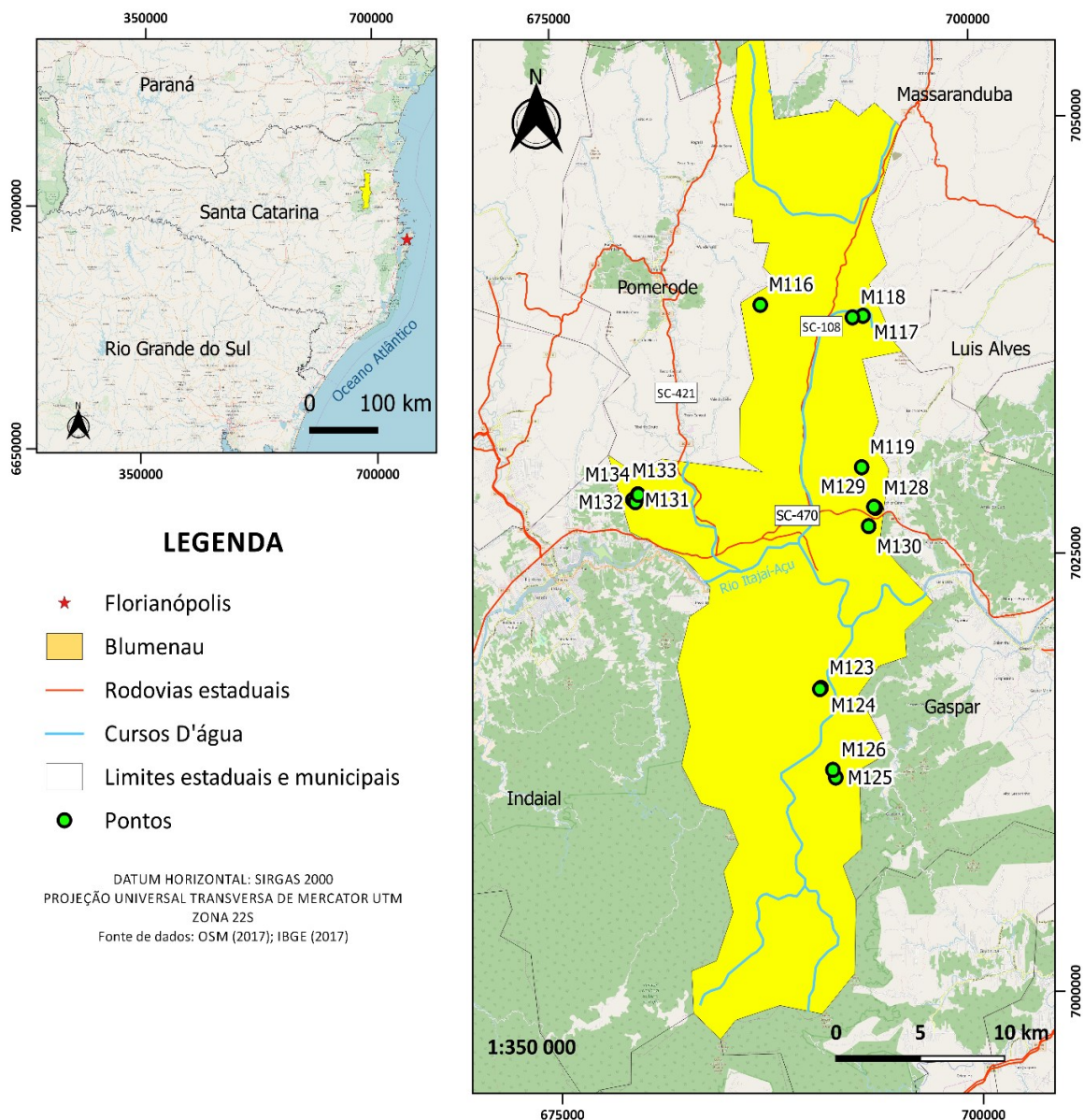
Tabela 5. Coordenadas geográficas e coordenadas UTM dos pontos de amostragem.

Pontos	Coordenadas Geográficas		UTM	
	Latitude (S)	Longitude (W)	Leste	Norte
M116	26°45'13.36"	49° 6'55.34"	0687409	7039455
M117	26°45'33.65"	49° 3'14.05"	0693513	7038738
M118	26°45'36.59"	49° 3'36.75"	0692885	7038657
M119	26°50'14.88"	49° 3'16.73"	0693307	7030084
M123	26°57'4.36"	49° 4'44.40"	0690695	7017519
M124	26°57'6.46"	49° 4'46.92"	0690625	7017455
M125	26°59'50.48"	49° 4'12.60"	0691494	7012393
M126	26°59'36.25"	49° 4'18.78"	0691331	7012833
M128	26°51'30.31"	49° 2'46.99"	0694092	7027750
M129	26°51'28.32"	49° 2'50.22"	0694004	7027813
M130	26°52'4.05"	49° 3'10.69"	0693670	7026718
M131	26°51'15.35"	49°11'30.18"	0679657	7028425
M132	26°51'19.71"	49°11'24.75"	0679805	7028288
M133	26°51'50.14"	49°11'19.48"	0679957	7028735
M134	26°51'60.06"	49°11'18.51"	0679983	7028706

Fonte: Elaboração do autor, 2018.

Destaca-se que alguns pontos no trabalho foram amostrados fora do perímetro do mapa geotécnico. Neles, procurou-se indicar litologias a partir de análise tátil-visual de afloramentos próximos e solo exposto.

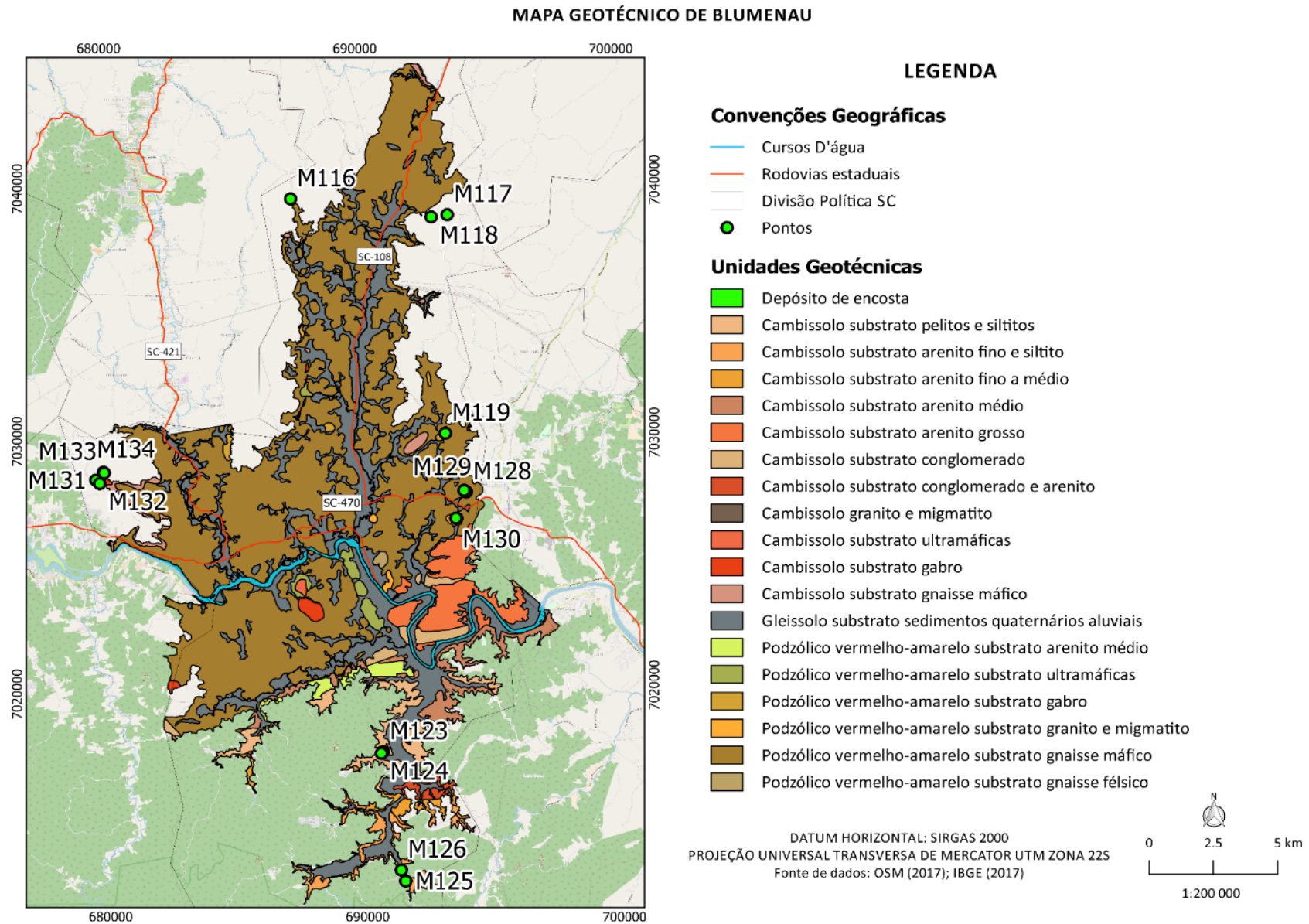
Figura 24. Mapa de localização do município de Blumenau com os pontos de amostragem indicados.



Fonte: Elaboração do layout do mapa: Do autor, 2018. Fonte de dados: Open Street Map, 2017; IBGE, 2017.

O mapa geotécnico foi produzido pelos projetos 79/13 e 80/13. Como explicado no Capítulo 2.5.3, na metodologia de Davison Dias (1995) as unidades geotécnicas são delimitadas a partir da superposição de cartas geológicas e pedológicas. Os projetos contam com equipes que realizam levantamentos geológicos e pedológicos. A partir disso são produzidos mapas geológicos e pedológicos com escalas de 1:10.000.

Figura 25. Mapa geotécnico de Blumenau.



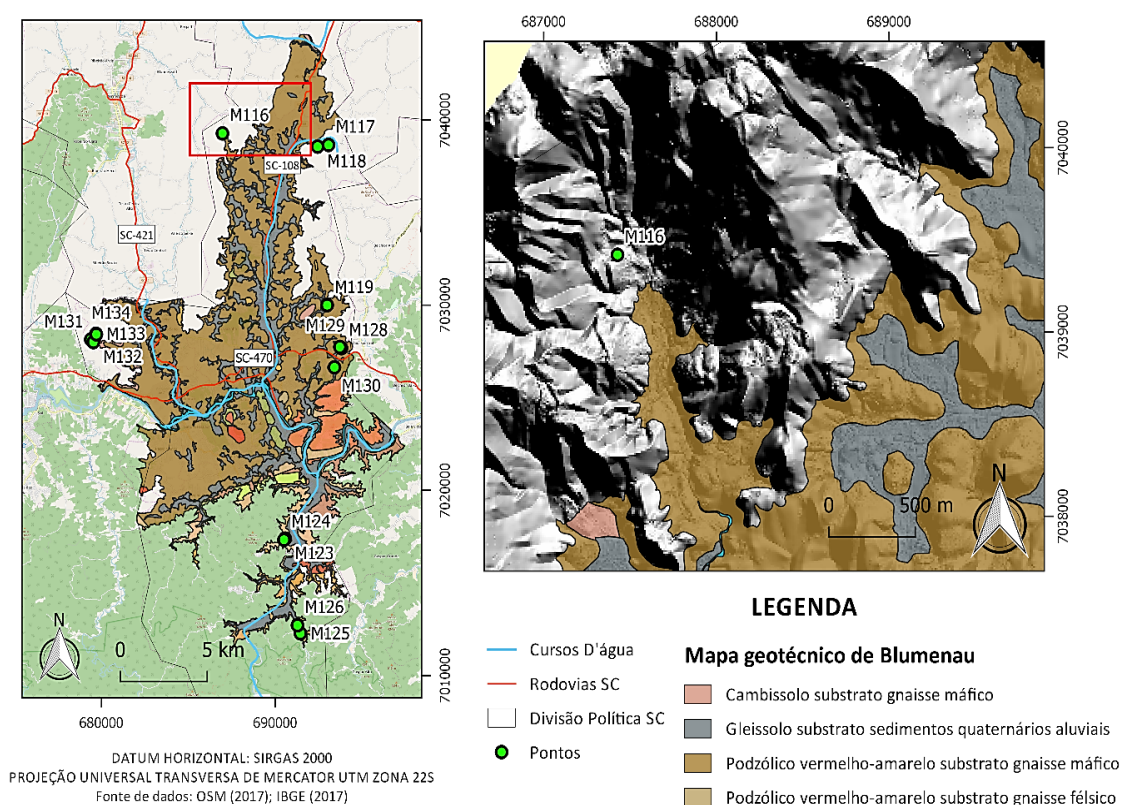
Elaboração do layout do mapa: do autor, 2018. Base de dados: Projetos 79/13 e 80/13, 2017; Open Street Map, 2017; IBGE, 2017.



### 4.2.1 Ponto M116

O ponto M116 encontra-se na região norte do município, no Bairro Itoupava Central, e ao oeste da SC-108 (Figura 26). Geomorfologicamente o ponto, que possui elevação de 116 m, está situado entre dois grandes morros com aproximadamente 290 m.

Figura 26. Mapa de localização e geotécnico do ponto M116.



Fonte de dados: Projetos 79/13 e 80/13, 2017; Open Street Map, 2017; IBGE, 2017.

Figura 27. Ponto de estudo M116.



Fonte. Do autor, 2018.

Apesar de estar próximo de uma unidade geotécnica com solos residuais gnáissicos máficos, observou-se *in loco* espessas camadas de solo residual de granito/migmatito (Figura 27).

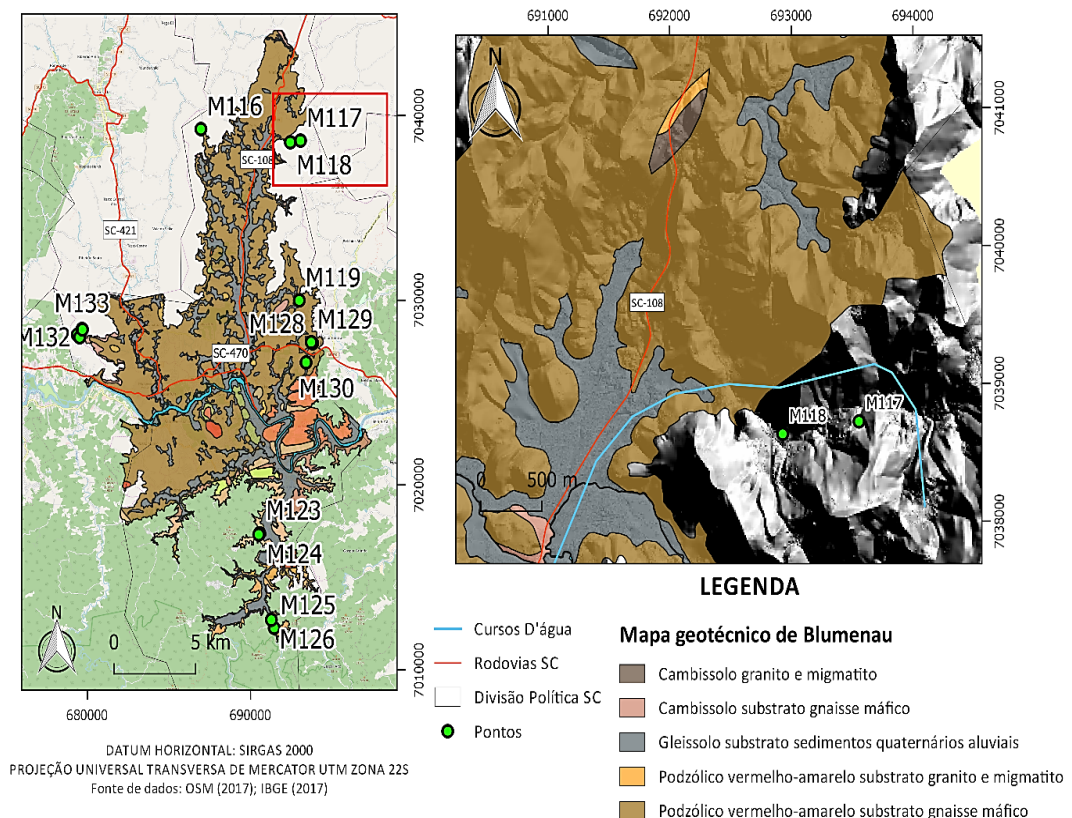
Dentre os pontos amostrados, esse foi o que possuiu maior profundidade de coleta, aproximadamente 9 m. Através de análise tato-visual, foi possível observar maiores granulometrias, o que pode estar diretamente associado à proximidade do solo residual com a rocha-mãe.

#### 4.2.2 Ponto M117

O ponto M117 está localizado na região norte do Município, no Bairro Itoupava Central, e a leste da SC-108. Seu acesso é por meio de estrada pavimentada, que liga esse ponto ao M118 (Figura 28).

O ponto possui cota de elevação de 169 m e nele foi encontrado depósito coluvionar de gnaise máfico. Um importante aspecto observado foi desenvolvimento avançado de vegetação, o que pode indicar um colúvio mais antigo (Figura 29).

Figura 28. Mapa de localização e geotécnico do ponto M117 e M118.



Fonte de dados: Projetos 79/13 e 80/13, 2017; Open Street Map, 2017; IBGE, 2017.



Figura 29. Ponto de estudo M117.



Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.3 Ponto M118

Ao seguir pela estrada ao oeste, é possível encontrar o ponto M118 (Figura 28). Nele, foi encontrada uma espessa camada solo residual de gnaiss máfico, cuja amostragem foi superficial. (Figura 30).

Figura 30. Ponto de estudo M118.



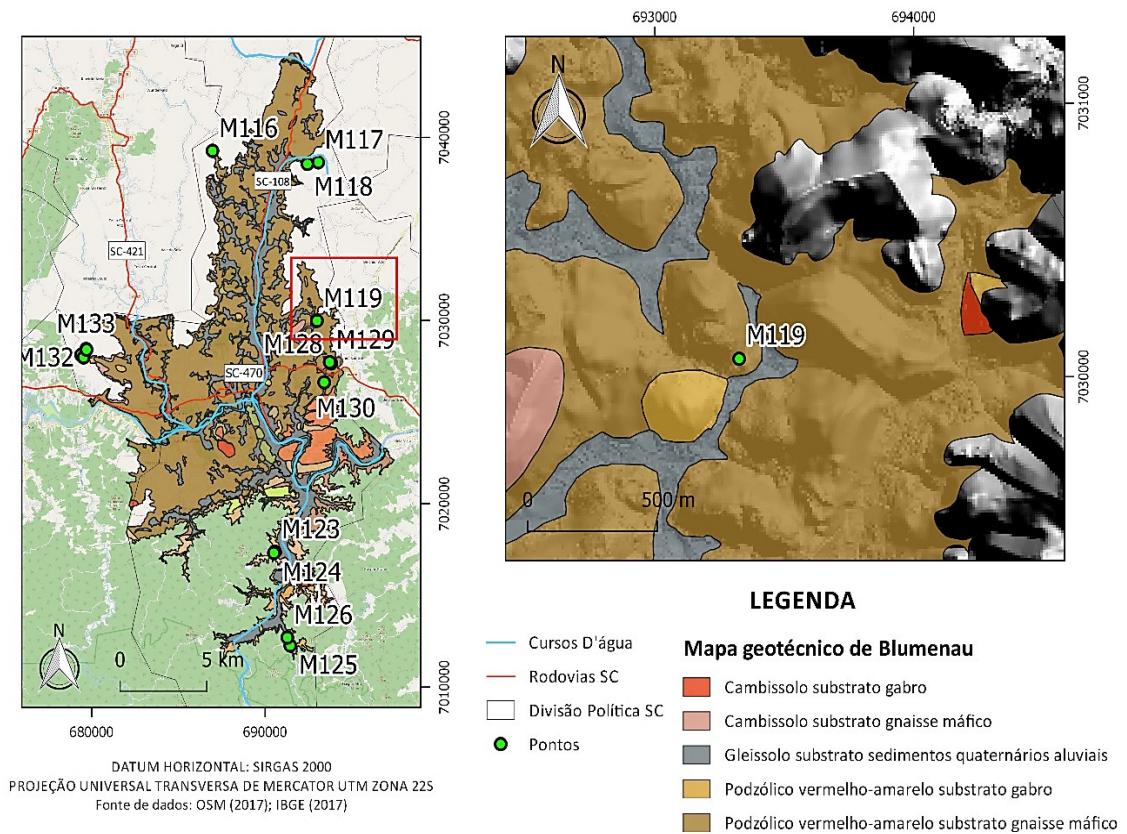
Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.4 Ponto M119

Localizado em propriedade privada no Bairro Fidélis, leste da SC-108, encontra-se o ponto M119 (Figura 31). Apesar de situar-se em uma unidade geotécnica com solo residual de gnaiss máfico, através de análise tátil-visual do solo e de afloramentos próximos, observou-se que se tratava de uma espessa camada de solo residual de gabro (Figura 32).



Figura 31. Mapa de localização e geotécnico do ponto M119.



Fonte: Mapa elaborado pelo autor com base de dados do *Open Street Map* (2017) e IBGE (2017).

Figura 32. Ponto de estudo M119.

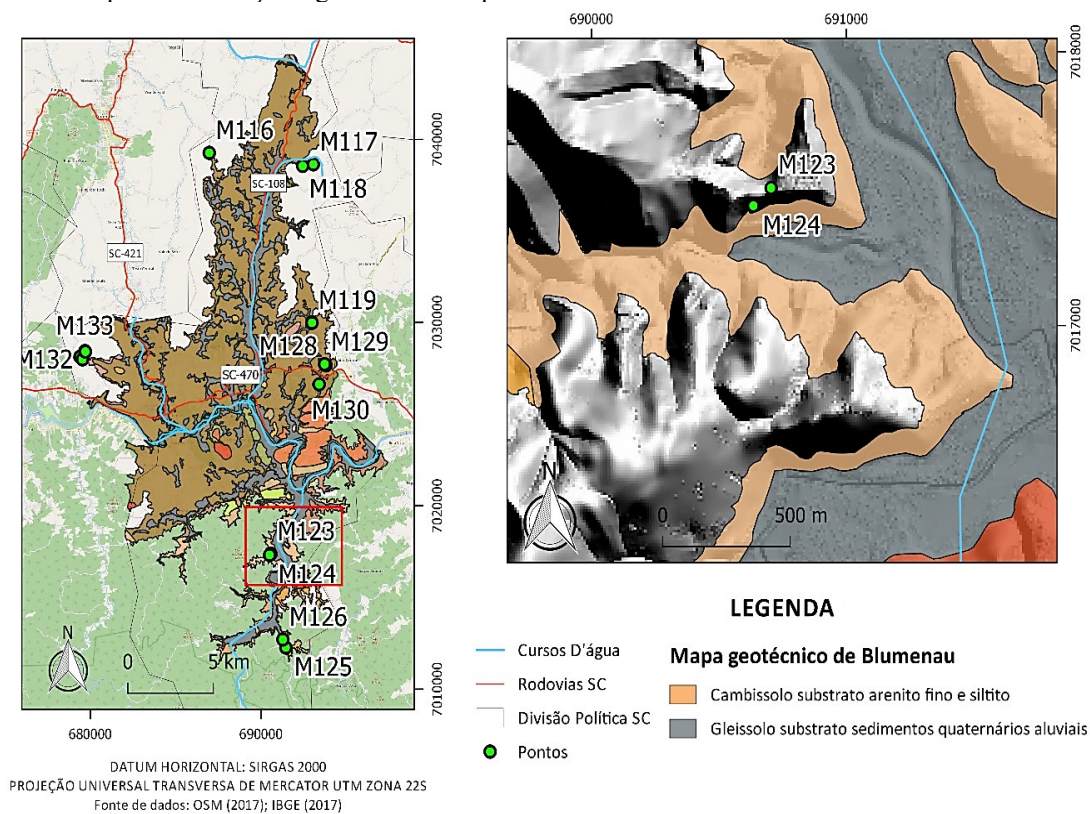


Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.5 Ponto M123

O ponto M123 (95 m de altitude) está localizado no Bairro Valparaíso, ao sul do Rio Itajaí-Açu, próximo a ocupações urbanas (Figura 33 e Figura 34). Nesse ponto, foram amostrados solos residuais de arenito fino/ siltito.

Figura 33. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M123 e M124.



Fonte: Mapa elaborado pelo autor com base de dados do *Open Street Map* (2017) e IBGE (2017).

Figura 34. Ponto de estudo M123.



Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.6 Ponto M124

A sudoeste da via que deu acesso ao ponto M123 é possível localizar o ponto M124 (Figura 33). A retirada de amostras de solos residuais de arenito fino/siltito foi realizada em calha ao lado de via secundária (Figura 35). Destaca-se a presença de atividade antrópica



através de cortes de taludes. Segundo relatos de moradores, essa região é vítima recorrente de deslizamentos de terra em períodos de chuva intensa.

Figura 35. Ponto de estudo M124.

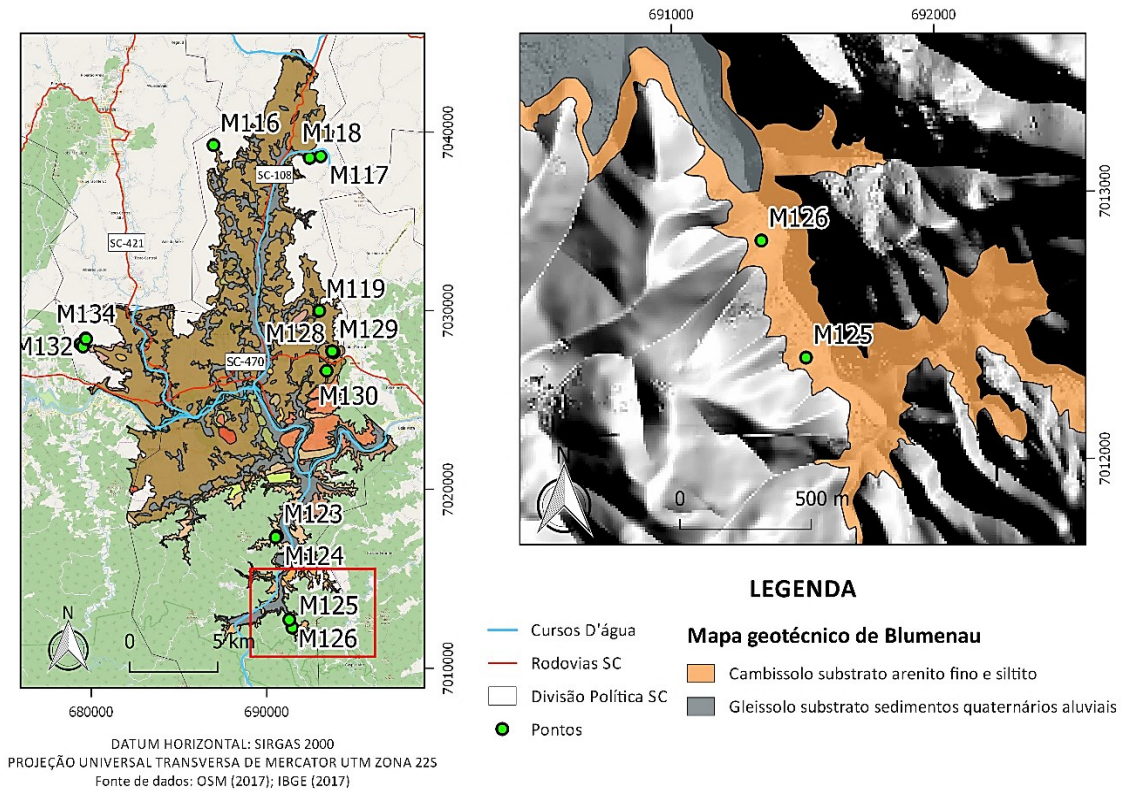


Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.7 Ponto M125

O ponto M125 localiza-se no bairro Progresso, sul do município de Blumenau, e pode ser acessado através da Rua Progresso.

Figura 36. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M125 e M126.



Fonte: Mapa elaborado pelo autor com base de dados do *Open Street Map* (2017) e IBGE (2017).

Figura 37. Ponto de estudo M125.



Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.8 Ponto M126

Próximo ao ponto M125 ao sentido norte da Rua Progresso, está localizado o ponto M126 (Figura 36). Este, caracteriza-se por apresentar uma camada de solo coluvionar com aproximadamente 5 m de altura.

Observou-se nesse ponto que o colúvio sofreu um corte para construção de uma pequena via que dá acesso às habitações do terreno (Figura 38). O desenvolvimento de horizontes no solo é mais avançado, o que pode indicar um colúvio mais antigo.

Figura 38. Ponto de estudo M126.



Fonte: Do autor, 2018.

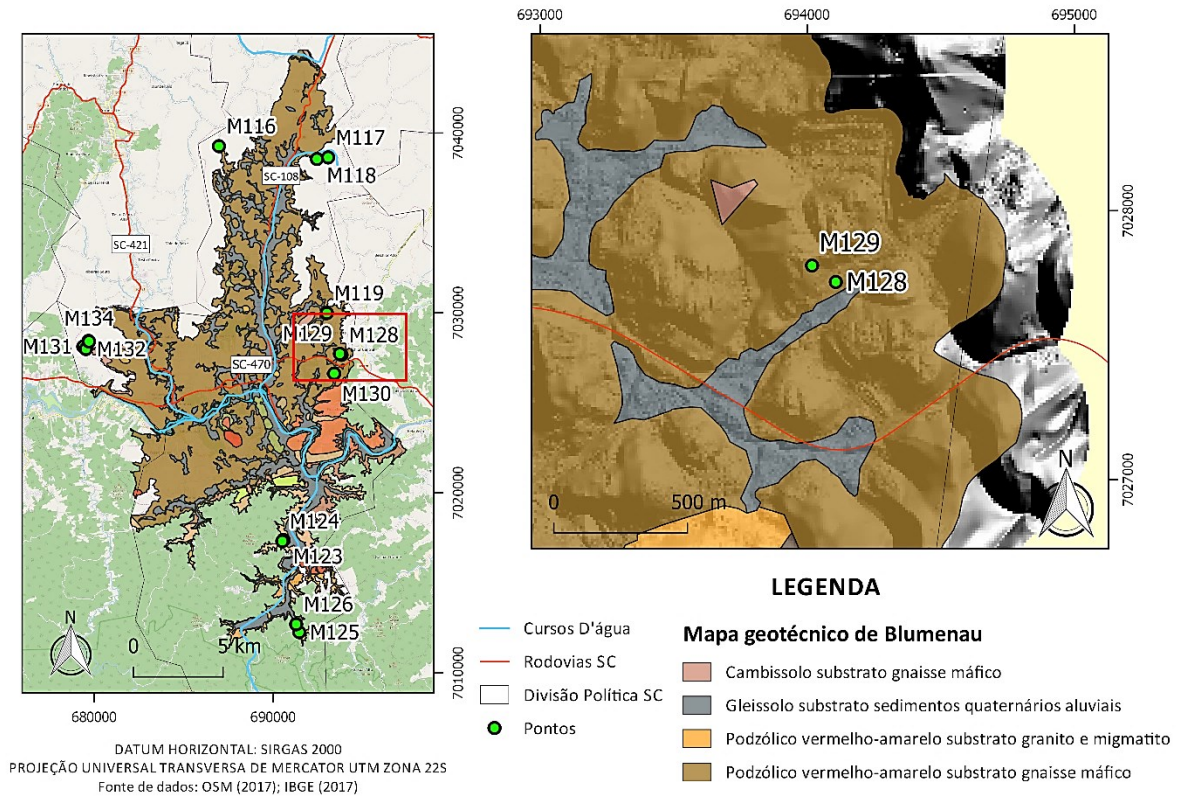
#### 4.2.9 Ponto M128

O ponto M128 está localizado no bairro Fortaleza, extremo leste do município de Blumenau e ao norte da BR-470 (Figura 39).



O local, que já foi alvo de deslizamentos, é caracterizado por apresentar uma espessa camada de solo coluvionar de gnaiss máfico com aproximadamente 5 m de espessura (Figura 40).

Figura 39. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M128 e M129.



Fonte: Mapa elaborado pelo autor com base de dados do *Open Street Map* (2017) e IBGE (2017).

Figura 40. Ponto de estudo M128.



Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.10 Ponto M129

O ponto 129 está localizado na mesma região, porém, em um local mais alto (Figura 39). Neste ponto foi possível observar, além de uma espessa camada solo residual de gnaiss máfico, houve um intenso processo erosivo no perfil de solo (Figura 41).

Figura 41. Ponto de estudo M129.

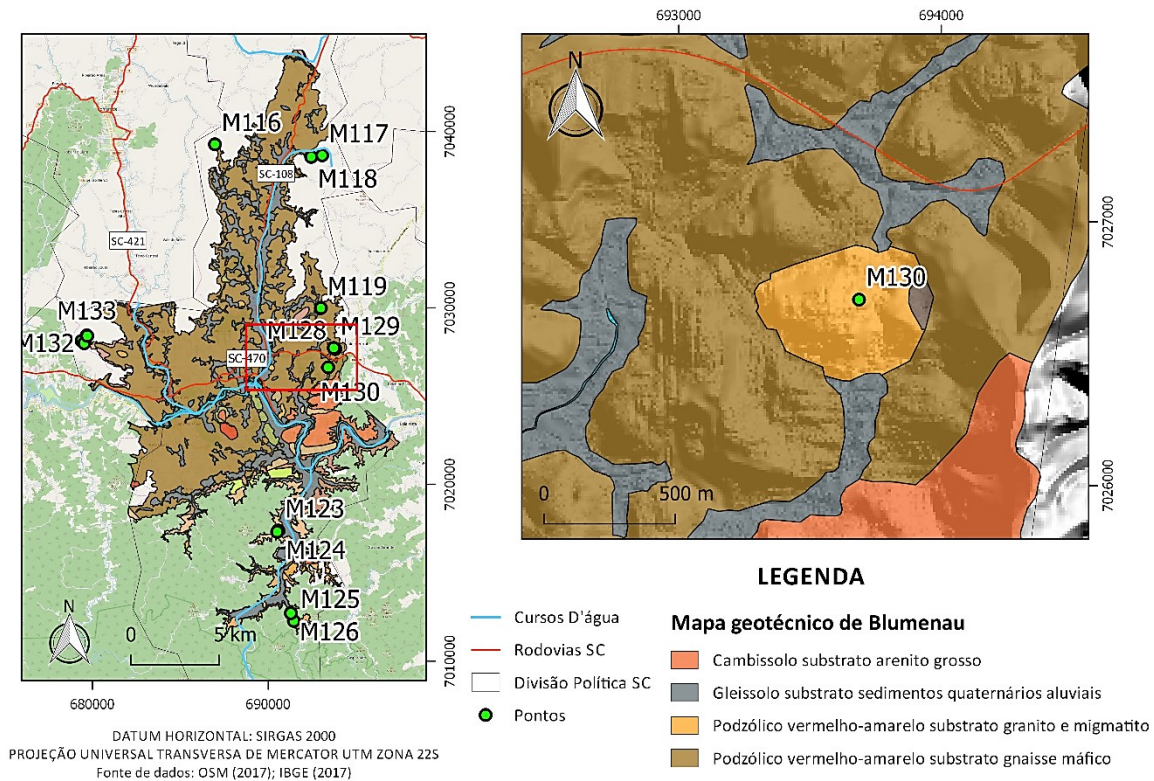


Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.11 Ponto M130

O ponto M130 está localizado em propriedade privada no Bairro Tribess.

Figura 42. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M130.



Fonte: Mapa elaborado pelo autor com base de dados do *Open Street Map* (2017) e IBGE (2017).



O ponto caracteriza-se por possuir uma espessa camada de solo residual de migmatito (Figura 43).

Figura 43. Ponto de estudo M130.

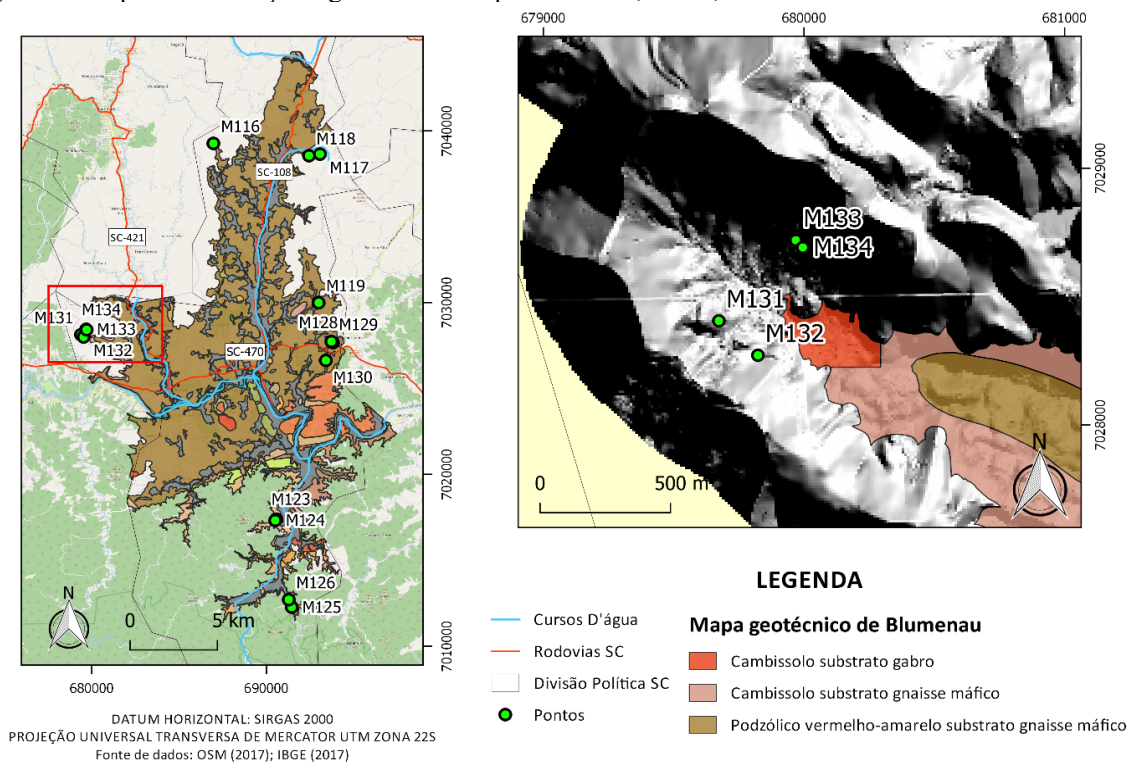


Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.12 Ponto M131

No bairro Testo Alto, extremo oeste do município e divisa com Indaial, encontra-se o ponto 131.

Figura 44. Mapa de localização e geotécnico dos pontos M131, M132, M133 e M134.



Fonte: Mapa elaborado pelo autor com base de dados do *Open Street Map* (2017) e IBGE (2017).

Apesar de estar próximo a um solo residual de gabro, observou-se que a camada se tratava de um solo residual de granito/migmatito. Sua espessura era de aproximadamente 4 m (Figuras Figura 44 e Figura 45).

Este ponto junto com os pontos 132, 133 e 134 caracteriza-se por estar em uma região cujo histórico de deslizamentos é conhecido. Geomorfologicamente essa região apresenta-se circundada por morros que chegam até 365 m de altitude.

Figura 45. Ponto de estudo M131.



Fonte: Do autor, 2018.

#### 4.2.13 Ponto M132

Com acesso por via local a sudeste do ponto 131 está localizado o ponto 132, classificado como solo residual de gabro (Figura 44 e Figura 46).

Figura 46. Ponto de estudo M132.



Fonte: Do autor, 2018.



#### 4.2.14 Ponto M133 e M134

Ao norte da Rua Ribeirão Schelters e com acesso através de via local, encontram-se os pontos 133 e 134 (Figura 44). Ambos os pontos representam solos coluvionares de gnaiss máfico, porém, em altitudes diferentes.

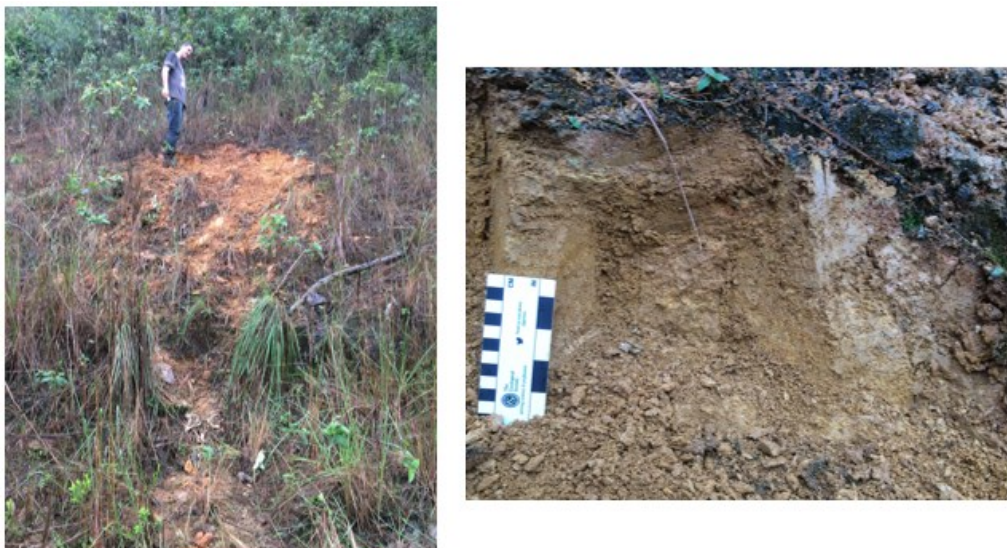
Figura 47. Ponto de estudo M133.



Fonte: Do autor, 2018.

O ponto 133 encontra-se em um local mais alto (158 m de altitude) e com difícil acesso devido à vegetação. Diferente do ponto 134 (153 m de altitude), cujo acesso foi facilitado pela proximidade à via local. No ponto 133 foi possível observar um solo de gnaiss máfico com coloração mais alaranjada, enquanto que no ponto 134 o solo possuía tons de marrom (Figura 47 e Figura 48).

Figura 48. Ponto de estudo M134.



Fonte: Do autor, 2018.

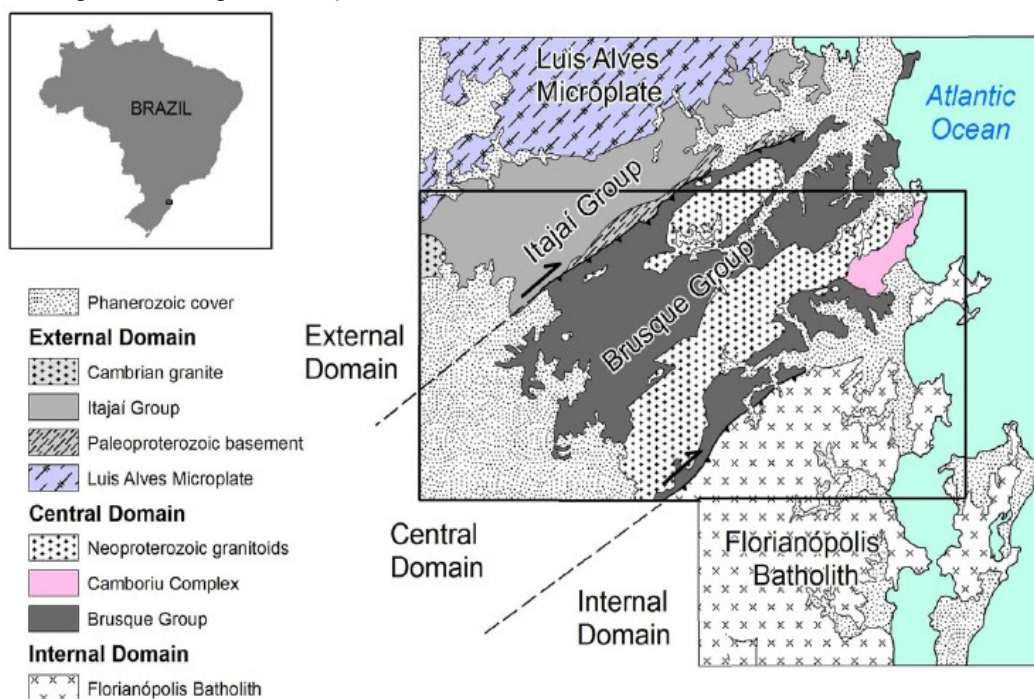
### 4.3 CONTEXTO GEOLÓGICO DA ÁREA

O município de Blumenau tem em seu contexto geológico a presença de quatro importantes unidades do estado de SC: o Complexo Granulítico de Santa Catarina, o Complexo Metamórfico Brusque, a Bacia do Itajaí e o Depósitos do Quaternário.

#### 4.3.1 Escudo Catarinense

A primeira compartimentação tectônica do Escudo Catarinense (EC) foi proposta por Basei (1985), que o dividiu em três grandes domínios: Interno, Intermediário e Externo. Segundo o autor, esses domínios são caracterizados por associações litológicas que refletem diferentes ambientes geradores, sendo limitados por duas Zonas de Cisalhamento: a Major Gercino (ZCMG) e a Itajaí-Perimbó (ZCIP).

Figura 49. Proposta de compartimentação tectônica do Escudo Catarinense.



Fonte: Basei *et al.*, 2011.

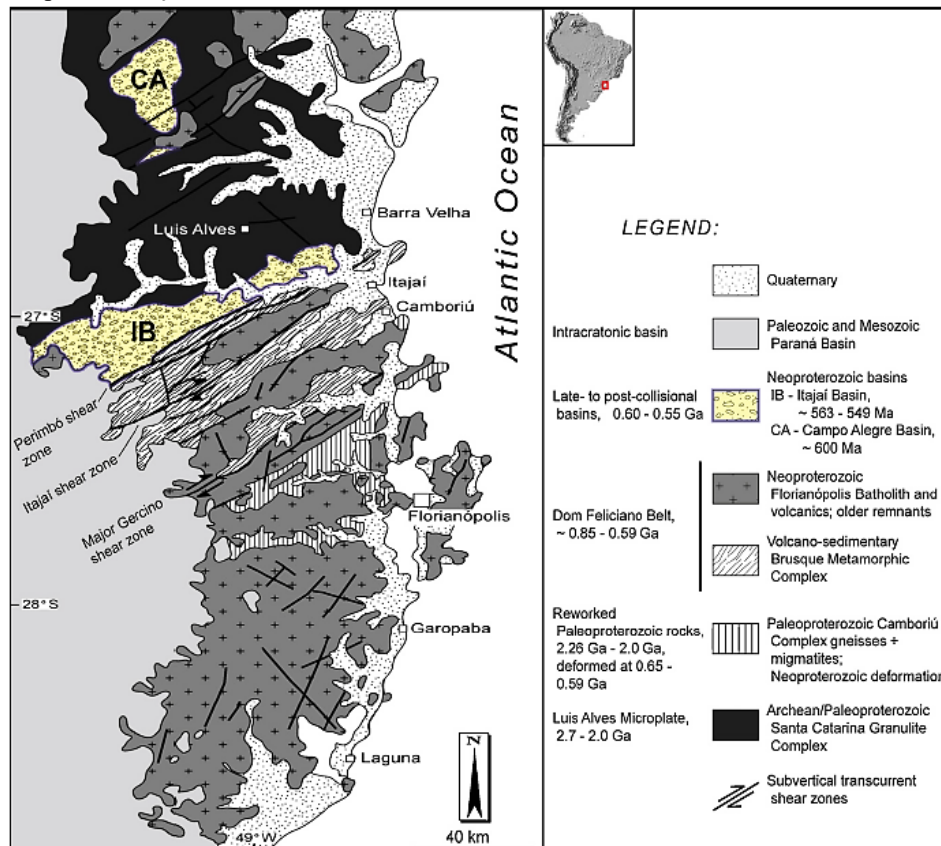
Segundo Basei (1985) e Basei *et al.* (2011) o Domínio Interno está ao sul da ZCMG e é representado pelos granitóides do Batólito Florianópolis. O Domínio Central está entre as ZCMG e ZCIP, e é composto pelo Complexo Metamórfico Brusque (CMB), Complexo Camboriú (CC) e granitóides neoproterozóicos. Por último, o Domínio Externo se encontra ao

norte da ZCIP e é composto, principalmente, pela Bacia do Itajaí e Microplaca Luis Alves, além de granitos Cambrianos e embasamento Paleoproterozóico (Figura 49).

Florisbal (2011) também propôs uma compartimentação para o EC seguindo a ideia de domínios, assim como Basei (1985). Entretanto, a autora evitou interpretações tectônicas que possam definir os domínios, optando por interpretações descritivas. Portanto, o escudo foi definido, também, em três domínios separados pelas Zonas de Cisalhamento Itajaí-Perimbó e Major Gercino: os domínios Norte, Central e Sul.

O Domínio Norte está ao norte da ZCIP e é composto pelo Complexo Granulítico de Santa Catarina (CGSC) e pelas bacias neoproterozóicas de Itajaí e Campo Alegre. O Domínio Central se encontra entre as duas zonas de cisalhamento e é composto pelas rochas metassedimentares do CMB, que ocupa a maior parte do domínio, e pelas rochas orto- e para-derivadas do Complexo Camboriú. Ainda neste domínio, há presença de corpos graníticos que intrudem o CMB, como o granito Itapema, Valsungana, Corre-Mar, entre outros. O Domínio Sul está ao sul da ZCMG e é composto pelas “rochas graníticas neoproterozóicas que compõem o Batólito Florianópolis e unidades mais antigas do Complexo Águas Mornas”, além das rochas metassedimentares do Complexo Queçaba.

Figura 50. Compartimentação do Escudo Catarinense.



Fonte: Guadagnin *et al.*, 2010.

Segundo Guadagnin *et al.* (2010) o Escudo Catarinense é composto por duas unidades tectônicas: um bloco paleoproterozóico, representado pelo Complexo Granulítico de Santa Catarina (Microplaca Luis Alves) e a borda deformada do cráton, o Complexo Camboriú (CC); e as unidades neoproterozóicas, que incluem o Cinturão Dom Feliciano, representado pelo Complexo Metamórfico Brusque (CMB) e Batólito Florianópolis (BF), e as Bacias do Itajaí e Campo Alegre. Segundo o autor, as zonas de cisalhamento têm papel importante na compartimentação dos terrenos, já que a Zona de Cisalhamento Perimbó separa o CGSC do Complexo Camboriú e cinturão móvel, enquanto a Zona de Cisalhamento Major Gercino separa o domínio supracrustal do granítico (Figura 50)

#### 4.3.2 Complexo Granulítico de Santa Catarina (CGSC)

Hartmann *et al.* (1979) foram os primeiros a definir a associação metamórfica de fácies granulito que se estendia do norte de Santa Catarina até o estado do Paraná como Complexo Granulítico de Santa Catarina. Este representa aproximadamente 6.000 km<sup>2</sup> de área exposta.

O CGSC (Figura 51) é composto principalmente por ortognaisses de afinidade TTG, além de possuir rochas metassedimentares e um considerável número de enclaves máfico-ultramáficos de diferentes tamanhos e formas (HARTMANN *et al.* 1979; CHEMALE; HARTMANN; SILVA, 1995; BASEI *et al.*, 1998).

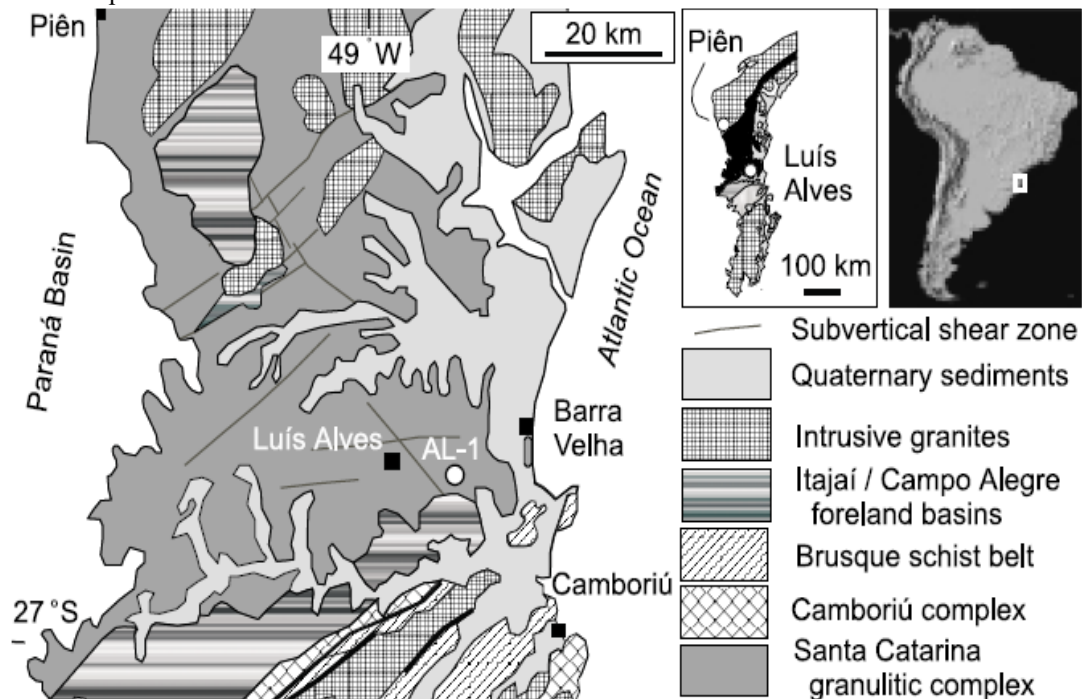
Hartmann *et al.* (2000) obtiveram idades U-Pb (SHRIMP) para zircões de granulitos entre 2.67 Ga e 2.17 Ga, que representam a primeira fase e a segunda fase do metamorfismo da fácies granulito, respectivamente. Para Basei *et al.* (2009) o primeiro evento de metamorfismo da fácies granulito teria ocorrido há  $2.35 \pm 0.1$  Ga, enquanto o segundo, de fácies anfibolito, teria ocorrido há  $2.0 \pm 0.1$  Ga. Estes autores concordam que o CGSC se estabilizou tectonicamente a partir de 1.9 Ga.

O CGSC apresenta, também, unidades neoproterozóicas como a Suíte Serra do Mar e as Bacias vulcanossedimentares de Itajaí e Campo Alegre. Esta última, possui similaridade litológica e proximidade geográfica com as Bacias de Corupá e Guaratubinha.

Segundo Basei *et al.* (2009) o CGSC representa um terreno exótico que foi envolvido por uma série de subduções que resultaram no fechamento de oceanos que estavam entre grandes massas cratônicas, como Rio de la Plata, Paranapanema, Congo e Kalahari.



Figura 51. Complexo Granulítico de Santa Catarina.



Fonte: Hartmann *et al.*, 2000.

#### 4.3.3 Complexo Metamórfico Brusque

O Complexo Metamórfico Brusque (SILVA; DIAS, 1991) está localizado no domínio central do Escudo Catarinense. Caracteriza-se por ser uma faixa com orientação NE-SW e aproximadamente 75 km de extensão e 45 km de largura máxima (PHILIPP *et al.*, 2004). Encontra-se limitada tectonicamente pela ZCIP e ZCMG a noroeste e sudeste, respectivamente. Em relação às unidades adjacentes, faz contato com o CGSC (norte), Bacia do Itajaí (noroeste) e Batólito Florianópolis (sul).

Devido à complexa estruturação atual, o CMB possui diferentes classificações litológicas. Segundo a Philipp *et al.* (2004) o CMB possui cinco sequências: as sequências metassedimentares clásticas, clásticas-químicas e químicas, e as sequências vulcanogênicas básicas e magnesianas. Basei *et al.* (2011), através de trabalhos de campo na escala 1:100.000, dividem o CMB em três formações:

- A Formação Rio do Oliveira (base), que representa a fase de rifte e há o predomínio de rochas metavulcânicas;
- A Formação Botuverá, que é formada por rochas metassedimentares;
- A Formação Rio da Areia (topo), que é composta por rochas metavulcânicas e carbonáticas.

