

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Marco Antonio Grigoletto Conte

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DA RUPTURA DE UM TALUDE
EM UM SOLO RESIDUAL MIGMATÍTICO
DO LESTE DE SANTA CATARINA**

Porto Alegre
julho 2016

MARCO ANTONIO GRIGOLETTO CONTE

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DA RUPTURA DE UM TALUDE
EM UM SOLO RESIDUAL MIGMATÍTICO
DO LESTE DE SANTA CATARINA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Antônio Bressani

Porto Alegre
julho 2016

MARCO ANTONIO GRIGOLETTO CONTE

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DA RUPTURA DE UM TALUDE
EM UM SOLO RESIDUAL MIGMATÍTICO
DO LESTE DE SANTA CATARINA**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado pela banca examinadora e, em sua forma final, pelo Professor Orientador.

Porto Alegre, julho de 2016

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pelo Imperial College, University of London
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Profa. Wai Ying Yuk Gehling
(UFRGS)
PhD. pela Universitat Politècnica
de Catalunya

Prof. Luiz Antônio Bressani
(UFRGS)
PhD. pelo Imperial College,
University of London

Prof. Felipe Gobbi Silveira
(UNISINOS / FGS / Geobruigg)
DSc. pela Universidade Federal
do Rio Grande do Sul

Eng. Marcos Strauss
(Azambuja Eng. e Geotecnia)
MSc. pela Universidade Federal
do Rio Grande do Sul

Aos meus pais, Nilton e Neiva,
e ao meu irmão, Felipe,
com amor.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Nilton e Neiva, meu agradecimento e admiração eternos, por todo o esforço e determinação empreendidos em prol de mim e do meu irmão. Obrigado por me incentivarem a sonhar tanto na vida. Felipe, obrigado pela tua existência e por ser o irmão que és. Este trabalho e o meu diploma a vocês pertencem.

Agradeço à Maria Laura, meu grande amor, por me proporcionar muito carinho, afeto, luz e companheirismo, e pela compreensão e paciência especialmente ao longo do último semestre. Obrigado também pela tua ajuda nas listas e no sumário, e pelo empréstimo do carro para a coleta de material.

Ao prof. Bressani, expresso minha mais sincera gratidão. Obrigado pela confiança em mim depositada, pelas conversas e pela amizade. Obrigado pela disposição e pelo entusiasmo na análise dos resultados em momentos críticos, e pela visão destacada e ímpar que contribuiu demais para este trabalho. Obrigado especialmente por ter me aberto as portas da iniciação científica, em um momento da graduação em que eu sequer conhecia o significado de Geotecnia, esse universo tão vasto, apaixonante e instigante.

Agradeço à Azambuja Eng. pela oportunidade de trabalhar ao lado de pessoas dotadas de um conhecimento enorme, fazendo da minha experiência um aprendizado diário e me propiciando amadurecimento profissional. Agradeço também pela convivência e pelas discussões, não apenas em âmbito geotécnico, com todas as pessoas que trabalham na empresa.

Agradeço ao Eduardo Azambuja por ter me indicado a área de estudos e por ter elucidado algumas questões de cunho geológico, que certamente surtiram impacto neste trabalho. Agradeço ao Marcos Strauss pela ajuda, pelas discussões e pelo incentivo na realização deste estudo, e também pela compreensão nos momentos em que estive ausente da empresa.

Meu muito obrigado ao Alex La Flor pela disposição e pelo auxílio imprescindíveis durante a coleta de material. Eu não teria conseguido sem ti. Obrigado também ao teu tio, Oswaldo, pela estadia em Camboriú.

Agradeço imensamente ao Jair Floriano, não apenas pela ajuda fundamental nos ensaios laboratoriais, mas também pela amizade, companhia e paciência desde os tempos em que eu era bolsista do Lageotec. Afinal, muitas vezes foi necessário repetir 1, 2, 3, 8 vezes qual era o

procedimento correto a ser executado. Jair, tu és um laboratorista excepcional e posso dizer que me sinto privilegiado por ter aprendido tantas coisas contigo.

A todo o pessoal do Lageotec, que ora estão ou que já estiveram, meu muito obrigado. Agradeço ao Matheusinho Porto pela disponibilidade nos ensaios, e ao Rodrigo Webber, à Renata Moretto e à Débora Alves, pelas conversas que tivemos. Menciono também Matheus Matuella, Lucas Delongui e William Fedrigo.

Ao hoje professor da UFSC, Marcelo Heidemann, agradeço pela amizade e pela inspiração e entusiasmo transmitidos ainda nos tempos de mestrando. Te considero uma pessoa e um profissional exemplares, e te respeito muito. Obrigado também pelas sugestões e pelo interesse demonstrados quando este trabalho se encontrava ainda em uma etapa muito incipiente.