Basei *et al.* (2011) identificam quatro fases de deformação (D<sub>1</sub> a D<sub>4</sub>), que foram responsáveis pela evolução tectônica do CMB. Segundo Campos (2011), as duas primeiras fases (D<sub>1</sub> e D<sub>2</sub>) estão relacionadas ao evento de colisão brasileira e foram capazes de gerar deformação dúctil, estruturas de baixo ângulo, além de metamorfismo de fácies xisto verde inferior a anfíbolito inferior-médio. As duas últimas fases (D<sub>3</sub> e D<sub>4</sub>) estão relacionadas aos eventos transcorrentes nas zonas de cisalhamento adjacentes. Estas fases geraram deformação dúctil-rúptil, com registros estruturais de alto ângulo e rochas ocorrendo na fácies xisto verde inferior.

Segundo Philipp *et al.* (2004), dois grandes eventos de magmatismo granítico foram responsáveis pela ocorrência de intrusões graníticas no CMB. O primeiro evento está associado à evolução metamórfica do complexo e é caracterizado pela intrusão de leucosienogranitos concordantes à xistosidade principal (S<sub>2</sub>). De acordo com Philipp e Campos (2010) estes corpos sugerem possível magmatismo sin-tectônico. O segundo evento está associado à evolução das zonas de cisalhamento Major Gercino e Itajaí-Perimbó. Neste evento, ocorreu a intrusão dos Granitos Valsungana e Serra do Macacos, cujas relações estruturais colocam o desenvolvimento de ambos como posterior ao da foliação metamórfica principal (S<sub>2</sub>). Além disso, a colocação desses dois granitos “gerou a cornubianitos em condições metamórficas variáveis entre a fácies albita-epidoto cornubianito e a fácies piroxênio cornubianito” (PHILIPP *et al.*, 2004).

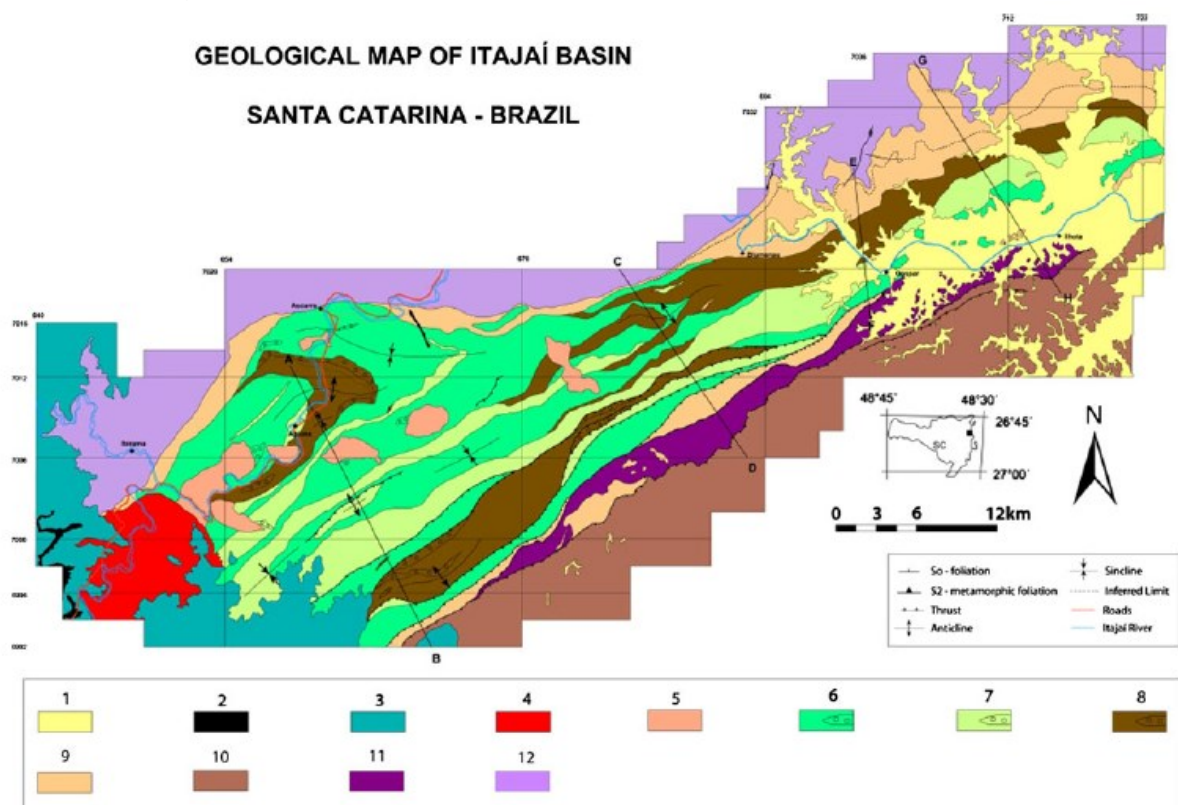
Philipp *et al.* (2004) identificaram três tipos distintos de metamorfismo (M<sub>1</sub> a M<sub>3</sub>) responsáveis pela evolução metamórfica do CMB. Os dois primeiros eventos (M<sub>1</sub> e M<sub>2</sub>) estão relacionados ao metamorfismo regional orogênico devido ao fechamento da bacia por colisão continental no Ciclo Brasileiro. Esta colisão foi responsável pela “formação da foliação S<sub>2</sub>, por uma lineação mineral e/ou estiramento na direção E-W, dobras recumbentes e zonas de cisalhamento paralela a S<sub>2</sub>. O evento M<sub>3</sub> está relacionado ao metamorfismo de contato causado pelas intrusões dos granitos Valsungana e Serra dos Macacos, que geraram auréola de contato e formaram rochas cornubianíticas. Este metamorfismo de contato teria ocorrido sob condições entre fácies albita-epidoto cornubianito e piroxênio cornubianito.

Segundo Basei *et al.* (2011) é possível construir a evolução do CMB ao Neoproterozóico, com a fase de rifte começando entre 940 e 840 Ma e a sedimentação ocorrendo até 640 Ma. A partir disso, as fases de metamorfismo e deformação teriam afetado o complexo. Há 600 ± 10 Ma as intrusões graníticas teriam gerado a foliação S<sub>2</sub>, principal foliação das rochas do CMB, e as aureolas de contato.

#### 4.3.4 Bacia do Itajaí

A Bacia do Itajaí (Figura 52) é a segunda maior bacia do Sistema Mantiqueira e possui aproximadamente 1.200 km<sup>2</sup> de área exposta, além de 10.000 m de espessura de camadas sedimentares preservadas (TEIXEIRA *et al.*, 2004). A bacia possui orientação NE-SW, além de estar paralela às principais estruturas dúcteis do embasamento metamórfico (ALMEIDA *et al.*, 2010). Encontra-se limitada pela Zona de Cisalhamento Itajaí-Perimbó e adjacente ao Complexo Metamórfico Brusque ao sul, enquanto que a norte é limitada pela Zona de Cisalhamento Blumenau e adjacente ao Complexo Granulítico Santa Catarina. A Bacia do Paraná e os sedimentos quaternários encontram-se adjacentes à bacia a oeste e a leste, respectivamente.

Figura 52. Mapa geológico da Bacia do Itajaí. 1 Quaternário; 2 Soleira básica; 3 Bacia do Paraná; 4 Granito cambriano Subida; 5 Vulcânicas Apiúna; 6 Formação Ribeirão do Bode; 7 Formação Ribeirão Neisse; 8 Formação Ribeirão Carvalho;

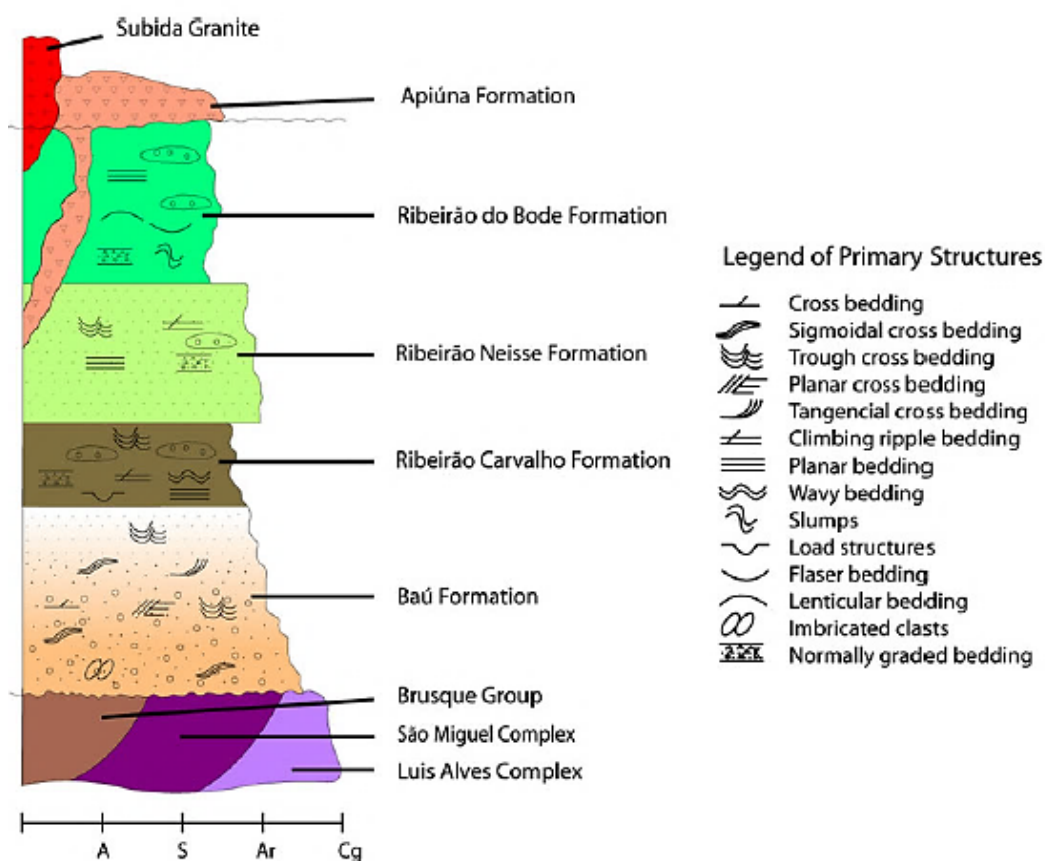


Fonte: Basei *et al.*, 2011b.

Com o avanço dos estudos na área, alguns modelos de deformação da bacia foram publicados, como o de Krebs *et al.* (1990), Rostirolla *et al.* (1992a) e Schroeder (2006). Krebs *et al.* (1990) explicam que a Bacia passou primeiramente por uma fase transtensiva e, posteriormente, por fase transpressiva. Rostirolla *et al.* (1992a) identificaram duas fases de

deformação, sendo a primeira por regime compressivo, que desenvolveu falhas reversas com direção NE, dobras assimétricas com vergência para NW e falhas transcorrentes sinistras (NE) e dextras (NW). A segunda fase é marcada por uma intensidade menor que a primeira, além de reativação distensiva e inversão da cinemática apresentada pelas estruturas na primeira fase. Schroeder (2006) apresenta o principal evento de deformação como transpressivo, que gerou estruturas que condicionaram os pacotes sedimentares, e um segundo evento de deformação, que reativou as falhas transcorrente sinistras do principal evento de deformação e inverteu sua cinemática para dextral.

Figura 53. Coluna estratigráfica da Bacia do Itajaí.



Fonte: Basei *et al.*, 2011b.

Basei *et al.* (2011b) subdividiram a coluna estratigráfica da BI, da base para o topo, nas formações Baú, Ribeirão Carvalho, Ribeirão Neisse, Ribeirão do Bode e Apiúna (Figura 53). Onde:

- A Formação Baú é composta por ortoconglomerados polimíticos e arenitos de sistemas fan deltaicos;



- A Formação Ribeirão Carvalho é constituída por ritmitos de arenitos finos a grossos e folhelhos, ambos resultantes de contribuição turbidítica proximal;
- A Formação Ribeirão Neisse, que faz contato gradacional com a Formação Ribeirão Carvalho, é composta por arenitos arcoseanos médio a grossos;
- A Formação Ribeirão do Bode representa a porção sedimentar mais jovem da Bacia do Itajaí e é constituída por siltitos que alternam com níveis mais argilosos e arenosos;
- No topo da coluna estratigráfica, apresenta-se a Formação Apiúna composta por riolitos e o Granito Subida.

Guadagnin *et al.* (2010), pelo método U-Pb, obtiveram as idades de  $563 \pm 3$  Ma e  $549 \pm 4$  Ma para o limite inferior e superior de sedimentação, respectivamente. Basei *et al.* (2011b), através de datação U-Pb SHRIMP em zircões, obtiveram  $596 \pm 10$  Ma para o limite inferior de sedimentação. Os autores publicaram a idade U-Pb de  $558 \pm 6,6$  Ma para o vulcanismo félsico da Formação Apiúna, que indicaria, também, o limite superior da sedimentação. Neste mesmo trabalho, o Granito Subida foi datado pelo método U-Pb com  $520 \pm 5,5$  Ma, representando o mais jovem granitóide anorogênico reconhecido na região.

#### 4.3.5 Depósitos do Quaternário

Esta unidade é representada por depósitos aluvionares que segundo Iglesias *et al.* (2011) são compostos por “areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-argiloso, em calhas de rios e planícies de inundação”.

#### 4.4 CLIMA

A análise das características climáticas de uma região é essencial para a interpretação das condicionantes de movimentos de massa e da formação e comportamento dos depósitos de encostas e seus materiais. A precipitação é o principal responsável por grande parte das reações químicas que desenvolvem o solo de uma região, além de erodir e transportar material dentro do mesmo solo. Outro fator climático importante é a temperatura, que influencia

reações químicas, causa o intemperismo físico que rompe rochas e minerais, além de controlar a precipitação da área (FREIRE, 2006).

Santa Catarina, por conta da sua localização, a precipitação pluviométrica ocorre de maneira bem distribuída durante o ano. Porém, devido ao relevo do Estado, a ocorrência das chuvas é diferenciada para distintas áreas. Por exemplo, nos locais próximos as encostas, há uma interferência direta destes locais na elevação do ar úmido e na formação de nuvens que permitem um alto volume de precipitação no local (MONTEIRO, 2001).

Segundo Peron, Maar e Netto (2011) a atuação das massas de ar intertropicais e polares influenciam diretamente no clima de Santa Catarina. A combinação dessas massas define o clima no estado como mesotérmico, ou seja, predominantemente subtropical. A classificação climática de Köppen, a mais utilizada no mundo, define dois subtipos climáticos em SC: Cfa e Cfb.

A cidade de Blumenau está localizada na mesorregião do Vale do Itajaí, que está dentro do subtipo climático Cfa (Figura 54). Este é caracterizado por um clima mesotérmico úmido com chuvas bem distribuídas e verão quente.

Figura 54. Classificação de Köppen para o estado de Santa Catarina.



Fonte: Disponível em: < <https://carlosrabello.org/geografia/geografia-de-sc/clima/> > Acesso em maio 2018.

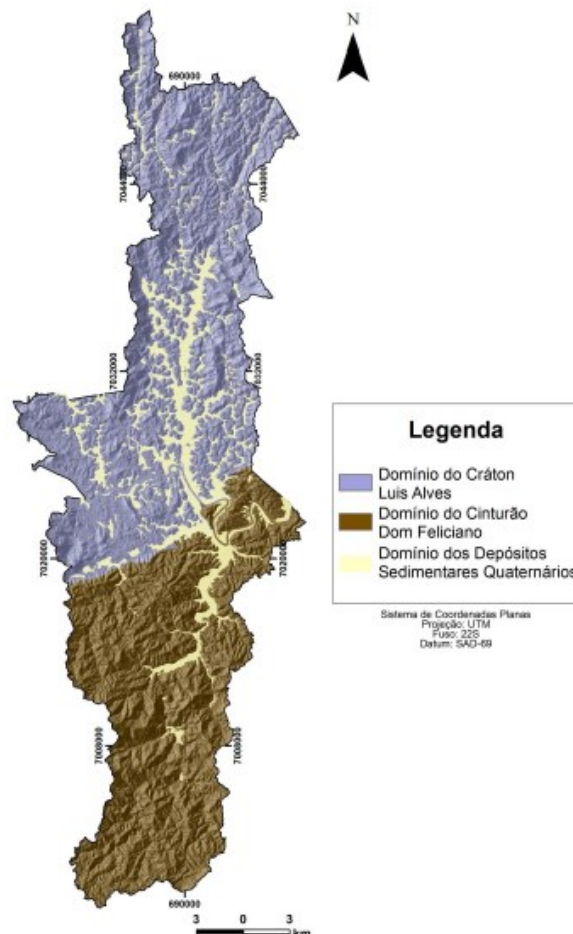
#### 4.5 RELEVO

O relevo tem influência direta no clima, na sequência de solos formados de uma área e na velocidade dos movimentos de massa devido à declividade e altitude. Blumenau se caracteriza por ter sua área representada, em grande parte, por maciços do Complexo

Granulítico de Santa Catarina, Complexo Metamórfico Brusque e Bacia do Itajaí. Além disso, há a presença de planícies preenchidas por depósitos aluvionares.

As planícies aluviais correspondem a porção central da cidade e são cortadas pelo Rio Itajaí-Açu, que funciona como nível base do local. Essa área encontra-se encaixada entre duas regiões mais elevadas, onde: a norte, encontram-se os maciços que representam o CGSC; a sul, rochas que representam o CMB e BI. A região sul apresenta maior dissecação devido a processos erosivos que a norte, além de apresentar encostas com maiores declividades e vales fechados e profundos. IBGE (2009 *apud* POZZOBON, 2013) denomina essas regiões norte e sul de Domínios morfoestruturais do Cráton Luis Alves e Cinturão Dom Feliciano, respectivamente (Figura 55).

Figura 55. Mapa dos domínios morfoestruturais do município de Blumenau.



Fonte: Pozzobon, 2013.

O aspecto climático foi determinante na modelagem da paisagem e contribuiu nos processos erosivos fluviais e nas oscilações climáticas de longa duração no período quaternário. (IBGE, 2002b *apud* POZZOBON, 2013).

## 5. ANÁLISE DE RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico são apresentados os resultados e discussões para os pontos de estudo do trabalho. Todos os resultados foram originados a partir de ensaios de caracterização geotécnica do solo e cisalhamento direto.

### 5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO

Ao todo foram analisados e identificados quinze pontos, nos quais dez foram de solos residuais e cinco de solos coluvionares. As metodologias aplicadas foram descritas no Capítulo 3. Os pontos foram identificados de acordo com a nomenclatura do projeto 79/13 e 80/13, ou seja, a letra “M” seguida do ponto de amostragem.

#### 5.1.1 Índices físicos

Na Tabela 6 são apresentados os índices físicos para cada litotipo encontrado. Dentre os índices físicos determinados estão a massa específica dos sólidos ( $\gamma_s$ ), massa específica natural ( $\gamma_{nat}$ ), massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ), teor de umidade natural ( $w$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ) e grau de saturação ( $S_r$ ).

Tabela 6. Índices físicos e litotipos das amostras.





Ponto	Litotipos	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	S <sub>r</sub> (%)	e	n
M116	Residual de granito/migmatito	2.69	2.05	1.90	7.76	49.49	0.42	0.29
M117	Coluvionar de gnaiss máfico	2.76	1.51	1.09	38.89	69.39	1.54	0.61
M118	Residual de gnaiss máfico	2.63	1.87	1.55	20.43	77.59	0.69	0.41
M119	Residual de gabro	2.68	1.47	1.03	42.23	71.94	1.60	0.62
M123	Residual de arenito fino/siltito	2.62	1.68	1.40	20.09	60.91	0.87	0.47
M124	Residual de arenito fino/siltito	2.67	1.88	1.45	29.88	94.72	0.84	0.46

Ponto	Litotipos	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	Sr (%)	e	n
M125	Residual de arenito fino/siltito	2.62	1.80	1.40	21.24	63.53	0.87	0.47
M126	Coluvionar de arenito fino e siltito	2.63	1.78	1.44	23.94	66.90	0.83	0.45
M128	Coluvionar de gnaiss máfico	2.71	1.69	1.20	41.70	90.00	1.26	0.56
M129	Residual de gnaiss máfico	2.69	1.55	1.17	37.06	76.84	1.30	0.57
M130	Residual de migmatito	2.70	1.48	1.18	24.45	51.29	1.29	0.56
M131	Residual de granito/migmatito	2.62	1.71	1.43	19.85	62.40	0.83	0.45
M132	Residual de gabro	2.66	1.72	1.30	31.78	81.26	1.05	0.51
M133	Colúvio de gnaiss máfico	2.70	1.67	1.27	32.05	76.54	1.13	0.53
M134	Colúvio de gnaiss máfico	2.68	1.66	1.20	37.61	81.31	1.23	0.55

Fonte: Do autor, 2018.

Serão apresentados nos próximos capítulos, em forma de gráficos, os valores de cada tipo de solo e seus respectivos desvios padrões. De forma a facilitar a compreensão e análise, as litologias foram representadas por cores. Estas foram baseadas nas cores padrões para litologias utilizadas pela *United States Geological Survey* (ou Serviço Geológico dos Estados Unidos), a USGS. Assim:

Quadro 4. Cores padrões utilizadas para representação das litologias nos gráficos de análise.

	Granito/Migmatito e Migmatito
	Gnaiss máfico
	Gabro
	Arenito Fino/ Siltito

Fonte: *United States Geological Survey* (USGS). Disponível em <<https://mrdata.usgs.gov/catalog/lithrgb.txt>>.

### 5.1.1.1 Solos residuais

Não foi observada tendência em relação aos índices físicos relacionados à água, como massa específica natural (Figura 56), grau de saturação (Figura 57) e teor de umidade (Figura 58). Isso já era esperado, uma vez que fatores como vegetação, incidência solar, precipitação pluviométrica ou amostragem em diferentes profundidades interferem diretamente na quantidade de água no solo. Os índices físicos e seus parâmetros estatísticos foram apresentados Tabela 7.

Tabela 7. Índices físicos dos solos residuais e alguns parâmetros estatísticos.

Solos residuais					
Índices Físicos	Média	Máximo	Mínimo	Desvio Padrão	Variância
$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	2.70	2.55	0.04	0.00
$\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.71	2.05	1.47	0.18	0.03
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.37	1.90	1.03	0.23	0.05
w (%)	25.55	42.23	7.76	9.45	89.36
e	0.98	1.60	0.42	0.32	0.11
n	0.48	0.62	0.29	0.09	0.01
Sr (%)	68.77	94.72	49.49	13.40	179.47

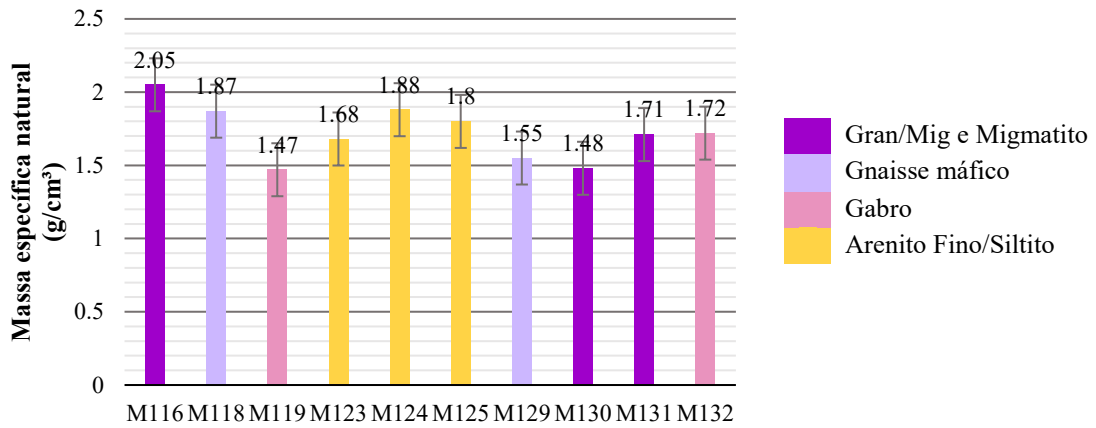
Fonte: Do autor, 2018.

Os valores para a massa específica dos sólidos apresentaram-se similares (Figura 59). Em relação à massa específica aparente seca, índice de vazios e porosidade não foram observadas tendências tanto entre pontos com litologias diferentes quanto litologias iguais. Ao analisar a dispersão dos valores para os pontos com litologias diferentes, é necessário frisar a influência dos diversos processos de formação e intemperismo em cada solo nas variações dos índices físicos. Para os solos de mesma litologia é possível que, além dos processos de formação, a profundidade de coleta tenha causado mudança direta nos valores.

A exceção fica por conta dos solos residuais de arenito fino/siltito (M123, M124 e M125), nos quais foram observadas semelhanças para massa específica aparente seca (Figura 60), índice de vazios (Figura 61) e porosidade (Figura 62). Estes valores podem ser consequência da proximidade entre os pontos e/ou a pouca profundidade de coleta.

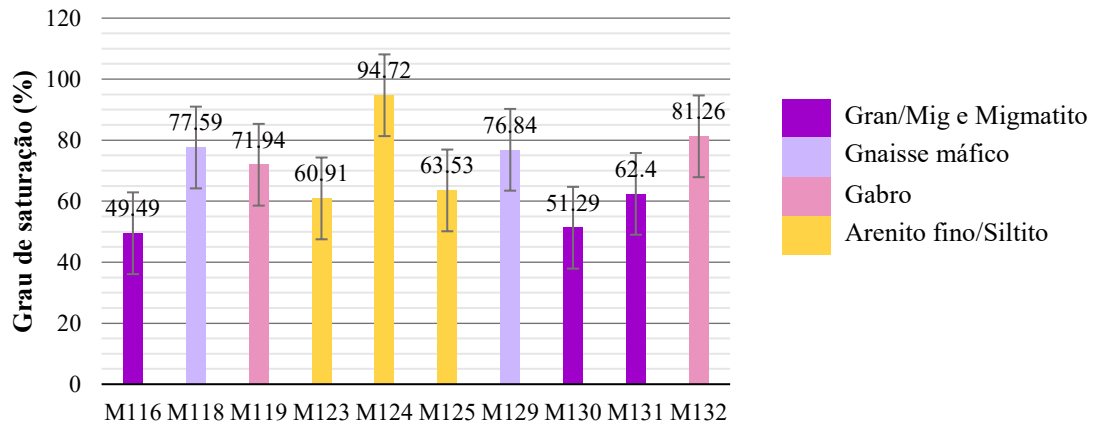
Nos gráficos a seguir, além das cores apresentadas pelo Quadro 4, foram utilizadas linhas para representar os desvios padrões de cada ponto.

Figura 56. Gráfico da massa específica natural dos solos residuais.



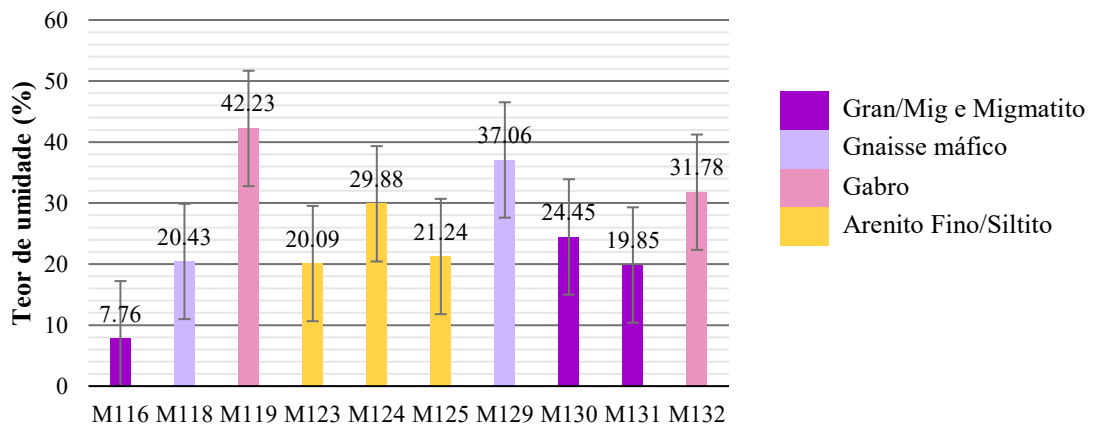
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 57. Gráfico do grau de saturação dos solos residuais.



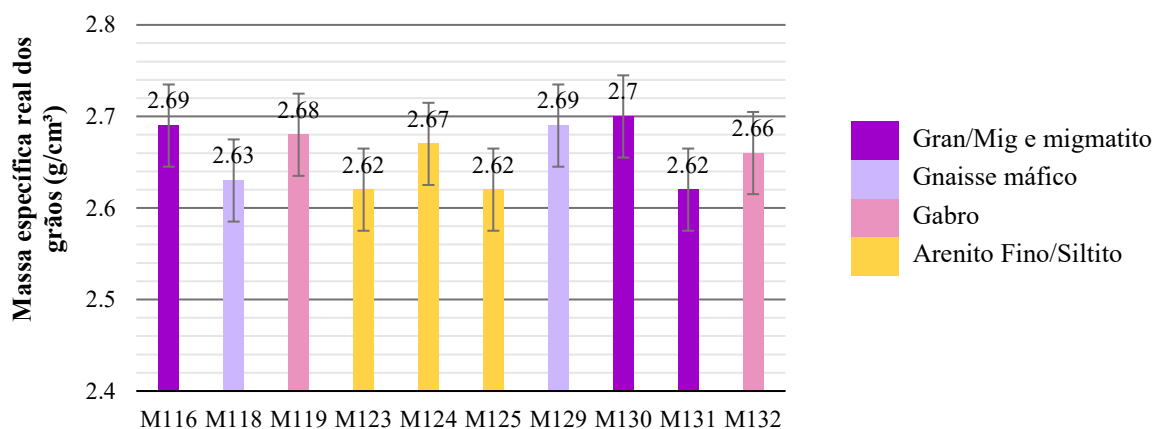
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 58. Gráfico do teor de umidade dos solos residuais.



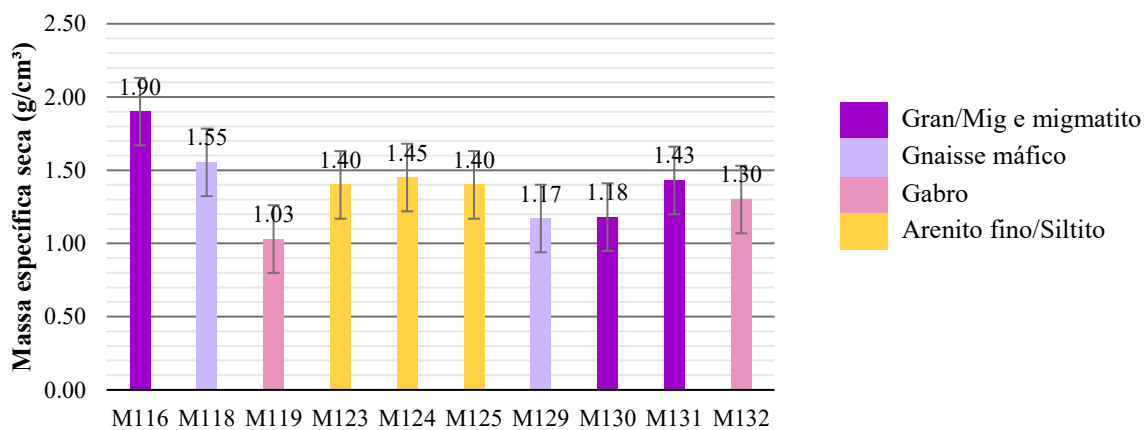
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 59. Gráfico da massa específica dos sólidos dos solos residuais.



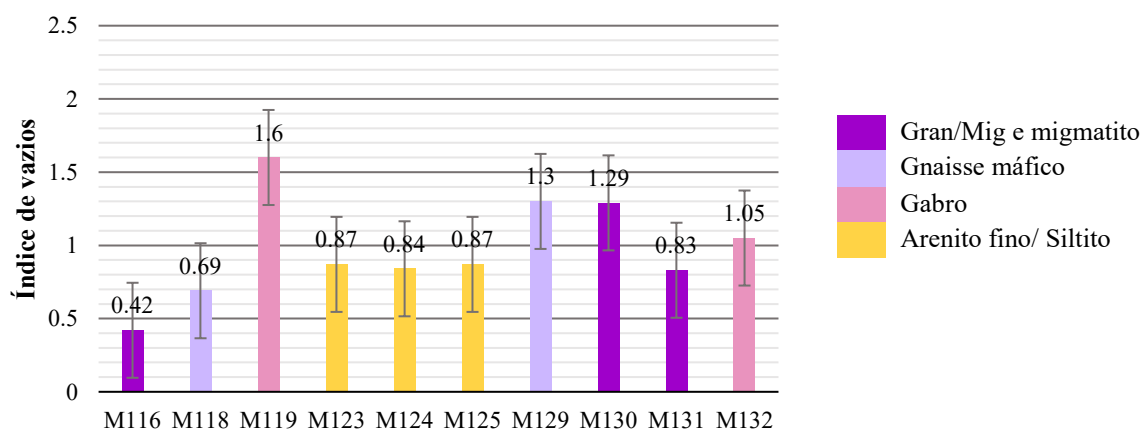
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 60. Gráfico da massa específica aparente seca dos solos residuais.



Fonte: Do autor, 2018.

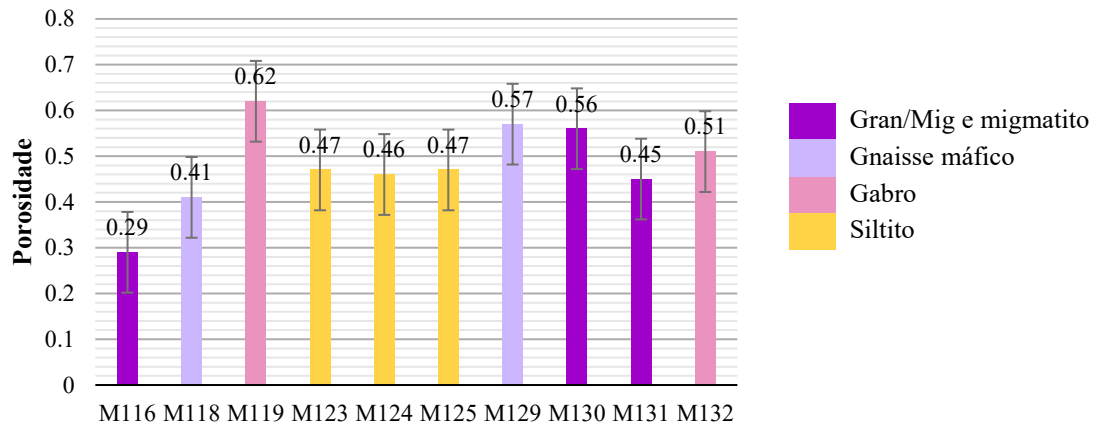
Figura 61. Gráfico do índice vazios dos solos residuais.



Fonte: Do autor, 2018.



Figura 62. Gráfico de porosidade dos solos residuais.



Fonte: Do autor, 2018.

### 5.1.1.2 Solos coluvionares

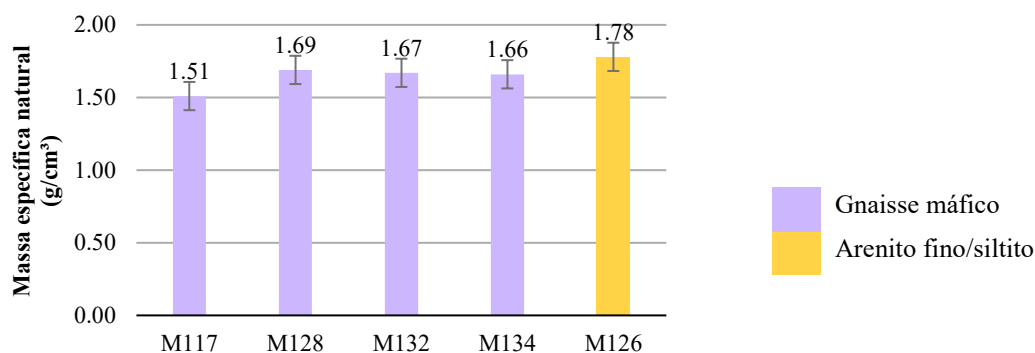
Assim como observado nos solos residuais, não houve tendência em relação aos índices físicos relacionados à água (Figura 63, Figura 64 e Figura 65). Neste caso, as maiores diferenças ocorreram nos resultados de teores de umidade e grau de saturação. Os índices físicos e seus parâmetros estatísticos foram apresentados Tabela 8.

Tabela 8. Índices físicos dos solos coluvionares e alguns parâmetros estatísticos.

Solos coluvionares					
Índices Físicos	Média	Máximo	Mínimo	Desvio Padrão	Variância
$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.70	2.76	2.68	0.03	0.00
$\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.67	1.78	1.51	0.10	0.01
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.20	1.44	1.09	0.13	0.02
w (%)	37.61	41.70	23.94	7.03	49.43
e	1.23	1.54	0.83	0.26	0.07
n	0.55	0.61	0.45	0.06	0.00
Sr (%)	76.54	90.00	66.90	9.32	86.89

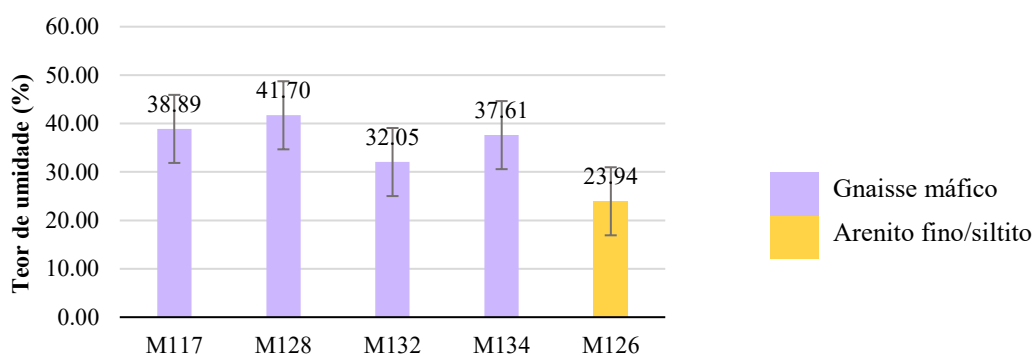
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 63. Gráfico da massa específica natural dos solos coluvionares.



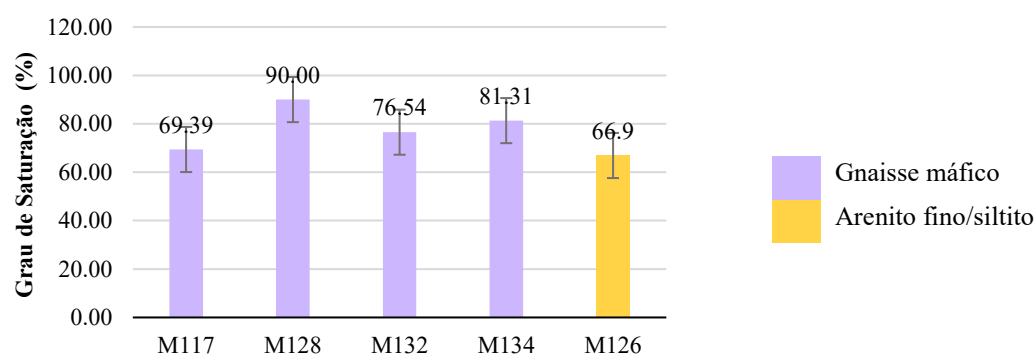
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 64. Gráfico do teor de umidade dos solos coluvionares.



Fonte: Do autor, 2018.

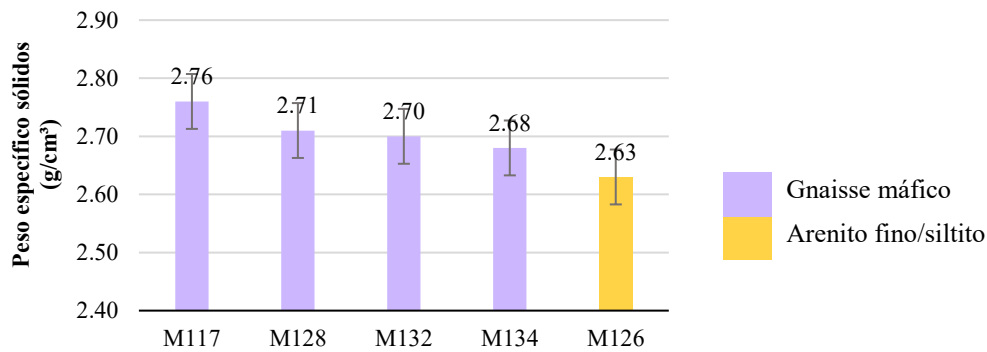
Figura 65. Gráfico do grau de saturação dos solos coluvionares.



Fonte: Do autor, 2018.

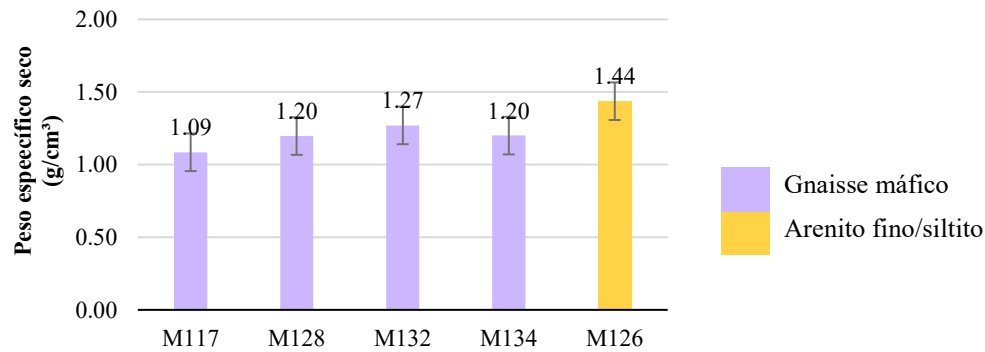
Com exceção do ponto M117, observa-se valores similares para peso específico dos sólidos entre os colúvios (Figura 66). Já para o peso específico aparente seco (Figura 67), índice de vazios (Figura 68) e porosidade (Figura 69) não se observou tendências. O solo coluvionar de arenito fino e siltito (M126) apresentou valores significativamente menores para índice de vazios e porosidade, e maior para peso específico aparente seco.

Figura 66. Gráfico da massa específica dos grãos dos solos coluvionares.



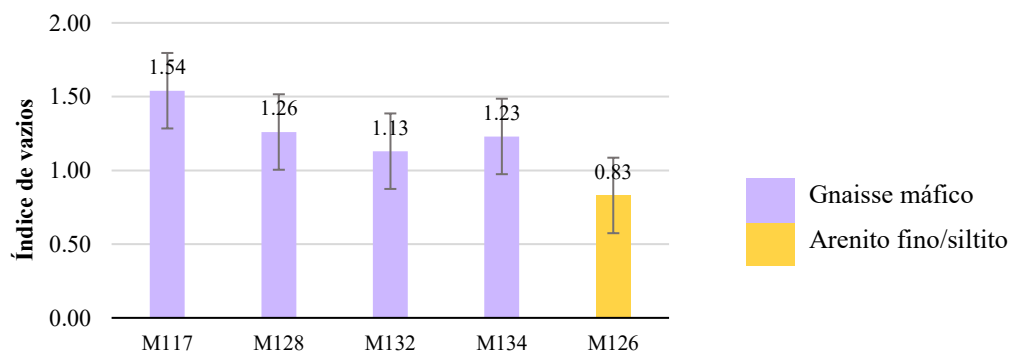
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 67. Gráfico da massa específica aparente seca dos solos coluvionares.



Fonte: Do autor, 2018.

Figura 68. Gráfico do índice de vazios dos solos coluvionares.



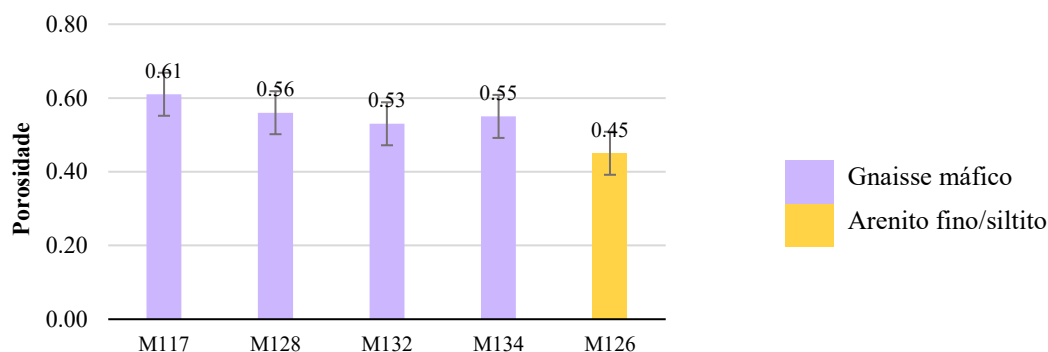
Fonte: Do autor, 2018.

Dada a dificuldade de distinguir um solo residual maduro de um solo coluvionar proveniente deste solo, Lacerda (2002 *apud* PERAZZOLO, 2003) indica a utilização dos resultados de índice de vazios para diferenciá-los. Para o autor o índice de vazios dos colúvios

é nitidamente superior ao do solo residual. Não se observou esse comportamento do índice de vazios entre o solo coluvionar e residual dos pontos M128 e M129, respectivamente.

Neste caso, há a possibilidade do intenso processo de erosão observado no ponto M129 (Figura 41) tenha lixiviado as partículas finas para zona inferiores e aumentado o índice de vazios do solo para níveis próximo do solo coluvionar do ponto M128.

Figura 69. Gráfico da porosidade dos solos coluvionares.



Fonte: Do autor, 2018.

### 5.1.2 Análise Granulométrica

Abaixo são apresentadas as curvas granulométricas de cada litologia e a Tabela 9 com as porcentagens de pedregulho, areia, silte e argila para cada ponto. Foram realizadas comparações entre as curvas dos solos residuais e coluvionares de cada litologia, além das curvas de solos residuais *versus* coluvionares de mesma litologia.

Os solos residuais apresentaram fração de argila variando de 4.26% a 28.94%, silte de 13.83% a 67.21% e areia de 11.40% a 72.31%. Para a fração argilosa, os solos de arenito fino/siltito apresentaram as maiores médias, enquanto os solos de granito e migmatito as menores. Para a fração siltosa, as maiores e menores médias resultaram de solos de gabro e granito e migmatito, respectivamente. Já para a fração arenosa, as maiores médias ocorreram em solos de granito e migmatito e as menores em arenito fino/siltito.

Segundo Lacerda *et al.* (1997), em solos residuais de granito e gnaisse, a granulometria é cada vez mais grosseira de acordo com a profundidade, uma vez que o intemperismo nessas rochas é maior quanto mais próximo a superfície. Apesar deste trabalho não ter realizado medições de profundidade, observou-se que o ponto M116, um solo residual de granito/migmatito e que possui o material mais grosseiro entre todos os pontos, também esteve entre os pontos com maior profundidade de coleta (Figura 27). O ponto M118, um solo

residual de gnaise máfico e que possui o segundo material mais grosseiro, também foi coletado em alta profundidade.

Na Tabela 10 são apresentados os parâmetros granulométricos, como coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ), coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) e distribuição granulométrica das amostras arenosas. Além disso, classificou-se estes solos de acordo com Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e com a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Ambos os sistemas de classificação se baseiam na textura e plasticidade do solo (DAS, 2011).

Tabela 9. Distribuição granulométrica dos solos estudados.

Ponto	Pedr. (%)	A.G (%)	A.M (%)	A.F (%)	Silte (%)	Argila (%)
M116	9.60	21.82	37.18	13.31	13.83	4.26
M117	6.44	4.15	13.42	21.36	36.21	18.42
M118	1.44	9.91	29.99	23.27	28.85	6.54
M119	0.44	3.97	17.52	12.72	52.75	12.59
M123	13.91	8.13	15.59	6.61	40.33	15.43
M124	0.04	2.02	3.59	5.79	59.63	28.94
M125	0.00	0.07	15.49	20.09	36.22	28.13
M126	1.09	0.66	8.86	22.21	19.46	47.72
M128	0.82	3.59	13.78	12.57	53.80	15.45
M129	0.00	0.42	10.88	15.91	47.24	25.56
M130	0.00	2.37	13.83	38.59	36.80	8.40
M131	6.99	11.94	29.93	15.66	28.10	7.37
M132	1.17	1.91	11.68	4.85	64.36	16.04
M133	6.40	11.47	16.82	5.43	45.59	14.30
M134	1.02	6.43	11.33	3.97	46.58	30.67

Fonte: Do autor, 2018.

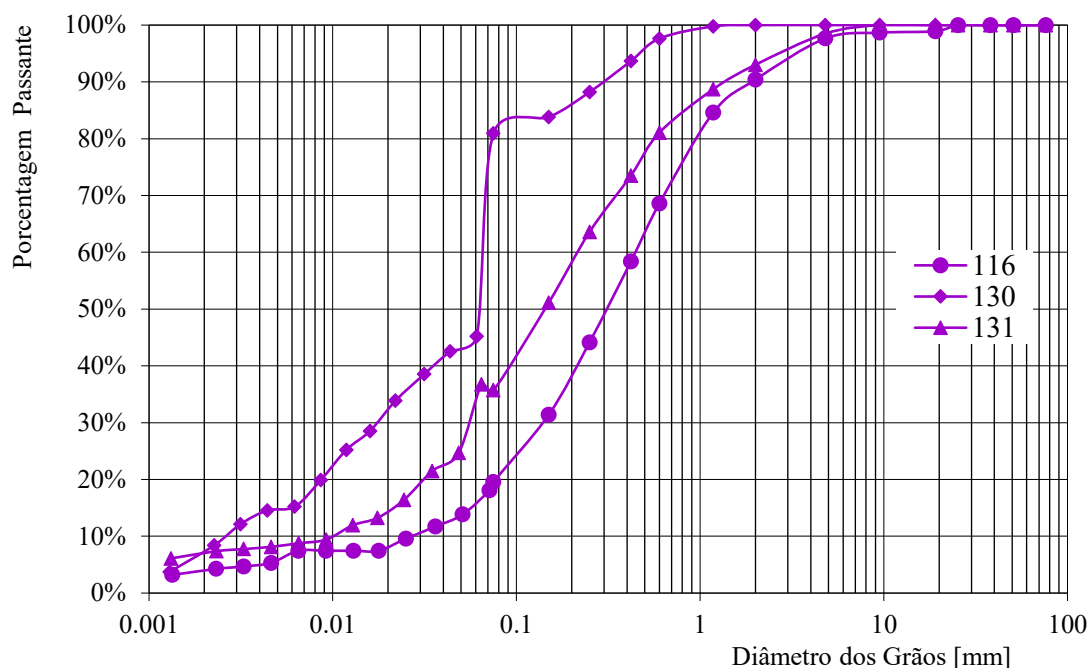
Tabela 10. Parâmetros granulométricos e classificação SUCS e AASHTO para os solos estudados.

Ponto	$C_u$	$C_c$	Distribuição	Classificação	Classificação AASHTO
			Granulométrica	SUCS	
M116	18.0	2.0	Bem graduado	SC	Areia argilosa
M117				ML	Silte com areia
M118	20.0	2.7	Bem graduado	SM	Areia siltosa
M119				CL	Argila de baixa plasticidade arenosa
M123				CL-ML	Argila silto-arenosa
M124				ML	Silte

Ponto	Cu	Cc	Distribuição Granulométrica	Classificação SUCS	Classificação AASHTO
M125				ML	Silte arenoso
M126				CH	Argila arenosa de alta plasticidade
M128				ML	Silte com areia
M129				CL	Argila de baixa plasticidade com areia
M130				CL	Argila de baixa plasticidade com areia
M131	21.5	25.6	Mal graduado	SM	Areia siltosa
M132				ML	Silte com areia
M133				ML	Silte arenoso
M134				CH	Argila de alta plasticidade com areia

Fonte: Do autor, 2018.

Figura 70. Curvas granulométricas dos solos residuais de granito/migmatito e migmatito.



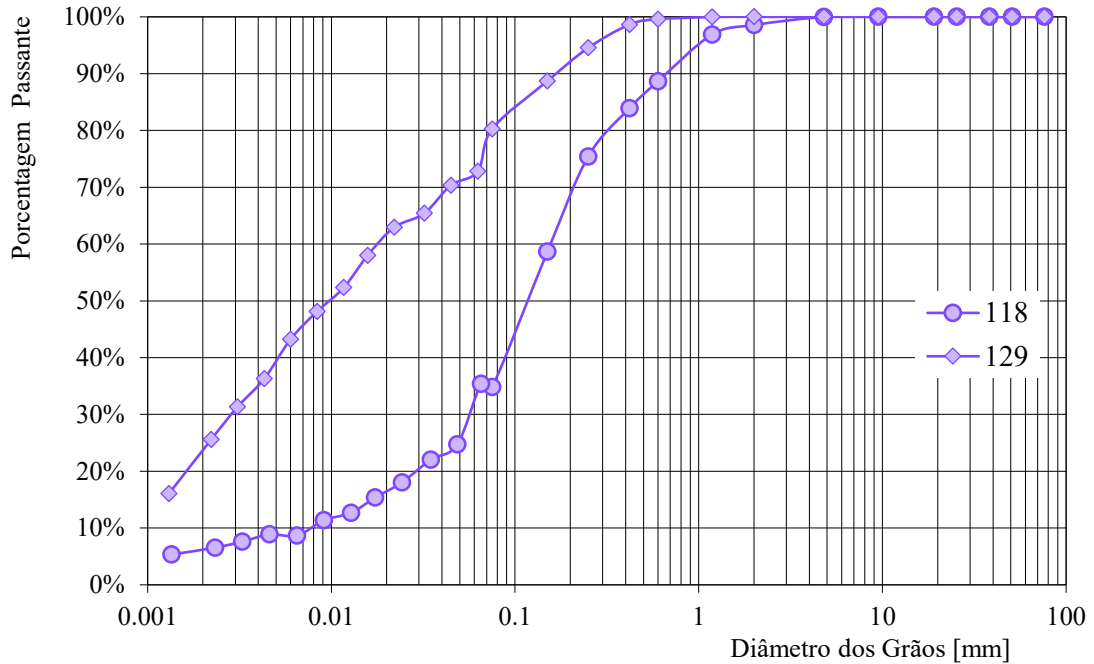
Fonte: Do autor, 2018.

Em alguns pontos, como M117, M119, M123 e M126, e de forma mais acentuada no ponto M130 (Figura 70 a Figura 74), as curvas granulométricas apresentaram um “gap” entre os valores de peneiramento e sedimentação.

Silveira (1991) verificou que as discontinuidades nas curvas granulométrica em solos residuais de diorito e pegmatito eram resultados da quebra de partículas micáceas durante a lavagem do material. Neto e Coutinho (1998 *apud* SILVEIRA, 2005) atribuíram, também, à

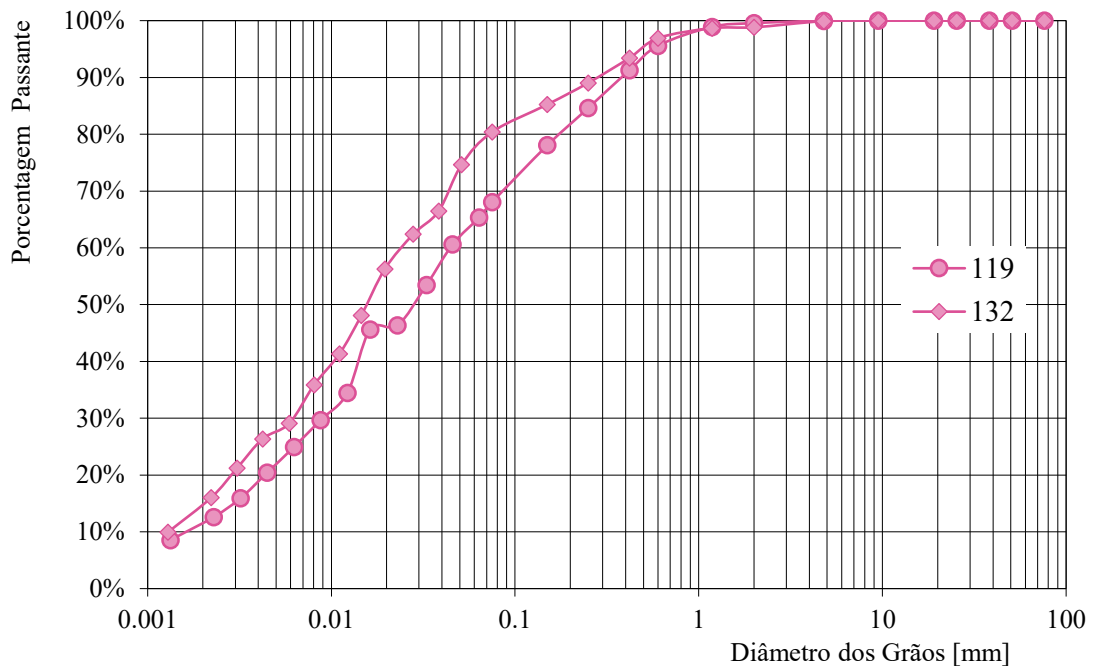
quebra de grãos a causa de alteração textural em solo residual de gnaiss. Azambuja (2003 *apud* PERAZZOLO, 2003) atribuiu estas descontinuidades ao pouco tempo de ação de defloculantes e/ou tempo de dispersão do material durante o preparo de ensaio de sedimentação.

Figura 71. Curvas granulométricas dos solos residuais de gnaiss máfico.



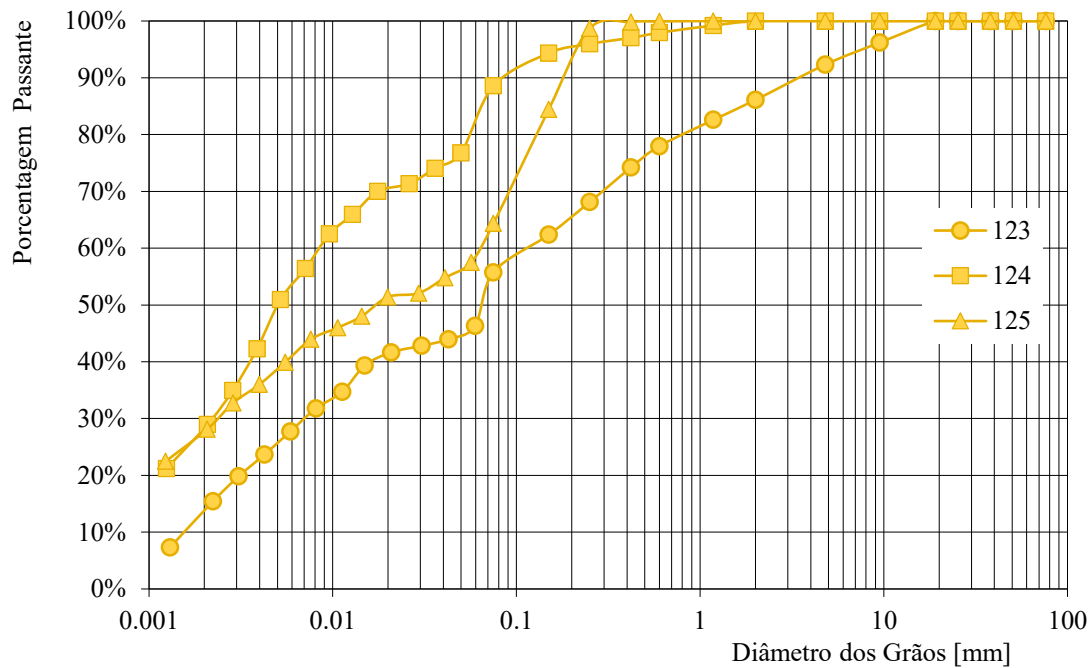
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 72. Curvas granulométricas dos solos residuais de gabro.



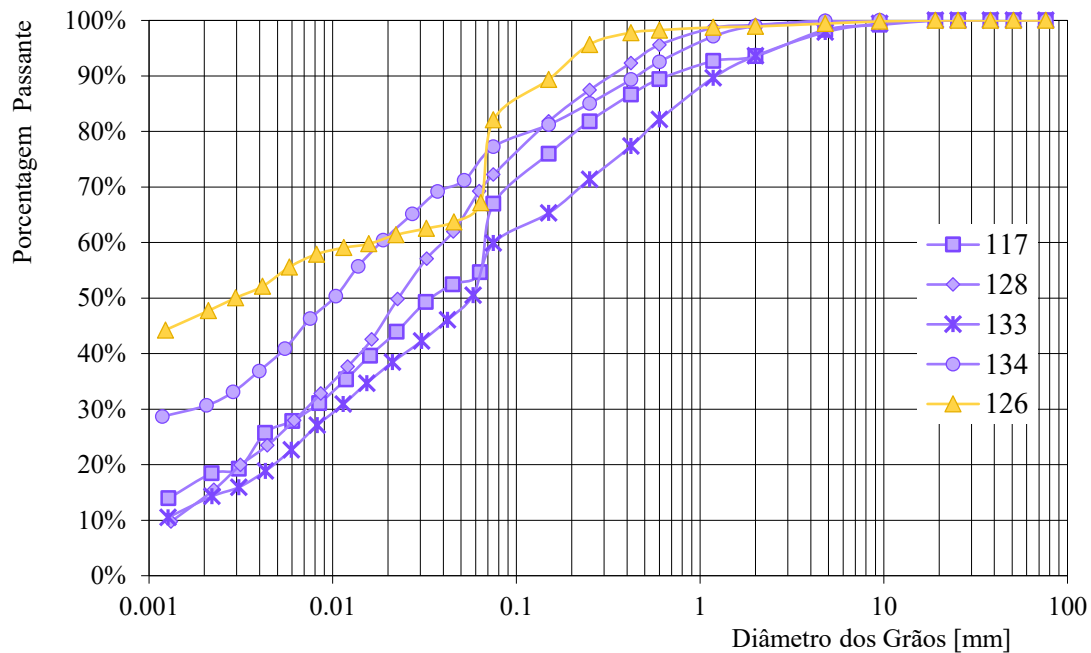
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 73. Curvas granulométricas dos solos residuais de arenito fino/siltito.



Fonte: Do autor, 2018.

Figura 74. Curvas granulométricas dos solos coluvionares de gnaiss máfico (lilás) e arenito fino/ siltito (amarelo).

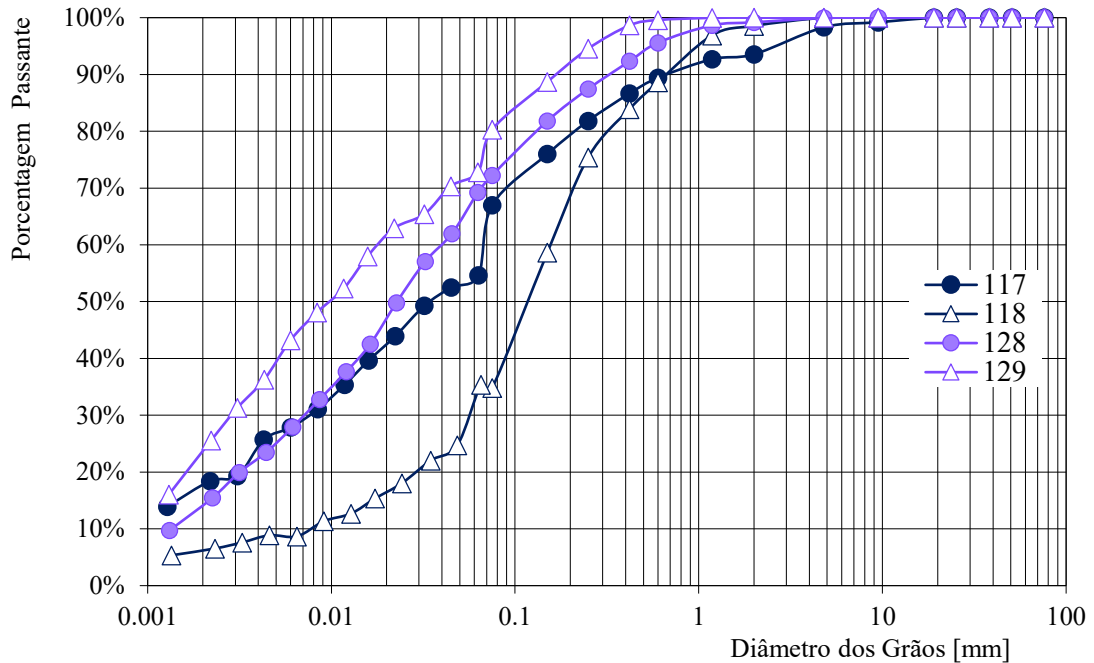


Fonte: Do autor, 2018.

Na Figura 75, a fim de evitar confusão na análise dos pares de solo coluvionar e residual com mesma litologia, optou-se por utilizar a cor padrão para somente um par, o M128/M129.

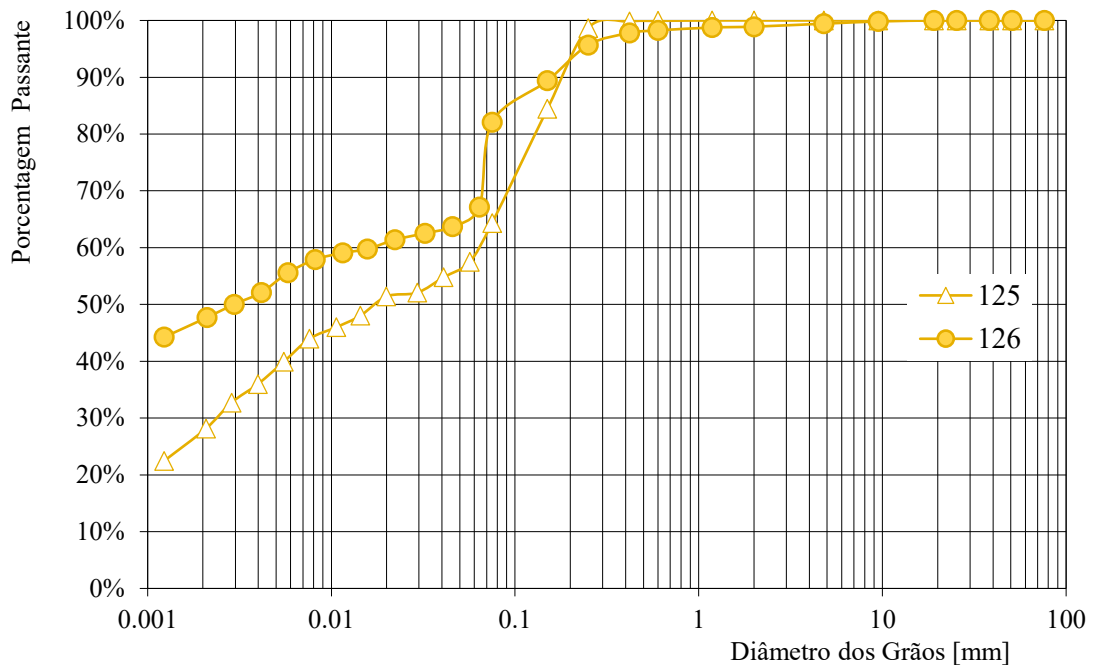


Figura 75. Curvas granulométricas dos solos coluvionares (círculos) *versus* residuais (triângulos vazados) de gnaíse máfico.



Fonte: Do autor, 2018.

Figura 76. Curvas granulométricas do solo coluvionar (círculo) *versus* residual (triângulo vazado) de arenito fino e siltito.



Fonte: Do autor, 2018.

Nos pares de solo coluvionar *versus* residual de gnaíse máfico constatou-se que o ponto M117 (coluvionar) em relação ao ponto M118 (residual) possuía fração de silte maior, fração argilosa aproximadamente três vezes maior e 25% menos areia na sua composição

granulométrica. Enquanto isso, o ponto M128 (coluvionar) em relação ao M129 (residual) possuía fração de silte maior, argilosa menor e arenosa com valor próximo (Figura 75)

Já para os solos de arenito fino e siltito observou-se que o ponto M125 (residual) em relação ao M126 (coluvionar) possuía fração siltosa aproximadamente duas vezes maior, argilosa 20% menor e arenosa com valores próximos (Figura 76).

Ao comparar solos residuais e coluvionares, não se observou tendências granulométricas iguais. Em geral, os solos residuais apresentaram quantidades maiores de silte e areia, enquanto os solos coluvionares apresentaram maiores quantidades de argila.

### 5.1.3 Limites de Atterberg

Na Tabela 11 são apresentados os valores dos limites de consistência de Atterberg de limite de liquidez ( $L_L$ ), limite de plasticidade ( $L_P$ ) e índice de plasticidade ( $IP$ ), além do índice de atividade ( $A$ ) de cada amostra.

Tabela 11. Limites de Atterberg.

Ponto	Litotipo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	A
M116	Residual de granito/migmatito	23.94	NP	23.94	5.62
M117	Coluvionar de gnaiss máfico	46.16	32.80	16.36	0.89
M118	Residual de gnaiss máfico	31.46	30.20	1.26	0.19
M119	Residual de gabro	49.34	NP	49.34	3.92
M123	Residual de arenito fino/siltito	31.60	26.44	5.16	0.33
M124	Residual de arenito fino/siltito	41.60	34.41	7.19	0.25
M125	Residual de arenito fino e siltito	31.54	29.88	1.66	0.06
M126	Coluvionar de arenito fino e siltito	57.37	NP	57.37	1.20
M128	Coluvionar de gnaiss máfico	48.68	41.16	7.52	0.49
M129	Residual de gnaiss máfico	48.68	NP	49.68	1.94
M130	Residual de migmatito	40.40	NP	40.40	4.81
M131	Residual de granito/migmatito	31.80	30.64	1.16	0.16
M132	Residual de gabro	49.48	47.37	2.11	0.13
M133	Colúvio de gnaiss máfico	43.52	41.77	1.75	0.12
M134	Colúvio de gnaiss máfico	54.14	NP	54.14	1.77

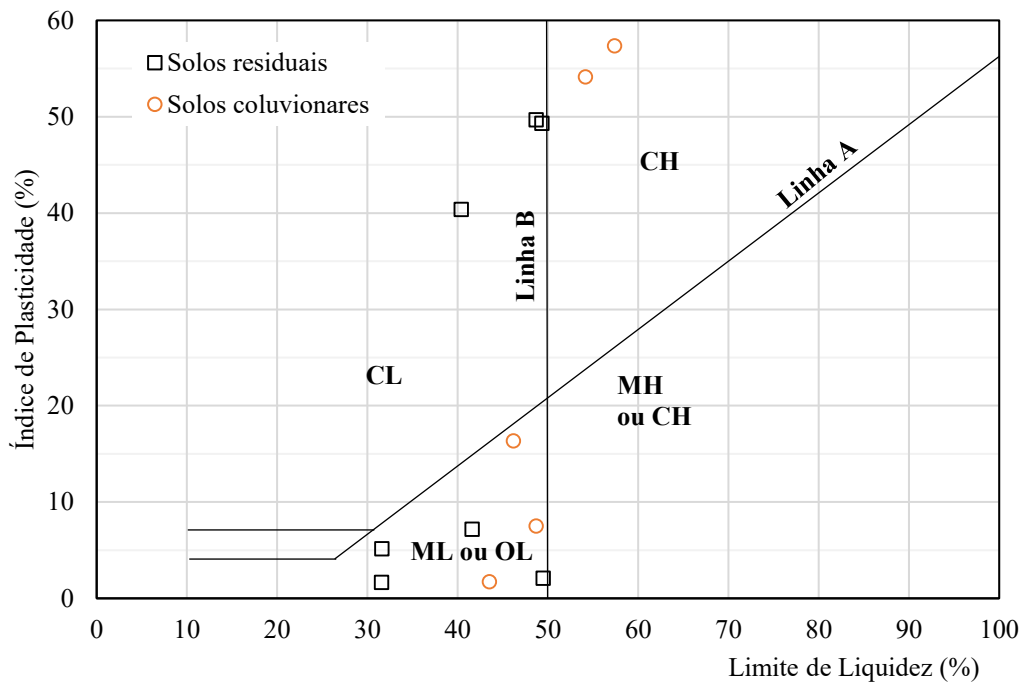
Fonte: Do autor, 2018.

Para os solos residuais houve uma variação do  $L_L$  de 23.94% a 49.48% e  $I_P$  de 1.16% a 40.40%. Os solos residuais de gabro obtiveram a maior média de  $L_L$ , 49.41%, enquanto os solos de granito/migmatito e migmatito obtiveram a menor, 32.05%. Observou-se que o solo classificado como migmatito possuía  $L_L$  consideravelmente maior que àqueles classificados como granito/migmatito. Quanto ao índice de plasticidade, não se observou tendências de resultados tanto entre pontos com mesma litologia quanto para litologias diferentes.

Os solos coluvionares obtiveram variação do  $L_L$  de 43.52% a 57.37% e o  $I_P$  de 1.75% a 57.37%. Em ambos, a maior porcentagem foi encontrada no solo coluvionar de arenito fino/siltito.

De acordo com Pinto (2006), quando a fração fina é predominante, ou seja, maior que 50%, os índices de consistência indicam o comportamento da argiloso. Assim, para classificar esses solos é utilizada a carta de plasticidade, no qual o índice de plasticidade do solo é colocado em função do seu limite de liquidez (Figura 77).

Figura 77. Carta de Plasticidade.



Fonte: Do autor, 2018.

Verifica-se que os solos residuais foram classificados como CL (argila pouco plástica), CL-ML (argila siltosa pouco plástica) e ML (silte inorgânico de baixa plasticidade), sem tendências de comportamento de acordo com a litologia. O mesmo ocorreu para os solos coluvionares, que apresentaram classificação variando entre CL, ML e CH (argila muito plástica).

## 5.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Através do ensaio de cisalhamento direto em cinquenta e sete corpos de provas, foi possível encontrar os parâmetros de resistências para os quinze pontos amostrados. Os ensaios foram realizados em condição inundada, simulando a pior condição possível, e submetidos a tensões normais de 33 kPa, 78 kPa e 128 kPa.

Nos gráficos de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação vertical *versus* deformação horizontal, como na Figura 79, essas tensões foram denominadas como ‘Estágio1’, ‘Estágio2’ e ‘Estágio 3’, respectivamente.

Tabela 12. Parâmetros de resistência dos solos estudados.

Ponto	Litotipo	c' (kPa)	$\phi$ (°)
M116	Residual de granito/migmatito	23.9	41.4
M117	Coluvionar de gnaiss máfico	5.9	30.7
M118	Residual de gnaiss máfico	13.8	33.6
M119	Residual de gabro	12.8	25.1
M123	Residual de arenito fino/siltito	10.2	26.4
M124	Residual de arenito fino/siltito	11.8	32.0
M125	Residual de arenito fino/siltito	15.8	22.7
M126	Coluvionar de arenito fino e siltito	19.4	26.0
M128	Coluvionar de gnaiss máfico	13.8	26.4
M129	Residual de gnaiss máfico	8.1	28.0
M130	Residual de migmatito	14.7	21.8
M131	Residual de granito/migmatito	4.7	33.2
M132	Residual de gabro	15.8	34.5
M133	Colúvio de gnaiss máfico	6.0	32.0
M134	Colúvio de gnaiss máfico	15.0	30.1

Fonte: Do autor, 2018.

### 5.2.1 Solos residuais

Nos solos residuais os valores de coesão variaram de 4.7 kPa (M131) a 23.9 kPa (M116), ambos resultados encontrados em solos residuais de granito/migmatito. Em relação ao ângulo de atrito, os valores variaram de 21.8° (M130) a 41.4° (M116), obtidos em solo residual de migmatito e solo residual de granito/migmatito, respectivamente.

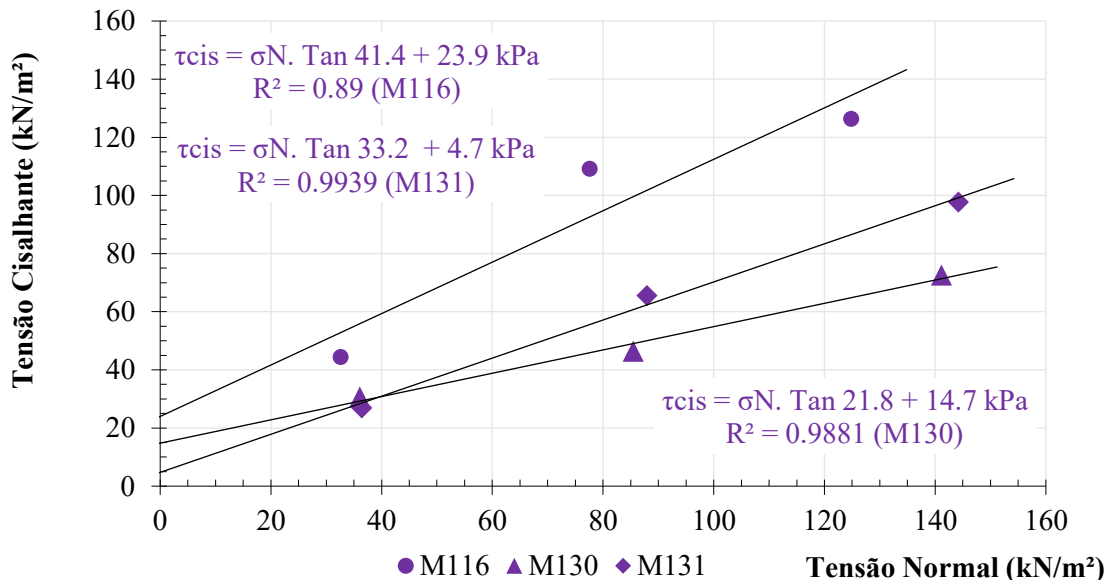
### 5.2.1.1 Solos residuais de granito/migmatito e migmatito

Na Figura 78 foram apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de granito/migmatito e migmatito, o maior (23.9 kPa) e o menor (4.7 kPa) valor de coesão não estão diretamente ligados a uma alta ou baixa porcentagem de argila. Dos três pontos amostrados nestes litotipos, o M116 é aquele que possui a menor porcentagem de argila (4.26%), enquanto que o M131 possui valor intermediário (7.37%).

Em relação ao ângulo de atrito, os valores variaram de 21.8° (M130) a 41.4° (M116). Diante disso, é importante destacar a porcentagem de material arenoso e o índice de vazios das amostras, fatores que interferem diretamente na resistência ao cisalhamento de materiais. No caso do ponto M130, que representa um solo residual de migmatito, encontra-se a menor porcentagem de areia (54.79%) e maior índice de vazios (1.29). Enquanto o ponto M116 possui a maior porcentagem de material arenoso (72.31%), que apresenta boa distribuição granulométrica, e baixo índice de vazios (0.42).

Ao apresentar um baixo índice de vazios, a amostra M116 indica uma maior compactidade, embricamento, resistência e dilatância (GERSCOVICH, 2010).

Figura 78. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de granito/ migmatito e migmatito.

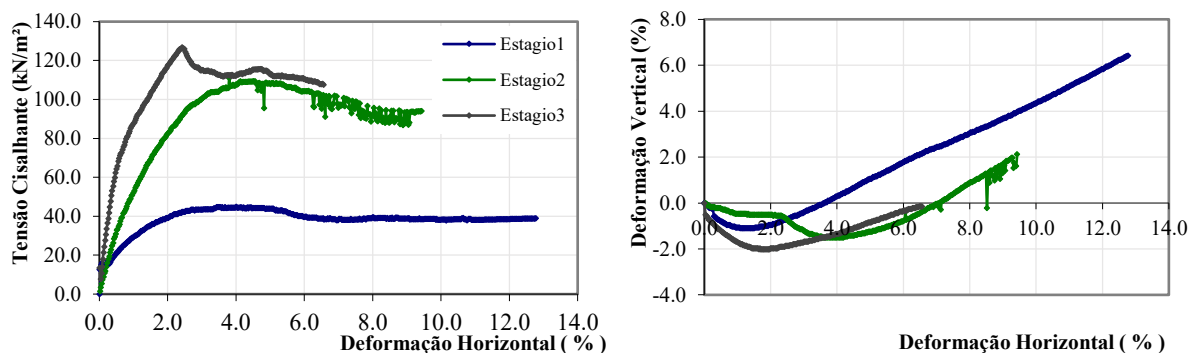


Fonte: Do autor, 2018.

Na Figura 79 são apresentados os gráficos de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação vertical *versus* deformação horizontal para o ponto M116. Estes gráficos revelam um comportamento típico de ensaios drenados em solos com índices de vazios

mais baixos. Por possuir essa característica, a tensão de cisalhamento cresce rapidamente para superar o embricamento das partículas e alcançar o valor máximo, também conhecido como resistência ao cisalhamento de pico. Após superar esse valor, há uma expansão volumétrica (ou dilatação) do corpo de prova durante o cisalhamento.

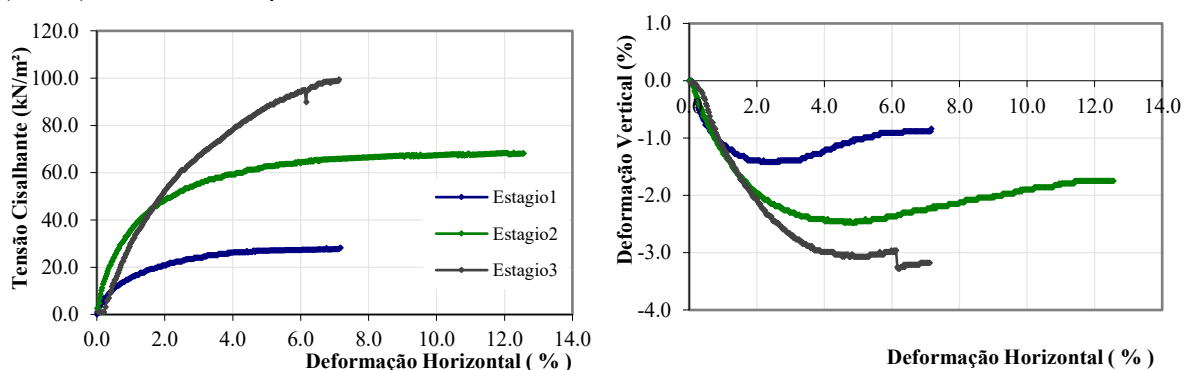
Figura 79. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M116.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (3.8), 2º estágio (4.4) e 3º estágio (2.4).

Para o ponto M131 (Figura 80) não se observou comportamento semelhante. Houve um leve aumento volumétrico após a resistência ao cisalhamento máxima, principalmente no primeiro estágio de tensão confinante. Observou-se uma maior deformação horizontal até o alcance da resistência cisalhante máxima, que não apresentou pico.

Figura 80. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M131.

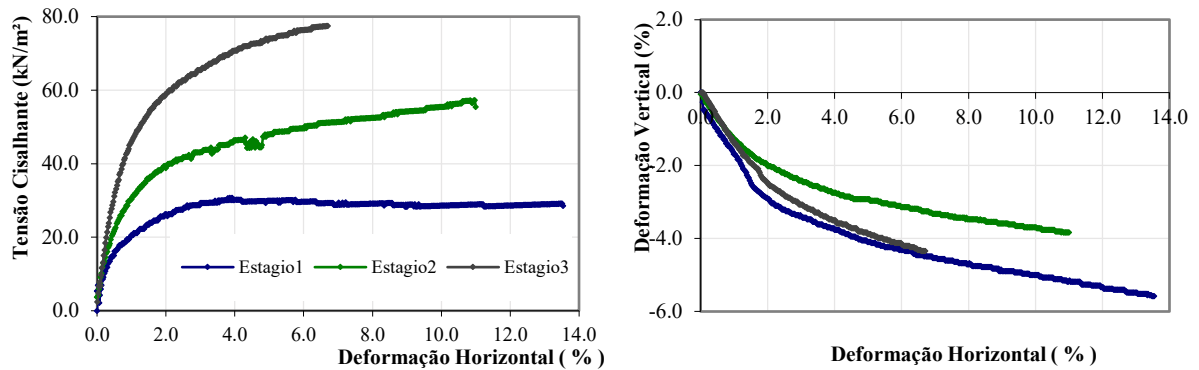


Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (4.6), 2º estágio (6.7) e 3º estágio (6.6).

Quanto ao ponto M130 (Figura 81) não houve dilatação nem formação de resistência máxima de pico. As resistências máximas encontradas aqui, que foram de aproximadamente 30 kN/m<sup>2</sup> (primeiro estágio), 45 kN/m<sup>2</sup> (segundo estágio) e 70 kN/m<sup>2</sup> (terceiro estágio), são consideravelmente menores que as encontradas no ponto M116. É

importante destacar, todavia, que o índice de vazios das amostras do ponto M130 (1.29) é três vezes maior que o encontrado no ponto M116, o que pode contribuir para uma menor resistência ao cisalhamento dessas amostras.

Figura 81. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M130.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (3.8), 2º estágio (4.0) e 3º estágio (4.5).

Assim, conclui-se que as amostras classificadas como granito/migmatito (M116 e M131) e migmatito (M130) não apresentaram comportamentos semelhantes nos gráficos de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação vertical *versus* deformação horizontal.

Tabela 13. Comparação entre os parâmetros de resistência deste trabalho com valores encontrados na bibliografia para solos residuais de granito

Autor	c' (kPa)	$\phi$ (°)
Projeto 79/13 e 80/13	2.3 a 26.1	25.6 a 41
Flach (2016)	4.5 a 11.6	28.6 a 39.2
Müller (2015)	2.1 a 26.1	25.6 a 36.7
Higashi (2006)	0 a 13.4	23.2 a 41.3
Beviláqua (2004) <sup>1</sup>	0 a 14.0	32.0 a 43.3
Meirelles e Davison Dias (2004) <sup>1</sup>	6.0 a 15.9	30.9 a 35.4
Raimundo <i>et al.</i> (2002) <sup>1</sup>	2.1 a 16.8	26.6 a 35.9
Santos (1997) <sup>1</sup>	0 a 32.5	25.0 a 35.0
Bastos (1991) <sup>1</sup>	20.7 a 36.5	29.0 a 36.0
Este trabalho	4.7 a 23.9	33.2 a 41.4

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018; Nota: <sup>1</sup> Valores retirados de Higashi (2006).

O ponto M130, apesar de situar-se na unidade geotécnica “Podzólico Vermelho-amarela substrato granito/migmatito”, concluiu-se, através de análise *in loco*, tratar-se de um solo residual de migmatito. Essa conclusão realizada em campo acabou por ser sustentada pelos

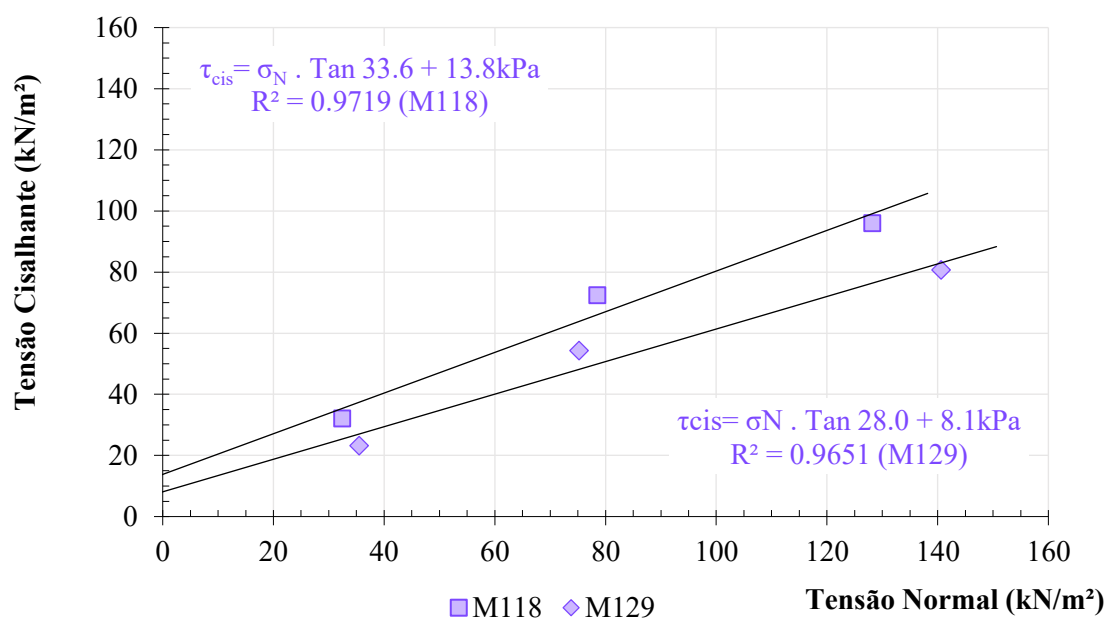
dados retirados dos ensaios de cisalhamento direto. Esses dados foram de encontro com os obtidos para solos residuais de migmatito da Tabela 1.

Na Tabela 13 foram resumidos os parâmetros de resistência de solos residuais de granito dos trabalhos de Higashi (2006), Müller (2015) e Flach (2016), encontrados através de ensaios de cisalhamento direto. Apesar dos comportamentos tensão *versus* deformação não serem similares entre si, observa-se que os pontos M116 e M131 possuem valores dentro daqueles encontrados para solos residuais de granito do Projeto 79/13 e 80/13, e proximidade com os valores obtidos por Müller (2015) e Santos (1997).

### 5.2.1.2 Solos residuais de gnaiss máfico

Na Figura 82 foram apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de gnaiss máfico, os valores de coesão variaram de 8.1 kPa (M129) a 13.8 kPa (M118). Quanto ao ângulo de atrito, houve variação de 28.0° (M129) a 33.6° (M118).

Figura 82. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de gnaiss máfico



Fonte: Do autor, 2018.

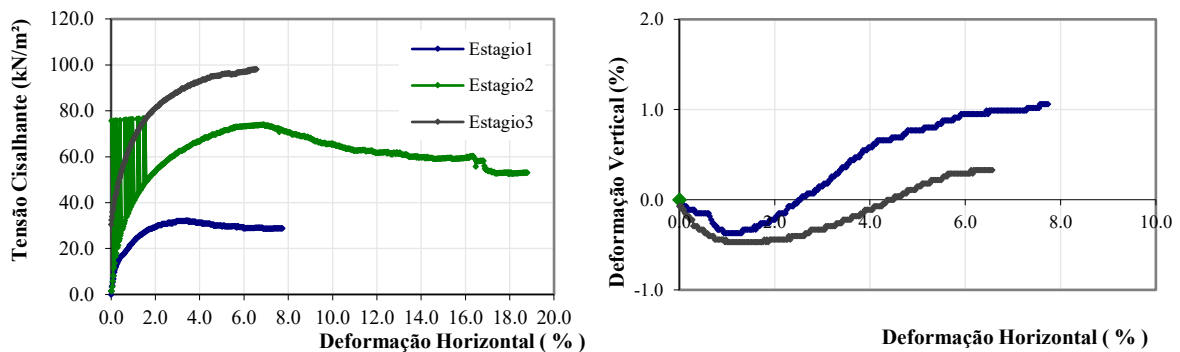
Somente a quantidade de argila não indica controlar a variação de coesão, já que o ponto M129 apresenta porcentagem quase três vezes maior de argila que o ponto M118, que possui coesão menor. Tais características podem ter sido influenciadas por características cimentantes de cada solo.



O ponto M118 apresentou tensão cisalhante de pico para as tensões de primeiro e segundo estágio de confinamento (Figura 83). Quanto à deformação vertical, o primeiro e o terceiro estágio apresentaram dilatação.

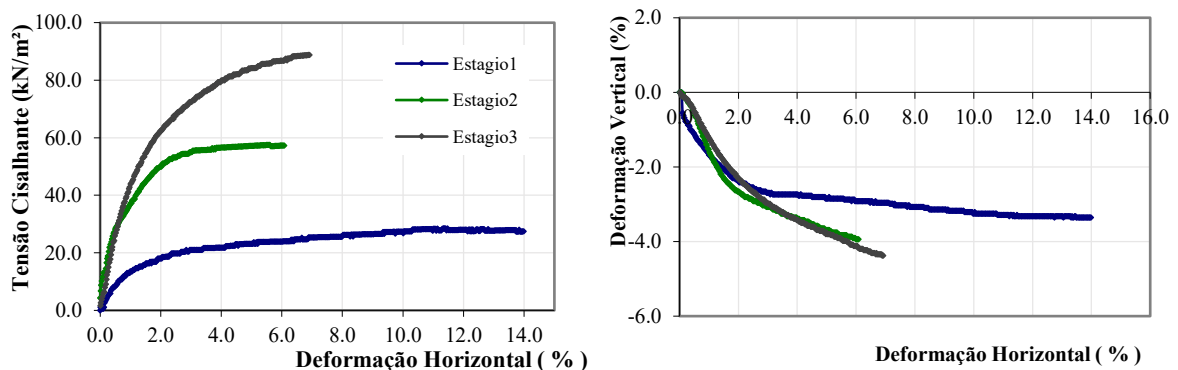
Durante o segundo estágio de tensão confinante um problema no leitor de deformação vertical causado por variação elétrica impediu que a leitura fosse realizada da forma correta. Portanto, na Figura 83, o segundo estágio de confinamento só apresentou o gráfico de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal. Apesar desse problema, é possível inferir um comportamento de dilatância para o segundo estágio, uma vez que o mesmo produziu pico de resistência, além dos outros dois estágios apresentarem dilatância no corpo de prova. Destaca-se, entretanto, que este problema não impediu a análise e obtenção de uma envoltória de ruptura com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) aceitável, como é possível observar na Figura 82.

Figura 83. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M118.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (3.3), 2º estágio (5.5) e 3º estágio (5.0).

Figura 84. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M129



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (5.2), 2º estágio (2.7) e 3º estágio (4.2).

Para o ponto M129 (Figura 84) observou-se comportamento tensão *versus* deformação diferente: sem a ocorrência de pico de resistência, menor resistência inicial para o primeiro estágio de confinamento. Outra observação sobre esse primeiro estágio é que, em relação ao segundo e terceiro estágio, este precisou de uma menor deformação horizontal para estabilizar a deformação vertical. Para este ponto observou-se um maior índice de vazios (1.30), que indica uma menor compacidade e, conseqüentemente, não formação de pico de resistência e dilatação volumétrica do solo.

Godoi (2014) realizou ensaios de cisalhamento direto em cinco pontos com solos residuais de gnaiss na cidade de Santa Amaro da Imperatriz, Santa Catarina. Para esses cinco pontos não foi observado picos de resistência significativos. Esse comportamento também foi observado tanto para o ponto M118 quanto para M129. Para a deformação vertical, o autor concluiu que: a) maiores tensões confinantes aplicadas não implicaram numa maior deformação negativa; b) para tensões confinantes baixas, de 33 kPa, quase todos os corpos de prova obtiveram tendência de aumento de sua altura. Quanto à primeira conclusão, ela pode ser melhor observada somente no ponto M129, onde o segundo e terceiro estágio obtiveram deformações vertical negativas parecidas. Já a segunda conclusão foi melhor observada no ponto M118, que possui uma clara dilatação do corpo de prova.

Mesmo com diferentes comportamentos tensão *versus* deformação, em geral, os solos residuais de gnaiss máfico apresentaram parâmetros de resistência similares aos encontrados pelo Projeto 79/13 e 80/13 e por Muller (2015), Godoi (2014), Fonseca e Lacerda (2006) e Soares *et al.* (2001).

Tabela 14. Comparação entre os parâmetros de resistência deste trabalho com valores encontrados na bibliografia para solos residuais de gnaiss.

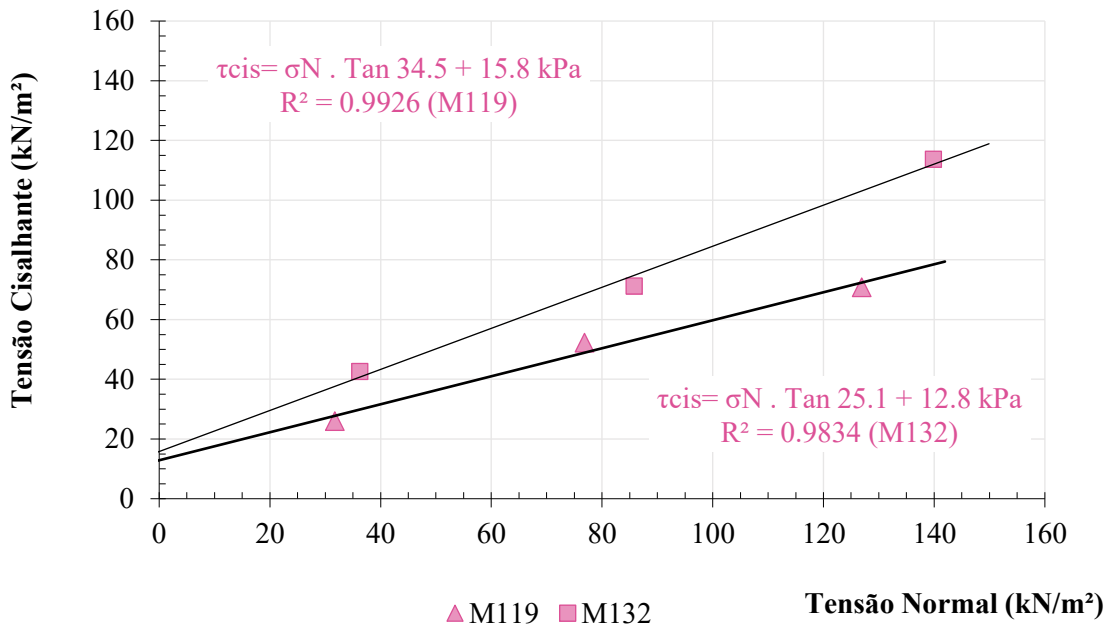
Autor	c' (kPa)	$\phi$ (°)
Projeto 79/13 e 80/13	0.5 a 12.4	29.2 a 37.8
Muller (2015)	2.4 a 11.7	30.4 a 33.4
Godoi (2014)	4.2 a 17.1	32.8 a 39.2
Fonseca e Lacerda (2006)	10.9 a 46.7	19.6 a 32.8
Soares <i>et al.</i> (2001) <sup>1</sup>	0 a 16.7	26.4 a 30.6
Este trabalho	8.1 a 13.8	28.0 a 33.6

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018. Nota: <sup>1</sup> Valores retirados de Perazzolo (2003).

### 5.2.1.3 Solos residuais de gabro

Em solos residuais de gabro, houve uma variação na coesão de 12.8 kPa (M119) a 15.8 kPa (M132), enquanto que o ângulo de atrito variou de 25.1 (M119) a 34.5 (M132). O ponto M132 apresenta maior porcentagem de argila (16.04%) fator que podem diferenciar a coesão entre os dois pontos. As envoltórias de resistência foram apresentadas na Figura 85.

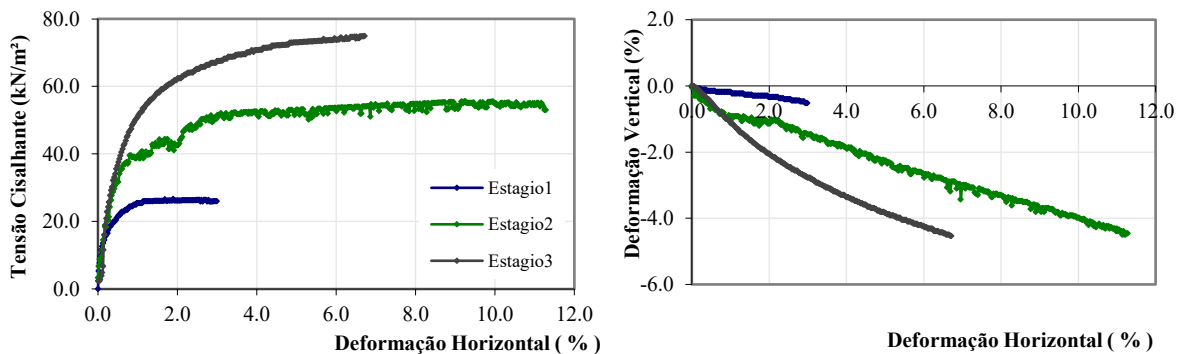
Figura 85. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de gabro.



Fonte: Do autor, 2018.

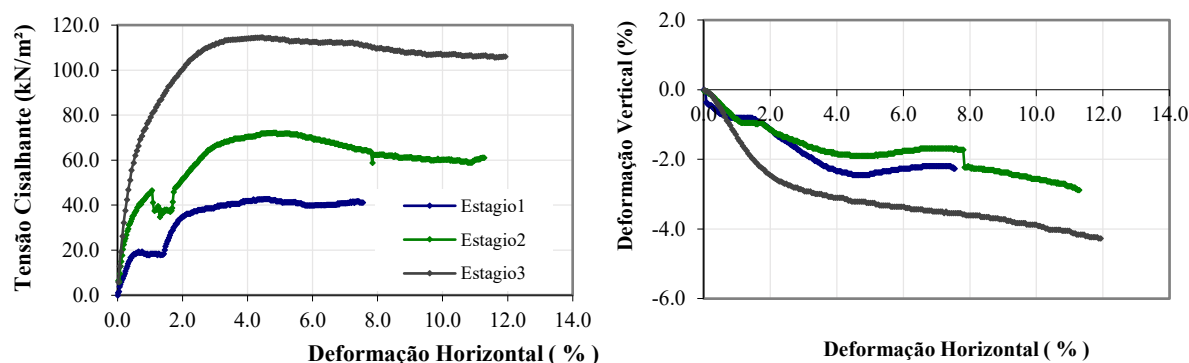
Abaixo serão apresentados os gráficos de tensão  $\tau$  versus deformação horizontal e deformação vertical versus deformação horizontal dos pontos M119 e M132 (Figura 85 e Figura 87). O aumento do confinamento nas amostras do ponto M132 gerou maiores resistências e indicaram uma tendência a formação de pico de resistência. Enquanto que o ponto M119 apresentou curva suave até atingir resistência máxima.

Figura 86. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M119



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (1.2), 2º estágio (3.5) e 3º estágio (4.1).

Figura 87. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M132.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (4.3), 2º estágio (4.4) e 3º estágio (3.7).

Em relação a deformação vertical, o ponto M119 apresentou deformação volumétrica compressiva. Enquanto o ponto M132 apresentou uma leve deformação volumétrica positiva após atingir o estado de resistência máxima para as tensões confinantes de 33 kN/m<sup>2</sup> e 78 kN/m<sup>2</sup>.

A comparação dos parâmetros de resistência deste trabalho com os resultados da bibliografia mostra ângulos de atrito concordantes, porém, o mesmo não ocorre com a coesão (Tabela 15). A falta de dados relacionados à granulometria dificultou o entendimento da não similaridade entre estes resultados.

Tabela 15. Comparação entre os parâmetros de resistência deste trabalho com valores encontrados na bibliografia para solos residuais de gabro.

Autor	c (kPa)	$\phi$ (kN/m <sup>2</sup> )
Projeto 79/13 e 80/13	22.1	29.5
Este trabalho	12.8 a 15.8	25.1 a 34.5

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018.

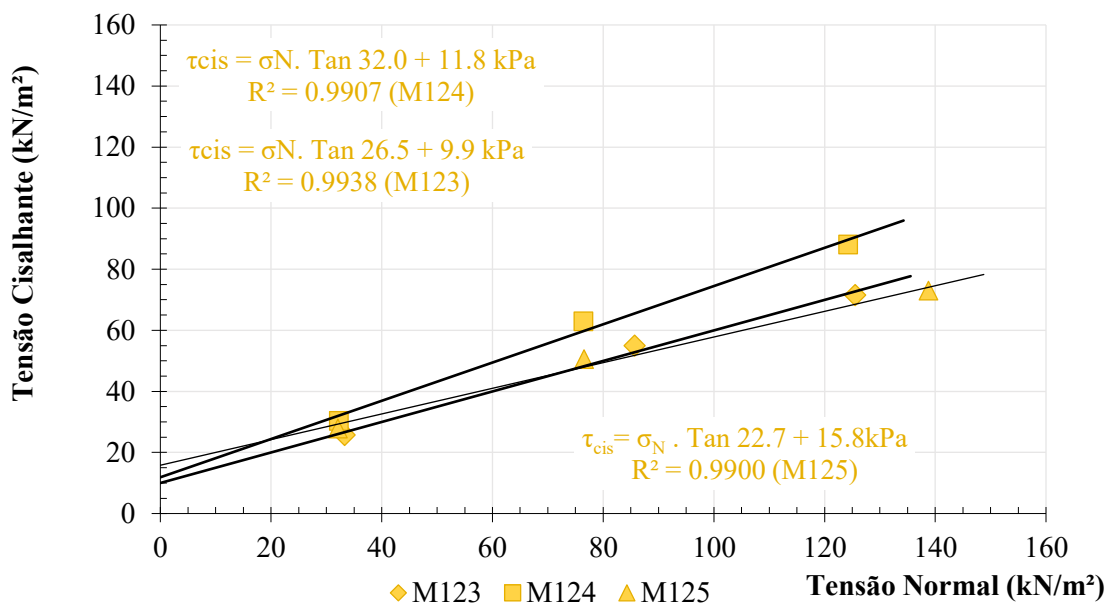
#### 5.2.1.4 Solos residuais de arenito fino/siltito

Em solos residuais de arenito fino/siltito houve uma variação na coesão de 10.2 kPa (M123) a 15.8 kPa (M124), enquanto que o ângulo de atrito variou de 22.7 (M125) a 32.0 (M124). As envoltórias de resistência dos pontos foram apresentadas na Figura 88.

O ponto M123 não apresentou pico de resistência, enquanto os pontos M124 e M125 mostraram leve tendência à formação de pico de resistência para menores tensões. Ao analisar os gráficos do ponto M124 (Figura 90), é possível observar uma necessidade de menor deformação horizontal para alcançar a tensão cisalhante máxima, principalmente sob estado de tensões de confinamento maiores.

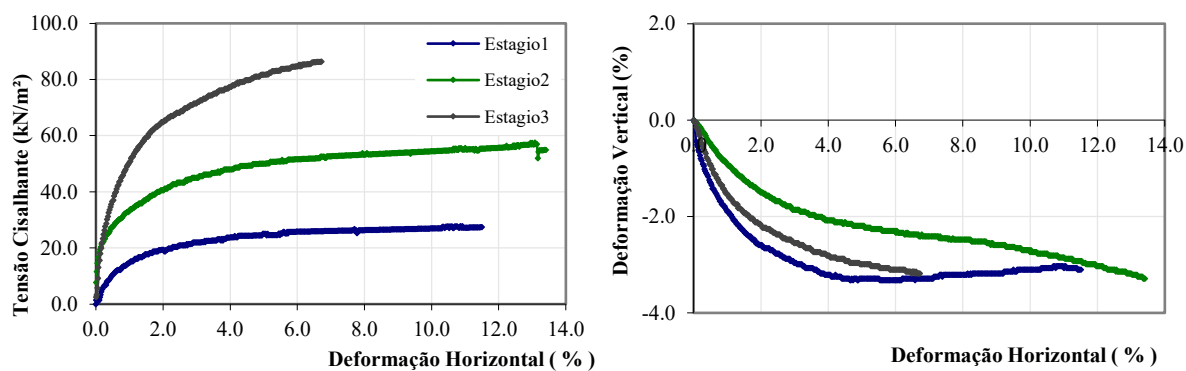
Quanto a deformação vertical, os corpos de prova dos primeiros estágios apresentaram tendência de rápida deformação vertical para uma baixa deformação horizontal, ao contrário dos corpos de prova do segundo e terceiro estágio, em que essa deformação ocorreu de forma mais lenta e uniforme

Figura 88. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos residuais de siltito.



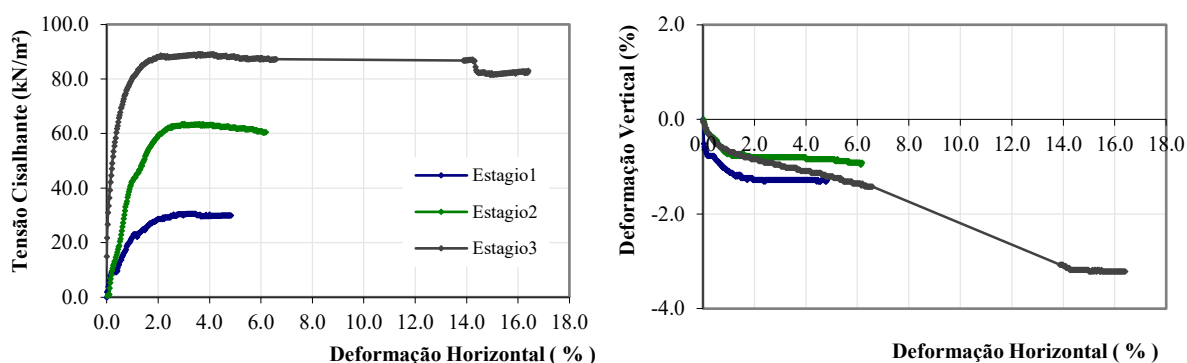
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 89. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M123.



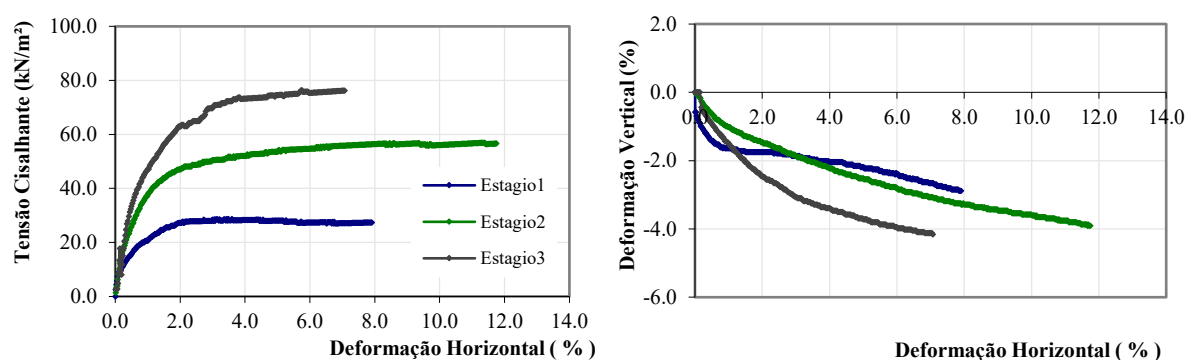
Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (5.8), 2º estágio (6.6) e 3º estágio (3.0).

Figura 90. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M124.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (2.6), 2º estágio (2.9) e 3º estágio (2.0).

Figura 91. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M125.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (2.2), 2º estágio (3.1) e 3º estágio (3.7).

O problema ocorrido na leitura horizontal da amostra M124 no terceiro estágio, aparentemente não afetou o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) da sua envoltória de ruptura e, conseqüentemente, a análise dos resultados e parâmetros de resistência.

Na Tabela 16 foram compilados alguns resultados encontrados na bibliografia.

Tabela 16. Comparação entre os parâmetros encontrados no banco de dados dos projetos 79/13 e 80/13 com os valores encontrados neste trabalho.

Autor	Solo residual	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)
Projeto 79/13 e 80/13	Folhelho/siltito	7.6 a 12.9	28.0 a 32.1
Müller (2015) - convencional	Siltito	20.6	35.3
Müller (2015) – múltiplos estágios	Siltito	8.6 a 14.3	28.4 a 37.0
Pinheiro <i>et al.</i> (2002) <sup>1</sup>	Siltito	0 a 8.2	26.0 a 34.0
Pinheiro <i>et al.</i> (1997a)	Siltito	0 a 26.0	35.0 a 43.0
Projeto 79/13 e 80/13	Arenito	5.0 a 25.9	19.8 a 45.4
Müller (2015) - convencional	Arenito	5.0 a 16	19.8 a 33.3
Müller (2015) – múltiplos estágios	Arenito	13.8	24.3
Este trabalho	Arenito Fino/Siltito	9.9 a 15.8	22.7 a 32.0

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018. Nota: <sup>1</sup> Valores retirados de Eisenberger (2003).

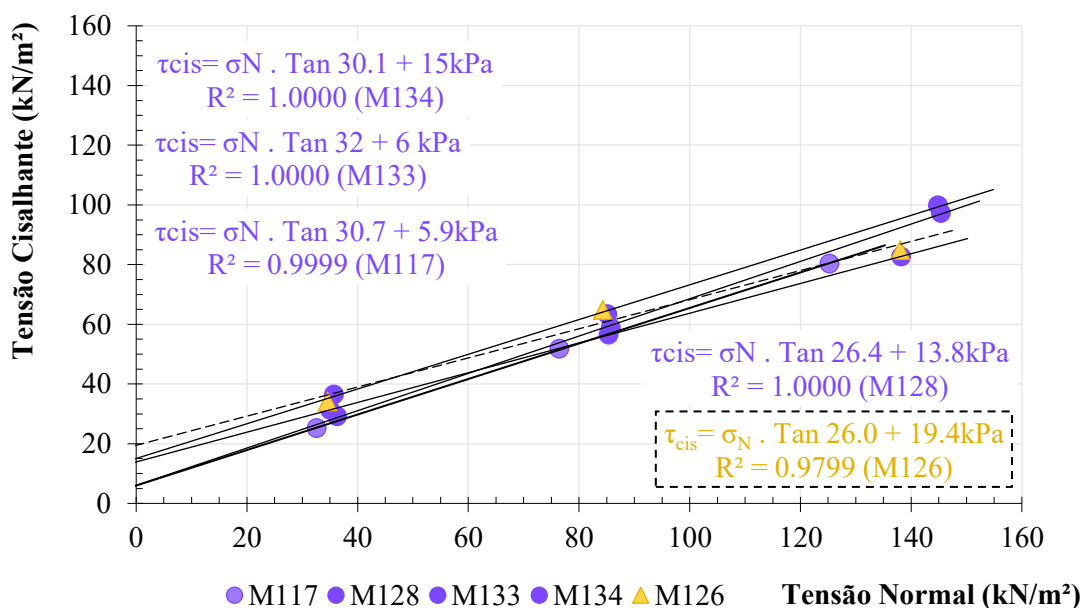
Para os pontos M123 e M124 é possível concluir que os parâmetros de resistências se aproximam de valores encontrados para mais de uma litologia: a) solos residuais de Folhelho/Siltito dos Projetos 79/13 e 80/13 b) solos residuais de siltito de Müller (2015) e Pinheiro *et al.* (2002). Estes resultados podem ser sustentados pela análise granulométricas realizada nos pontos, que apresentaram uma alta quantidade de material fino, característica importante dos siltitos.

Quanto ao ponto M125, se comparados os resultados deste trabalho com solos residuais de siltito dos autores citados, observa-se um valor de coesão dentro do que foi encontrado, porém, um ângulo de atrito significativamente menor. Já quando comparados com solos residuais de arenito em ensaios realizados pelo Projeto 79/13 e 80/13 e por Müller (2015) há semelhanças significativas (Tabela 16).

### 5.2.2 Solos coluvionares

Nos materiais coluvionares, os valores de coesão variaram de 5.9 a 19.4 kN/m<sup>2</sup>, obtidos nos pontos M117 e M126, respectivamente. Em relação ao ângulo de atrito interno dos solos coluvionares, os valores variaram de 26° a 32°.

Figura 92. Envoltória de resistência ao cisalhamento dos solos coluvionares gnaisse máfico (lilás) e arenito fino e siltito (verde).



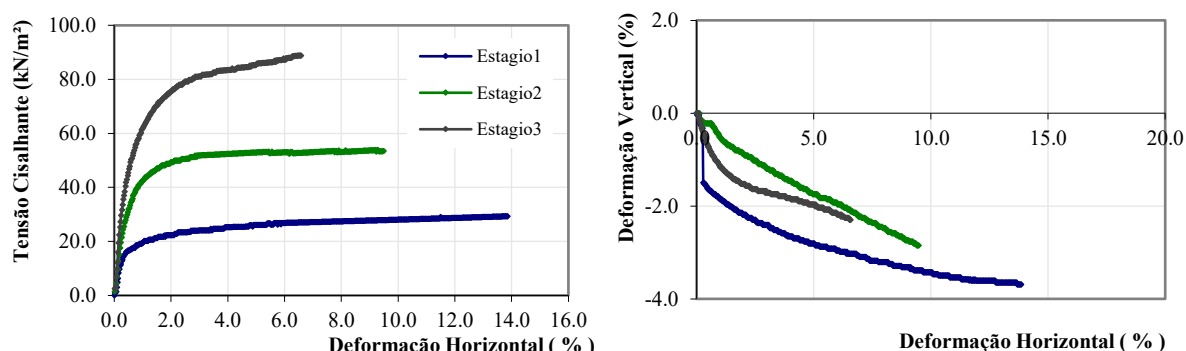
Fonte: Do autor, 2018.

Os solos coluvionares de gnaiss máfico obtiveram coesões variando de 5.9 kPa a 15.0 kPa, dos pontos M117 e M134, respectivamente. Quanto ao ângulo de atrito, houve variação de 26.4° a 32.0°, dos pontos M128 e M133, respectivamente. Já o solo coluvionar de arenito fino e siltito obteve coesão e ângulo de atrito de 19.4 kPa e 26.0°, respectivamente.

Entre a Figura 93 e Figura 96 são apresentados os gráficos de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e deformação vertical *versus* deformação horizontal dos solos coluvionares de gnaiss máfico e na Figura 97 o gráfico do solo coluvionar de arenito fino/siltito. Observou-se que, para as tensões confinantes do primeiro estágio, os pontos M128, M133 e M134, apresentaram tendência à ocorrer um leve pico de resistência.

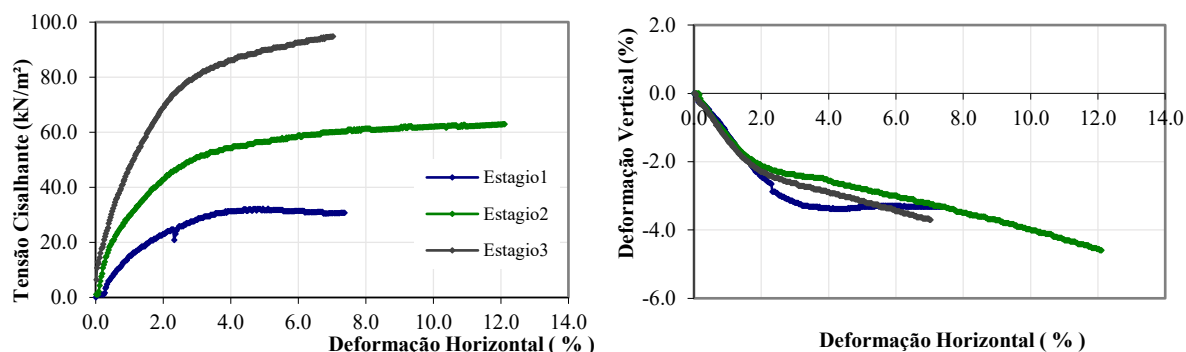
Quanto a deformação vertical não houve uma tendência de maior ou menor deformação de acordo com a tensão confinante aplicada. Entretanto, para as tensões de primeiro estágio nos pontos M128 e M133, as deformações verticais estabilizaram-se com menores deformações horizontais, aproximadamente entre 3.7% e 2.8%, respectivamente. Esses pontos chegaram, inclusive, a terem leves dilatações de 0.1% e 0.2%.

Figura 93. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M117.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (3.9), 2º estágio (3.0) e 3º estágio (2.8).

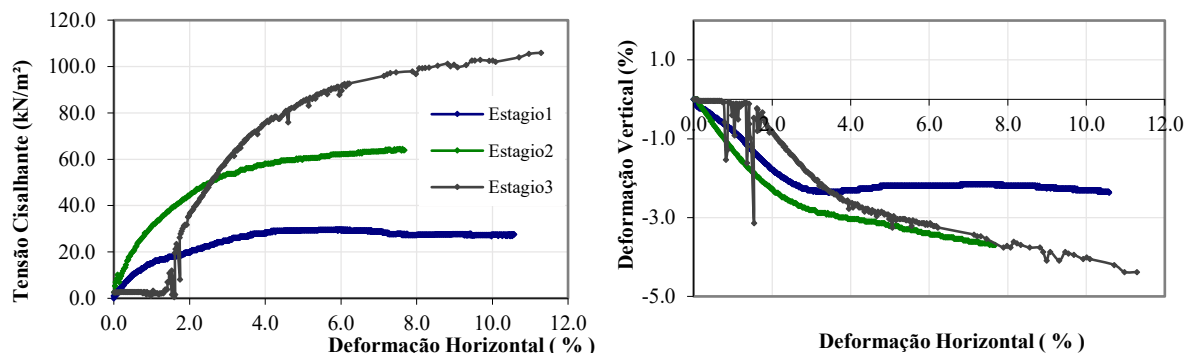
Figura 94. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M128.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (4.0), 2º estágio (5.1) e 3º estágio (3.3).

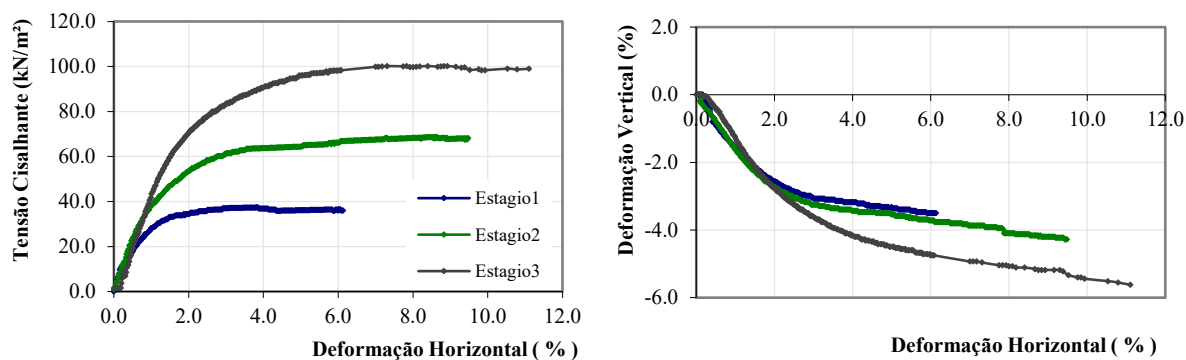


Figura 95. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M133.



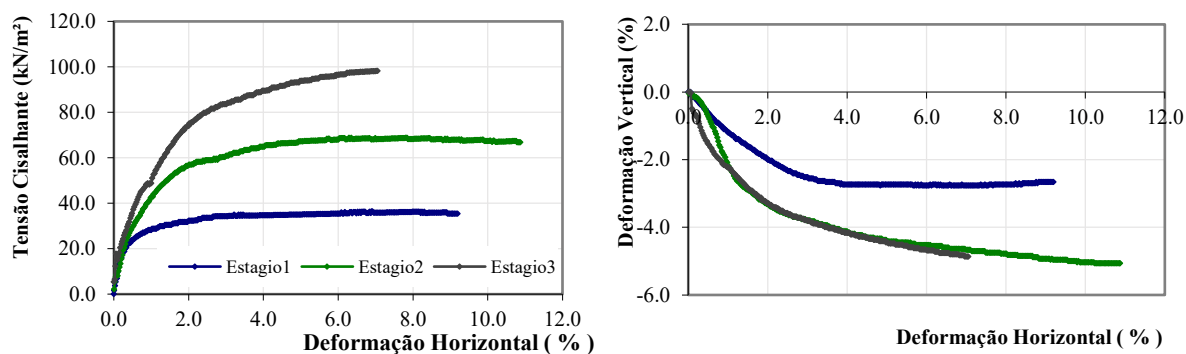
Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (4.4), 2º estágio (4.3) e 3º estágio (7.3).

Figura 96. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M134.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (2.9), 2º estágio (3.6) e 3º estágio (7.0).

Figura 97. Gráficos de tensão  $\tau$  x deformação horizontal (esquerda) e deformação vertical x deformação horizontal (direita) em amostras do ponto M126.



Fonte: Do autor, 2018. Observação: Deformação horizontal aplicada (%) - 1º estágio (2.7), 2º estágio (3.9) e 3º estágio (3.2).

### 5.2.2.1 Parâmetros de resistência obtidos na bibliografia

Andrade (1990) realizou estudos de resistência ao cisalhamento colúvio, que era formado por duas camadas diferentes, sobre rochas gnáissicas na Encosta de Cactáreo, Jardim Botânico, Rio de Janeiro. Rodriguez (2005) classificou esse colúvio como heterogêneo de composição mista com blocos soltos. As tensões normais aplicadas variaram de 22 kPa a 135 kPa, próximas das aplicadas neste trabalho. Ambos os solos não apresentaram pico de resistências e sua variação volumétrica compressiva.

Futai (2002) realizou ensaios de cisalhamento direto em solo coluvionar sobre rochas gnáissicas da Estação Holanda, no distrito de Ouro Preto, Santo Antônio do Leite, Minas Gerais. O autor concluiu que os solos, em geral, sofreram comportamento compressivo e não apresentaram pico de tensão.

Rodriguez (2005) realizou ensaios de cisalhamento direto em solos coluvionares gnáissicos da Estação Bela Vista, na cidade de Bananal, São Paulo. O solo não apresentou comportamento dilatante para tensões altas (100 kPa a 600 kPa). Para os solos que apresentaram pico de tensão esse comportamento nem sempre esteve relacionado com um comportamento dilatante. Em geral, os picos de tensão ocorreram para tensões de 12.5 kPa, 21 kPa e 50 kPa.

Tabela 17. Compilação de resultados encontrados na bibliografia e comparação com os solos coluvionares de gnaiss máfico deste estudo.

Autor	Solo coluvionar	c' (kPa)	$\phi$ (°)
Projeto 79/13 e 80/13	Cambissolo de depósito de encosta	5.2 a 12.5	27.7 a 41.0
Projeto 79/13 e 80/13	Solo coluvionar de gnaiss máfico	2.2 a 20.4	24.9 a 32.2
Rodriguez (2005)	Solos coluvionares de rochas gnáissicas	1.6 a 19.9	25.2 a 30.1
Freitas <i>et al.</i> (2005) <sup>1</sup>	Solos coluvionares de rochas gnáissicas	0 a 49.0	18.0 a 43.0
Fonseca <i>et al.</i> (2002) <sup>2</sup>	Solo coluvionar sobre rochas graníticas e gnáissicas	6.0 a 8.0	26.5 a 36.2
Futai (2002) <sup>2</sup>	Solo coluvionar sobre rochas gnáissicas	15.0	30.0
Soares e Politano (1997) <sup>2</sup>	Colúvio sobre rochas gnáissicas	10.0 a 59.0	32.5 a 41.0
Delgado (1993) <sup>1</sup>	Colúvio de rochas gnáissica	0	26.4
Rocha (1993) <sup>1</sup>	Colúvio de rochas gnáissica	2.0	28.0
Andrade (1990)	Colúvio sobre rochas gnáissicas	0 a 4.3	31.0 a 32.0
Moreira (1974) <sup>1</sup>	Colúvio heterogêneo sobre rochas gnáissicas	28.0	27.0
Este trabalho	Solos coluvionares de gnaiss máfico	9.9 a 11.8	26.5 a 32.0

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018. Nota: <sup>1</sup> Valores retirados de Rodriguez (2005). <sup>2</sup> Valores retirados de Perazzolo (2003).

Resultados em solos coluvionares de gnaiss máfico apresentaram-se próximos ou dentro do que foi obtido pelo projeto de “Elaboração de cartas de aptidão à urbanização frente

aos desastres naturais” para os Cambissolos de depósitos de encosta (Cde) e solos coluvionares de gnaiss máfico. Já o solo coluvionar de arenito fino/siltito apresentou coesão consideravelmente maior que os obtidos para Cambissolos de depósitos de encosta. Entretanto, é importante destacar que essas unidades geotécnicas não tiveram suas litologias descritas, o que não torna a análise comparativa confiável possível.

Pinheiro (2000) realizou ensaios de cisalhamento em um solo coluvionar de siltito vermelho no município de Faxinal do Soturno. Segundo o autor, não houve ocorrência de pico de resistência e variações volumétricas foram apenas compressivas. Pinheiro *et al.* (2002 *apud* EISENBERGER, 2003) realizaram ensaios em talude coluvionar urbano sobre siltitos na cidade de Santa Cruz do Sul, Rio Grande do Sul e identificaram os mesmos comportamentos tensão *versus* deformação e variação volumétrica.

Feuerharmel *et al.* (2004 *apud* RODRIGUEZ, 2005) realizaram ensaios de cisalhamento direto em arenitos da Formação Botucatu, na região do Gasoduto Brasil-Bolívia. Para tensões normais aplicadas de 25 kPa a 100 kPa os valores de coesão e ângulo de atrito foram de 5.5 kPa e 37.4°, respectivamente. Para tensões maiores que 100 kPa, a coesão e o ângulo de atrito foram 28.7 kPa e 26.0°, respectivamente. Segundo os autores, houve picos de resistência para tensões até 200 kPa, mas comportamento dilatante somente para tensões de 25 kPa.

Tabela 18. Compilação de resultados encontrados na bibliografia e comparação com os solos coluvionares de arenito fino/siltito deste estudo.

<b>Autor</b>	<b>Solo coluvionar</b>	<b>c' (kPa)</b>	<b>φ (°)</b>
Projeto 79/13 e 80/13	Cambissolo de depósito de encosta	5.2 a 12.5	27.7 a 41
Feuerharmel <i>et al.</i> (2004) <sup>1</sup>	Solo coluvionar de arenito	5.5 a 28.7	26.0 a 37.4
Pinheiro <i>et al.</i> (2002) <sup>2</sup>	Solo coluvionar sobre siltito	0 a 6.5	28.0 a 34.0
Pinheiro. (2000)	Solo coluvionar sobre siltito vermelho	3.3 a 9.2	37.8 a 43.6
Este trabalho	Solos coluvionares de arenito fino/siltito	19.4	26.0

Fonte: Elaborado pelo autor, 2018. Nota: <sup>1</sup> Valores retirados de Rodriguez (2005). <sup>2</sup> Valores retirados de Eisenberger (2003).

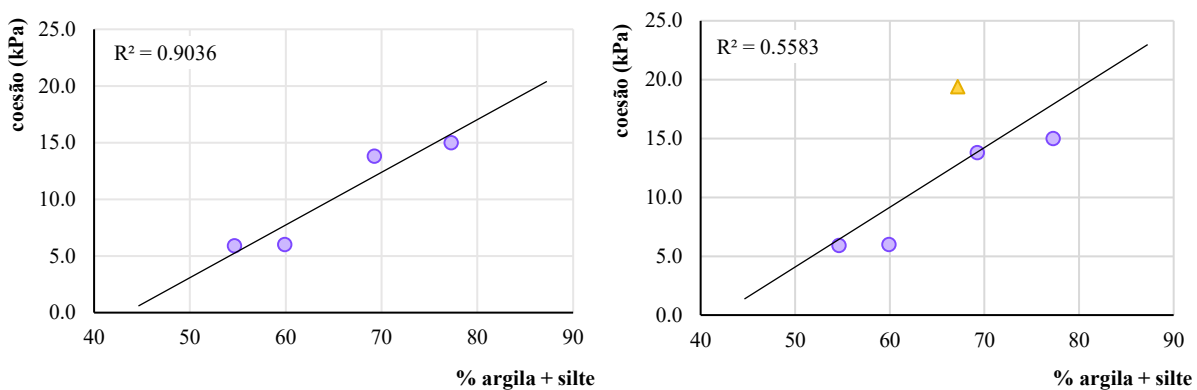
Nas Tabela 17 e Tabela 18 foram compilados resultados encontrados na bibliografia. Ao comparar com os resultados obtidos neste trabalho. É possível constatar que os parâmetros encontrados em solos coluvionares de gnaiss máfico de acordo com o que foi encontrado pelo Projeto 79/13 e 80/13, Freitas *et al.* (2005), Fonseca *et al.* (2002), Soares e Politano (1997). Porém só foi observada similaridade dos parâmetros de resistência e comportamento tensão *versus* deformação com Rodriguez (2005).

Apesar dos parâmetros não concordarem com valores dos estudos de Pinheiro *et al.* (2002) e Pinheiro (2000), o comportamento tensão *versus* deformação foram similares com os solos coluvionares de arenito fino/siltito. Este comportamento não ocorre quando comparados com os solos coluvionares de arenitos médios a finos da Formação Botucatu, nos ensaios realizados por Feuerharmel *et al.* (2004 *apud* RODRIGUEZ, 2005). Neste caso, os parâmetros se adequam aos encontrados pelos autores, mas o comportamento dilatante para tensões de 25 kPa e resistência de pico para tensões até 200 kPa não foi observado.

### 5.2.2.2 Relações entre os parâmetros de resistência e as frações granulométricas

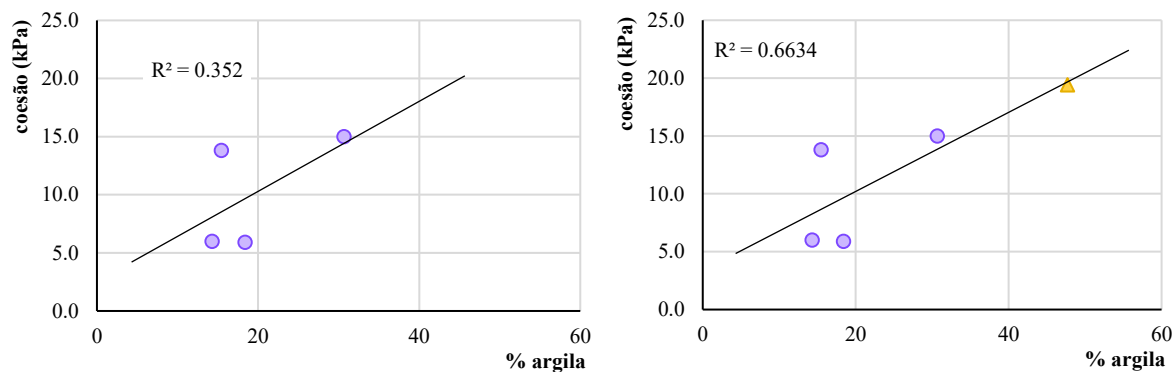
Através de gráficos de regressão linear simples foi possível observar as relações entre a coesão e a fração de argila + silte (Figura 98) e fração de argila (Figura 99). Nos gráficos a seguir foram utilizadas as cores padrões do Quadro 4.

Figura 98. Gráfico de coesão *versus* fração argila + silte para os solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda) e gráfico com todos os solos coluvionares (direita).



Fonte: Do autor, 2018.

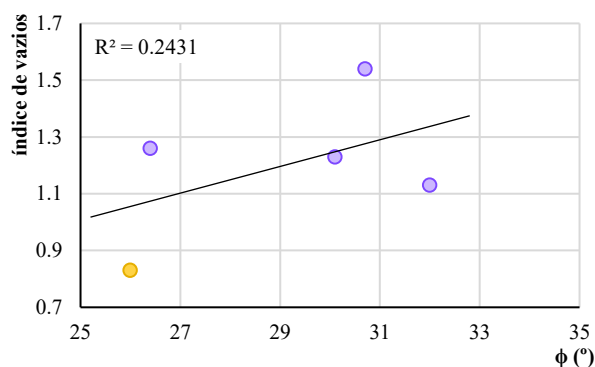
Figura 99. Gráfico de coesão *versus* fração de argila para solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda) e gráfico com todos os solos coluvionares (direita).



Fonte: Do autor, 2018.

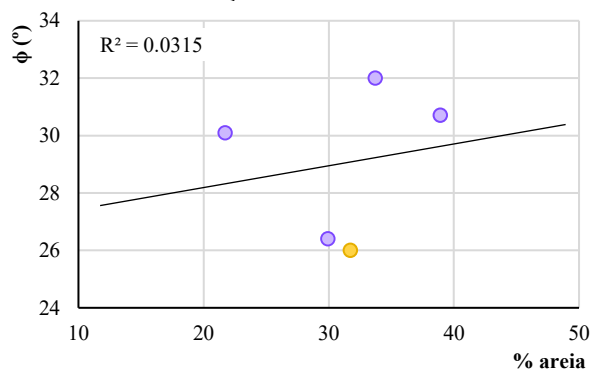
Em relação ao ângulo de atrito, quando comparados todos os solos coluvionares não foi possível observar resultados ou tendências ligadas aos índices de vazios (Figura 100), fração de areia (Figura 101), areia + silte (Figura 102) e argila (Figura 103). O mesmo aconteceu quando foram comparados os solos coluvionares de gnaiss máfico.

Figura 100. Gráfico de índice de vazios *versus* ângulo de atrito de todos os solos coluvionares.



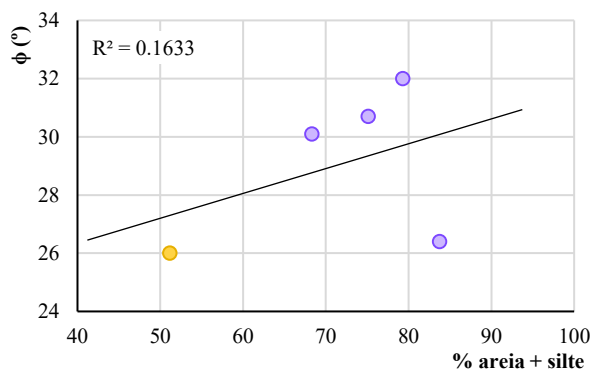
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 101. Gráfico de ângulo de atrito *versus* fração de areia de todos os solos coluvionares.



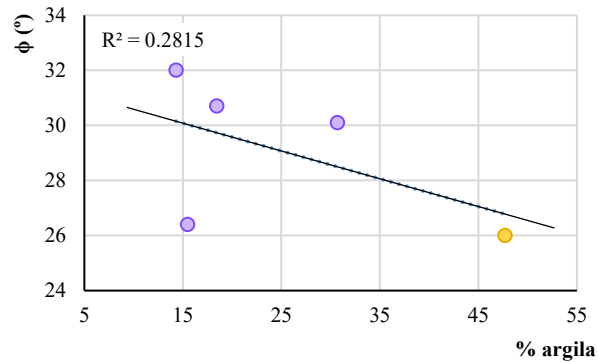
Fonte: Do autor, 2018.

Figura 102. Gráfico de ângulo de atrito *versus* fração de areia + silte de todos os solos coluvionares.



Fonte: Do autor, 2018.

Figura 103. Gráfico de ângulo de atrito *versus* fração de argila de todos os solos coluvionares



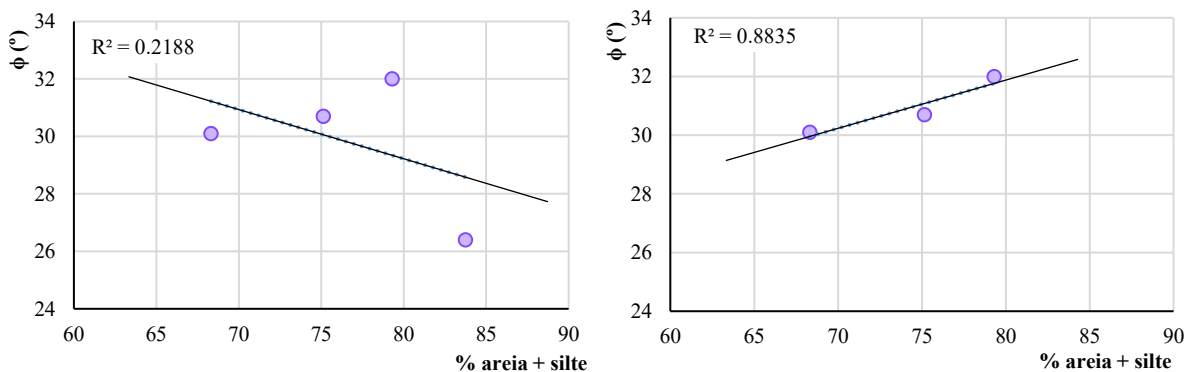
Fonte: Do autor, 2018.

Como não foram encontradas tendências entre granulometria, índices físicos e parâmetros de resistência dos solos coluvionares, projetou-se gráficos simulando a ausência de cada ponto, a fim de entender de que maneira cada um dispersava o coeficiente de determinação ( $R^2$ ).

Então, foi observado que o ponto M128 dispersava alguns desses resultados, como pode ser visto nos gráficos abaixo (Figura 104 e Figura 105). Apesar de não haver aumento considerativo do  $R^2$  em todas as comparações, é possível afirmar que este ponto se trata de um solo coluvionar de gnaiss máfico com comportamento diferente.

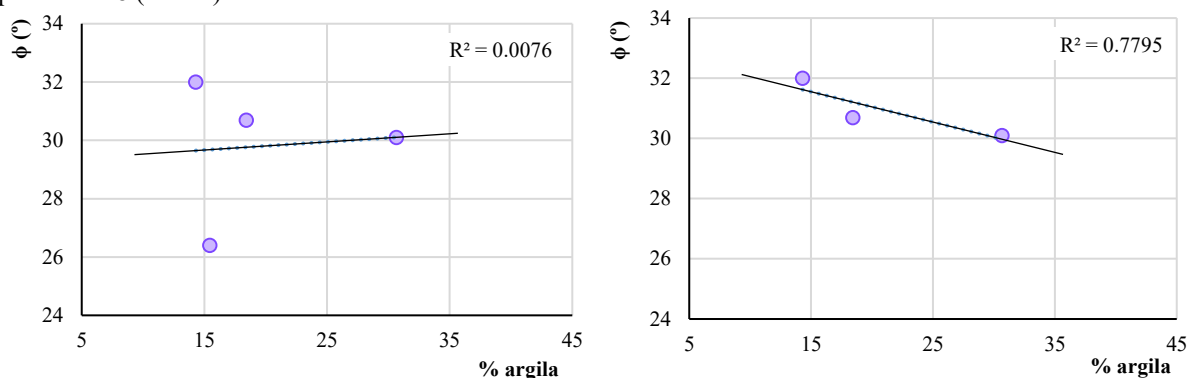
Abaixo são apresentados os gráficos de ângulo de atrito *versus* areia + silte e argila, que apresentaram mudanças consideráveis do  $R^2$ , para os solos coluvionares de gnaiss máfico, com e sem o ponto M128.

Figura 104. Gráfico de ângulo de atrito *versus* fração de areia + silte com todos os solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda); sem o ponto M128 (direita)



Fonte: Do autor, 2018.

Figura 105. Gráfico de ângulo de atrito *versus* argila de solos coluvionares de gnaiss máfico (esquerda); sem o ponto M128 (direita)



Fonte: Do autor, 2018.

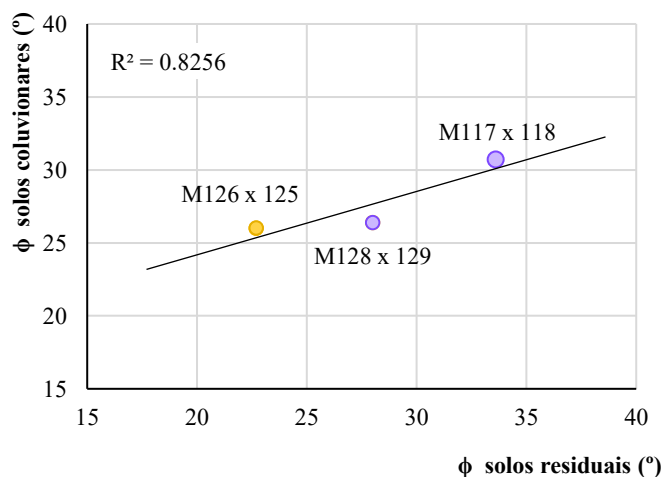
### 5.2.3 Solos coluvionares *versus* solos residuais

Neste capítulo foram comparados os parâmetros de resistência de solos residuais e coluvionares. Os pares de pontos em cada gráfico foram escolhidos pela proximidade dos locais de coleta, como no caso dos pontos M128 e M129, cujo solo coluvionar (M128) originou-se pelo movimento do solo residual (M129).

Nas Figura 106 e 107 foram comparados os ângulos de atrito e coesões dos pares de solos coluvionares e solos residuais. O objetivo dessa comparação foi analisar se os solos residuais com parâmetros mecânicos diferentes geraram solos coluvionares com parâmetros parecidos.

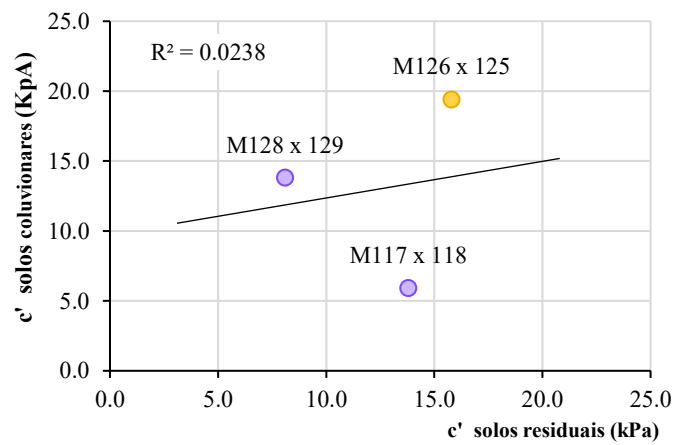
Para o caso destes três pares de pontos, os solos residuais não geraram solos coluvionares com parâmetros de resistência parecidos, visto a dispersão dos pontos, principalmente, para a coesão.

Figura 106. Comparação entre os ângulos de atrito dos pares de solos coluvionares e solos residuais.



Fonte: Do autor, 2018.

Figura 107. Comparação entre as coesões dos pares de solos coluvionares e solos residuais.



Fonte: Do autor, 2018.



## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A análise de resultados permitiu que fossem elaboradas conclusões acerca da classificação em mapeamentos geotécnicos das unidades denominadas “Cambissolos de depósitos de encosta”, além de sugestões para trabalhos futuros.

### 6.1 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo geral analisar e compreender a variação dos parâmetros mecânicos de solos coluvionares e residuais de diferentes litologias. Deste modo, se possível, indicar o quanto esta variação de acordo com a litologia deve ser levada em conta para a classificação das unidades geotécnicas denominadas “Cambissolos de depósito de encosta” a partir de suas litologias.

#### **Conclusões gerais**

Os resultados obtidos em solos coluvionares e residuais de diferentes litologias evidenciam a variação nos parâmetros mecânicos.

Apesar da amostragem restrita, com apenas dez solos residuais e cinco solos coluvionares, o estudo indica que os solos residuais e coluvionares possuem diferentes comportamentos e tendências para tensão *versus* deformação, índices físicos, limites de consistências e granulometria.

Assim como observado por Rodriguez (2005), que propôs uma classificação qualitativa para colúvios brasileiros através de análise dos seus comportamentos mecânicos, as análises e conclusões podem servir de base para os solos analisados, porém, os comportamentos e tendências podem não ocorrer ou serem diferentes em um universo maior de amostragem. Portanto, visto a heterogeneidade dos resultados, não há a necessidade de adição de novos parâmetros mecânicos a fim de encontrar tendências nos comportamentos dos solos coluvionares.

A análise realizada no capítulo 5.2.3, onde foram comparados pares de pontos com solos residuais e coluvionares de mesma litologia e locais próximos, indica que os solos residuais com parâmetros mecânicos diferentes geraram solos coluvionares com parâmetros diferentes.

O solo coluvionar de gnaiss máfico do ponto M128 demonstra que há variação nos parâmetros mecânicos entre os solos coluvionares de mesma litologia. Esta variação pode ser explicada pela heterogeneidade das composições mineralógicas e pelos diferentes processos de formação dos colúvios, vistas no capítulo 2.1.2 e 2.1.3.

Alguns pontos estão localizados sobre unidades geotécnicas com mais de um substrato litológico, como o M123, M124, M125, M126 e M130. A comparação dos resultados desses pontos com valores da bibliografia apresentou uma necessidade de classificação litológica mais exata, contendo somente uma litologia. Isso, pois, em todos esses casos foi possível observar similaridades dos parâmetros de resistência desses pontos com alguma litologia da bibliografia. Por exemplo, siltito para os pontos M123 e M124, arenito para o ponto M125 e migmatito para o ponto M130.

### **Índices físicos**

Os solos residuais de arenito fino/siltito apresentaram semelhanças para massa específica aparente seca, índice de vazios e porosidade. Para os solos residuais, essa foi a única litologia em que os pontos possuíram similaridade dos resultados de índice físicos. É possível que a maior proximidade entre os pontos e/ou baixa profundidade de coleta tenham afetado diretamente os resultados.

### **Granulometria**

Os solos residuais, em geral, apresentaram as maiores médias de silte e areia, enquanto os solos coluvionares apresentaram a maiores médias de argila.

Quanto à granulometria dos solos residuais, os solos de arenito fino/siltito apresentaram a maior média de argila e menor de fração arenosa. Já os solos residuais de granito/migmatito e migmatito apresentaram a maior média de areia e menor de argila.

Quanto à granulometria dos solos coluvionares, os solos de arenito fino/siltito apresentaram maior quantidade de silte, enquanto os solos de gnaiss máfico apresentaram a maior quantidade argila e areia.

### **Resistência ao cisalhamento de solos residuais**

Os resultados de solos residuais de granito/migmatito e migmatito, ao serem comparados com a bibliografia, indicaram que os pontos M116 e M131 possuem parâmetros de resistência similares aos de granito. Enquanto que o ponto M130 possui parâmetros similares com as de migmatito.

Os resultados de solos residuais de gnaiss máfico indicaram comportamentos diferentes de tensão *versus* deformação. Porém, observa-se uma proximidade entre os valores de solos residuais de gnaiss máfico deste estudo com os valores compilados na Tabela 14. Entretanto, é importante ressaltar que nesses trabalhos não foram detalhados em que tipo de gnaiss foram realizados os ensaios, se máfico ou félsico.

Para os solos residuais de gabro, o aumento do confinamento nas amostras do ponto M132 gerou maiores resistências e indicou uma tendência a formação de pico de resistência, e leve aumento volumétrica após alcance da resistência máxima. Enquanto que o ponto M119 apresentou curva suave até atingir resistência máxima e deformação volumétrica compressiva.

Nos solos residuais de arenito fino/siltito, destaca-se a semelhança de resultados de mais de uma litologia para os pontos M123 e M124. Para o ponto M125 observa-se semelhanças nítidas entre os seus parâmetros e de solos residuais de arenito. No geral, dentre os solos residuais estudados, os solos desta litologia apresentaram maior semelhança entre si de comportamento tensão *versus* deformação e variação volumétrica.

### **Resistência ao cisalhamento em solos coluvionares**

Para solos coluvionares de gnaiss máfico, observou-se nos pontos M128, M133 e M134 ocorrência leve de pico de resistência para tensões de primeiro estágio. Concluiu-se que a coesão destes materiais tem forte relação com a fração de finos.

Nem todos os solos coluvionares apresentaram comportamentos semelhantes com o estudo de Aguiar (2008), apresentados na Figura 4. Em alguns pontos, como o M117 e M126, observa-se resistência máxima com pouca deformação. Em outros, como o M128, M133 e M134, há presença de pico de resistência para menores tensões confinantes.

## 6.2 SUGESTÕES

Abaixo são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Realizar ensaios de resistência em solos coluvionares a fim de determinar a resistência residual destes. Segundo Lacerda (2002) a contato entre o solo residual e coluvionar tem forte relação com resistência residual do solo coluvionar. Portanto, essa análise seria uma forma de identificar e separar um colúvio antigo de um solo residual.
- b) Realizar de descrição petrográfica dos pontos a fim de determinar uma classificação litológica mais exata.
- c) Realizar de Microscopia Eletrônica de Varredura, o MEV, a fim de determinar a composição mineralógica do solo de forma mais detalhada e permitir a observação dos minerais separadamente. Além analisar a influência destes minerais em possíveis comportamentos expansíveis, plásticos ou resistentes.
- d) Analisar a estabilidade das encostas estudadas, visto que oito dos quinze pontos analisados estão próximos de propriedades privadas ou estradas.
- e) Execução de um estudo dos colúvios e solos residuais com profundidades e horizontes estabelecidos, de forma que seja possível analisar a influência destes nas características geomecânicas dos solos.
- f) Identificar os efeitos na resistência ao cisalhamento causados pela anisotropia dos solos.

## REFERÊNCIAS

- ABREU, A. E. S de; AUGUSTO FILHO, O. Mapeamento Geotécnico para Gestão Municipal – Abordagem Combinando Três Métodos Distintos e sua Aplicação em Analândia, SP. **Revista Luso-brasileira de Geotecnia**, São Paulo, n. 115, p.45-80, mar. 2009.
- AGUIAR, M. F. P. de. **Estudo da estabilidade de um colúvio na Serra do Mar por elementos finitos**. 2008. 202 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- ALMEIDA, R. P. *et al.* The Ediacaran to Cambrian rift system of Southeastern South America: tectonic implications. **The journal of Geology**, v. 118, n. 2, p. 145-161, 2010.
- ANDRADE, M. H. N. **Retroanálise do escorregamento da Encosta do Cactáreo, Jardim Botânico: Mecanismos de Ruptura**. 1990. Tese de Doutorado. Tese de Mestrado. PUC-Rio Google Scholar.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS. **NBR 6508**: determinação da massa específica: grãos de solos que passam na peneira de 4, 9mm. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.
- BARATA, F. E. **Propriedades Mecânicas dos Solos**: Uma introdução ao projeto de fundações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984. 152 p.
- BASEI, M. A. S. **O Cinturão Dom Feliciano em Santa Catarina**. 1985. 185 f. Tese (Doutorado): Curso de Geologia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.
- BASEI, M. A. S.; MCREATH, I. Siga Jr., 1998, The Santa Catarina Granulite Complex of Southern Brazil: a review. **Gondwana Research**, v. 1, p. 383-391.

BASEI, M. A. S. *et al.* The Evolution and Tectonic Setting of the Luis Alves Microplate of Southeastern Brazil: An Exotic Terrane during the Assembly of Western Gondwana. **Developments in Precambrian Geology**, v. 16, p. 273-291, 2009.

BASEI, M. A. S. *et al.* Tectonic evolution of the Brusque Group, Dom Feliciano belt, Santa Catarina, Southern Brazil. **Journal of South American Earth Sciences**, v. 32, n. 4, p. 324-350, 2011a.

BASEI, M. A. S. *et al.* The Itajaí foreland basin: a tectono-sedimentary record of the Ediacaran period, Southern Brazil. **International Journal of Earth Sciences**, v. 100, n. 2-3, p. 543-569, 2011b.

BASTOS, C.A.B. **Mapeamento e Caracterização Geomecânica das Unidades Geotécnicas de Solos Oriundos dos Granitos, Gnaisses e Migmatitos de Porto Alegre**. 1991. 155 f. Dissertação (Mestrado): Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

BLIGHT, G. E. Origin and formation of residual soils. **Mechanics of Residual Soil**, p. 1-15, 1997.

BRENNER, R. P.; GARGA, V. K.; BLIGHT, G. E. Shear strength behaviour and the measurement of shear strength in residual soils. **Mechanics of Residual Soils**, p. 155-220, 1997.

BRUGGER, P. J.; EHRLICH, M.; LACERDA, W. A. Movements, piezometric level and rainfall at two natural soil slopes. In: **2 a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**. 1997.

CAMPOS, R. S de. **Petrologia, caracterização geológica, geoquímica e geocronológica do magmatismo pré, sin e pós-colisional presente no Complexo Metamórfico Brusque nas regiões de Itapema e Botuverá, Santa Catarina, Brasil**. 2011. 325 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

CAPUTO, H. M. **Mecânica de Solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988. 234 p.

CARLOTTO, M.A. **Análise estratigráfica dos fluxos gravitacionais da Formação Maracangalha no campo de Jacuípe, Bacia do Recôncavo, Brasil**. 2006. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

CASTRO, Vinícius Moreira de. **Estudo sobre a estabilidade da encosta do morro de Sapinhatuba I, Angra dos Reis, RJ**. 2012. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

CHEMALE JR, F.; HARTMANN, L. A.; SILVA, LC da. Stratigraphy and tectonism of the Brasiliano Cycle in southern Brazil. **Communications of the Geological Survey of Namibia**, v. 10, p. 151-166, 1995.

CRUDEN, David M.; VARNES, David J. Landslides: investigation and mitigation. Chapter 3- Landslide types and processes. **Transportation research board special report**, n. 247, 1996.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011. 611 p.

DAVISON DIAS, R. Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais. **Revista do Instituto Geológico**, São Paulo, p.51-55, 1995.

DEERE, D. U.; PATTON, F. D. Slope stability in residual soils. In: **Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, American Society of Civil Engineers**. 1971. p. 87-170.

EISENBERGER, C.N. **Estudo do comportamento de um talude coluvionar urbano em Santa Cruz do Sul-RS**.2003. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FIORI, A.P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2. ed. Curitiba: Editora Ufpr, 2011. 604 p.

FLACH, M. K. **Análise da estabilidade de um talude em solo natural com avaliação dos parâmetros de resistência em diferentes profundidades, Nova Trento-SC**. 2016. 107 f. TCC (Graduação) - Curso de Geologia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

FLORENZANO, T. G. (Org.). **Geomorfologia: conceitos e tecnologias atuais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 318 p.

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

FONSECA, A. P. *et al.* Resistência ao cisalhamento de solos coluvionares de diferentes idades. In: **XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XII COBRAMSEG)**. 2002. p. 499-505.

FONSECA, A. P; LACERDA, W. A. Ensaio de Resistência de Pico e Residual em Solos Tropicais de Gnaisse. In: **II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos**, Friburgo: ABMS, 2006.

FREIRE, O. **Solos das regiões tropicais**. Botucatu: FEPAF, 2006. 268 p.

FUTAI, M. M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: Aplicação a um caso de voçorocamento**. 2002. 597 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

GERSCOVICH, D. M. S. **Resistência ao Cisalhamento**. Rio de Janeiro - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2010. 102 f. Apostila.

GODOI, C. S. **Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss, Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2014. 212 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

GUADAGNIN, F. *et al.* Depositional age and provenance of the Itajaí Basin, Santa Catarina State, Brazil: Implications for SW Gondwana correlation. **Precambrian Research**, Porto Alegre, v. 180, n. 3, p.156-182, 2010.

GUIDICINI, G; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgar Blucher, 1984.

HANSEN, M.J. Strategies for classification of landslides. In: BRUSDEN, Denys; PRIOR, David B. (Org.). **Slope Stability**. Salisbury: John Wiley & Sons Inc, 1984. p. 1-25.

HARTMANN, L. A.; SILVA, LC da; ORLANDI FILHO, V. O Complexo Granulítico de Santa Catarina; descrição e implicações genéticas. **Acta Geológica Leopoldensia**, v. 3, n. 6, p. 93-112, 1979.

HARTMANN, L.A. *et al.* Ion microprobe (SHRIMP) dates complex granulite from Santa Catarina, southern Brazil. **Anais**. Academia Brasileira de Ciências, 72. 2000.

HIGASHI, R. A. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

HUTCHINSON, J. N. General report - morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology: Proc 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, 10–15 July 1988V1, P3–35. Publ Rotterdam: AA Balkema, 1988. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon, 1989. p. 88.

IGLESIAS, C. M. F. *et al.* **Geologia e recursos minerais da Folha Joinville - SH. 22–Z–B: Escala 1 - 250.000**, Estado de Santa Catarina. Porto Alegre: CPRM, 2011. 106 p.

KORMANN, T. C. **Ocupação de encostas no município de Blumenau, SC: Estudo da formação das áreas de risco a movimentos de massa**. 2014. 147 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

KREBS, A. S. J.; LOPES, R. da C.; CAMOZZATO, E. Caracterização faciológica do Grupo Itajaí na folha Botuverá (SC). **Congresso Brasileiro de Geologia**, v. 36, p. 82-92, 1990.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. Movimentos de Massa Coluviais. In: Conferência brasileira de estabilidade de encostas, 3., 1985, Rio de Janeiro. **Anais**. Rio de Janeiro: Clube da Engenharia, 1985. p. 1 - 19.

LACERDA, W. A.; SANTOS JR, O. F.; EHRlich, M. Efeitos das variações de poro-pressão sobre a estabilidade de encostas em solos residuais. **2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (2ª COBRAE)**. ABGE, ABMS e ISSMGE, Rio de Janeiro, p. 381-388, 1997.



LACERDA, W. A. Comportamento Geotécnico de Massas Colúviais. In: Simpósio de prática de engenharia geotécnica da região sul, 1., 2002, Joinville. **Anais**. Joinville: Geosul, 2002. p. 219 - 231.

LEPSCH, I. F. **Formação e conservação dos solos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 215 p.

LODI, P.C. **Mecânica dos Solos**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, ca. 2012. 110 f. Apostila.

MARTINS, K. G. **Expansão urbana desordenada e aumento dos riscos ambientais à saúde humana: o caso brasileiro**. 2012. 65 f. Monografia (Especialização) - Curso de Gestão Ambiental, Universidade de Brasília, Planaltina, 2012.

MIRANDA, J. G. de. **Mapeamento geotécnico e estudo da susceptibilidade à erosão na bacia do Ribeirão Ponte da Pedra (MT), escala 1 - 100.000**. 2005. 269 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

MONTEIRO, M. A. Caracterização climática do estado de Santa Catarina: uma abordagem dos principais sistemas atmosféricos que atuam durante o ano. **Geosul**, v. 16, n. 31, p. 69-78, 2001.

MÜLLER, V. S. **Avaliação da influência de um protocolo para obtenção de dados de resistência ao cisalhamento com aplicação em mapas geotécnicos**. 2015. 105 f. TCC (Graduação) - Curso de Geologia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

ORLANDINI, R. **Unidades Geotécnicas dos Municípios de Novo Hamburgo e Campo Bom /RS e Caracterização Geomecânica de Perfis Típicos de Solos de Arenito**. 1991. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 2. ed. Rio de Janeiro - Livros Técnicos e Científicos, 1995. 378 p.

PAULA, S.M. de; NODARI, E.S.; ESPÍNDOLA, M.A. O crescimento urbano e as enchentes em Blumenau (SC). **Revista do Arquivo Geral da Cidade do Rio de Janeiro**, Rio de Janeiro, n. 8, p.201-212, 2014.

PELLERIN, J. *et al.* Les crues et laves torrentielles catastrophiques du 23 décembre 1995 dans l'État de Santa Catarina (Brésil subtropical)/The December 23rd, 1995 floods and debris flows in Santa Catarina State (Subtropical Brazil). **Géomorphologie: relief, processus, environnement**, v. 8, n. 1, p. 51-60, 2002.

PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da Formação Serra Geral, RS**. 2003. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PERON, A.; MAAR, A.; NETTO, F. D. P. **Santa Catarina: História, Espaço Geográfico e Meio Ambiente**. 2. ed. Florianópolis: Insular, 2011. 288 p.

PHILIPP, R.P. *et al.* Caracterização litológica e evolução metamórfica da porção leste do Complexo Metamórfico Brusque, Santa Catarina. **Brazilian Journal of Geology**, v. 34, n. 1, p. 21-34, 2004.

PHILIPP, R.P.; DE CAMPOS, R.S. Granitos peraluminosos intrusivos no Complexo Metamórfico Brusque: registro do magmatismo relacionado a colisão neoproterozóica no Terreno Tijucas, Itapema (SC). **Revista Brasileira de Geociências**, v. 40, n. 3, p. 303-320, 2010.

PINHEIRO, R.J.B. **Estudo do Comportamento Geotécnico de Solos e Rochas Brandas da Formação Rosário do Sul**. 1991. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. A study on the residual shear strength of two unstable slopes in the state of Rio Grande do Sul. In: **Pan-American Symposium on Landslides, Brazilian Conference on Slope Stability**. 1997a. p. 443-452.

PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa. **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da Serra Geral no Estado do Rio Grande do Sul**. 2000. 342 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, AVD. Movimentos de massa associados aos processos de evolução da escarpa basáltica na encosta da Serra Geral. In: **3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)**. 2001. p. 105-114.

PINHEIRO, R. J. B. et al. Investigação geotécnica de uma encosta na área urbana de Santa Cruz do Sul. **COBRAMSEG**, v. 12, p. 1247-1257, 2002.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 362 p.

POZZOBON, M. **Análise da suscetibilidade a deslizamentos no município de Blumenau/SC: uma abordagem probabilística através da aplicação da técnica de evidência**. 2013. 137 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Florestal, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

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

RODRIGUEZ, T. T. **Proposta de classificação geotécnica para colúvios brasileiros**. 2005. 370 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

ROSTIROLLA, S. P.; ALKMIM, F. F.; SOARES, P. C. O Grupo Itajaí, Estado de Santa Catarina, Brasil: exemplo de sedimentação em uma bacia flexural de antepaís. **Boletim de Geociências da PETROBRAS**, v. 6, n. 3/4, p. 109-122, 1992a.

SASSA, K. Special lecture: Geotechnical model for the motion of landslides. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts**. Elsevier Science, 1989. p. 88-88.

SCHROEDER, G.S. **Análise tectônica da Bacia do Itajaí**. 2006. 109 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

SELBY, M. J. **Hillslope Materials and Processes**. Nova York: Oxford University Press, 1993. 451 p.

SHARPE, C. F. *et al.* **Landslides and related phenomena**. 1938.

SILVA, L. C. da; DIAS, A. A. Projeto Timbó-Barra Velha, SC, Brasil. **Porto Alegre, DNPM-CPRM**, 282p. 1981.

SILVEIRA, G. C. Considerações sobre a granulometria dos solos residuais e coluvionares do escorregamento na Estrada do Soberbo-RJ. **Solos e Rochas**, v. 14, n. 1, p. 59-62, 1991.

SILVEIRA, R. M. da. **Propriedade geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul, SC**. 2003. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SILVEIRA, R. M. da. **Comportamento Geotécnico de um Solo Coluvionar de São Vendelino (RS)**. 2008. 302 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

SKEMPTON, A. W.; HUTCHINSON, J. N. Stability of natural slope and embankment section. In: **Proceedings of 7th international congress on soil mechanics and foundation engineering, Mexicom**. 1969. p. 291-340.

SOARES, J. M. D. *et al.* Estudo da estabilidade de encosta em área urbana no município de Santa Maria-RS. In: **3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)**. 2001. p. 199-206.

SOARES, J. E. S.; POLITANO, C. F. Deslizamento de massa de solo de grandes dimensões, encosta de Piraquara. In: **2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)**. 1997. p. 475-484.

STINY, Josef. **Die Muren**. Univ. buchhandlung, Innsbruck, 1910.

TEIXEIRA, A. L. *et al.* Bacias do estágio da transição da Plataforma Sul-Americana. **Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da obra de Fernando Flávio Marques de Almeida. Beca Produções Culturais, Sao Paulo**, p. 487-537, 2004.

TOLEDO, M. C. M de; OLIVEIRA, S. M. B. de; MELFI, A. J. Da rocha ao solo: intemperismo e pedogênese. In: TEIXEIRA, Wilson *et al.* **Decifrando a Terra**. 2. ed. São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2009. Cap. 8. p. 210-239.

VALENTE, A. L. S. **Integração de dados por meio de geoprocessamento, para elaboração de mapas geotécnicos, análise do meio físico e suas interações com a mancha urbana.** 1999. 391 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978. 509 p.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. **Special report**, v. 176, p. 11-33, 1978.

VIEIRA, S. F. **Análise e mapeamento das áreas suscetíveis a movimentos de massa no setor central da Serra da Esperança, na divisa entre os municípios de Guarapuava e Prudentópolis – PR.** 2008. 193 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

VITTE, A. C. Relações entre a estratigrafia de rampas de colúvios e a evolução das vertentes na bacia do Ribeirão Juncal, município de Salto de Piraporá, SP. In: Anais do X encontro de geógrafos da América Latina, 10., 2005, São Paulo. **Anais.** São Paulo: USP, 2005. p. 16356 - 16363.

WU, T. H. **Soil Mechanics.** Boston - Allyn And Bacon Inc, 1966. 431 p.

ZUQUETTE, L. V. **Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para as condições brasileiras.** 1987. 637 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1987.

ZUQUETTE, L. V.; PEJON, O. J.; GANDOLFI, N.; RODRIGUES, J. E. Mapeamento geotécnico - parte 1 - atributos e procedimentos básicos para elaboração de mapas e cartas. **Goeciências**, São Paulo, v. 16, n. 2, p. 491-524, 1997.

ZUQUETTE, L. V.; GANDOLFI, Nilson. **Cartografia Geotécnica.** São Paulo - Oficina de Textos, 2004. 190 p.