Agradeço a todos os professores do Curso de Engenharia Civil da UFRGS. Especialmente aos mestres Washington Perez Nuñez, Adriano Virgílio Damiani Bica, Luiz Antônio Bressani, Wai Ying Yuk Gehling, André César Zingano, Fernando Schnaid e Nilo Consoli, meu muito obrigado pelos ensinamentos de Geotecnia. Obrigado também ao Rogério Aguirre, da Toniolo, pelas discussões e aulas valiosas sobre Mecânica das Rochas e Geologia.

À minha querida tia Nilce, o meu muito obrigado pelo amor e pela preocupação durante toda a minha vida, especialmente desde que passei a morar em Porto Alegre. Obrigado também pelas lições de bom humor e alegria. Por fim, não esqueço das inúmeras iguarias gastronômicas que contribuíram de modo tão “saudável” e importante para este trabalho!

Aos meus tios Celi e Nelci, e à toda a turma (Cláudia, Márcia, Rafael, Laurinha, Rafa e Arthur) meu reconhecimento profundo não apenas pela estadia no início da graduação, mas também por fazerem com que eu me sentisse como um filho e um primo amado na casa de vocês. Não tenho palavras para expressar tanta gratidão por tudo que fizeram por mim. Amo muito vocês.

Agradeço também à grande família, que me deu amor, conforto, alegria e sempre acreditou no meu potencial. Um agradecimento especial às minhas avós Zelinda e Maria, e aos meus avôs João e Dervile, que com tantas lições de simplicidade e bondade marcaram profundamente a minha vida.

À toda a família de Souza Delapieve (exceto o Elvio!), obrigado pela acolhida, pelo amor e pela diversão. Me sinto muito feliz e privilegiado em poder compartilhar tantas coisas boas e por saber que posso contar com vocês.

Ao pessoal da Gangue da Polenta e dos idos tempos de R. Dona Eugênia: vocês são demais! Obrigado por me mostrarem o valor da amizade e do companheirismo, e obrigado pela parceria e pelas coisas boas que vivenciamos.

Aos meus amigos de Nova Prata, particularmente o pessoal do colégio, que sempre acreditou em mim, me incentivou e me deu muitos momentos de alegria: obrigado! Agradeço também por termos passado lado a lado por tantas fases de amadurecimento e mudanças.

Aos amigos e colegas que conheci na UFRGS, obrigado! Agradeço por ter percorrido este trajeto ao lado de pessoas tão distintas, que muito me ensinaram.

Eu não poderia deixar de registrar a minha gratidão ao pessoal da Via Crispi n. 6, em Florença, e às pessoas que lá conheci durante o período de intercâmbio. Sinto saudades de vocês e dos momentos especiais que juntos vivenciamos. Espero reencontrá-los em breve. Obrigado também à Università degli Studi di Firenze.

Meu muito obrigado à empresa Vipal pelo suporte e pelo grande incentivo não apenas durante a realização deste curso, mas ao longo de grande parte da minha caminhada escolar. Vocês foram fundamentais. Meu muito obrigado também aos entes públicos, que permitiram que eu tivesse acesso à educação pública de qualidade durante toda a minha vida.

Agradeço ao prof. Bressani, à professora Way, ao Marcos Strauss e ao prof. Felipe Gobbi, por terem aceitado meu convite e pelas preciosas sugestões. Foi uma honra tê-los como membros da minha banca de defesa. Agradeço especialmente à Way por ter exercido a função de relatora e por ter lido diversas vezes este trabalho, contribuindo para o seu aprimoramento.

Agradeço a todas as pessoas que tive a oportunidade de conhecer nesta caminhada, que contribuíram em algum aspecto (ou vários) para o meu crescimento pessoal, acadêmico e profissional. Peço desculpas sinceras por não as ter citado aqui. Por fim, peço desculpas a todas as pessoas queridas, pelos incontáveis finais de semana e pelos momentos, desde o início da graduação, em que não estive presente.

[...] não sou um autor de farsas, mas um autor de tragédias.

E a vida não é uma farsa, é uma tragédia. O aspecto trágico da vida está precisamente nessa lei a que o homem é forçado a obedecer, a lei que o obriga a ser um. Cada qual pode ser um, nenhum, cem mil, mas a escolha é um imperativo necessário.

Luigi Pirandello, em “Um, nenhum e cem mil”

RESUMO

Este trabalho apresenta os procedimentos adotados na investigação das causas que levaram um talude rodoviário de corte em um solo residual migmatítico, no leste catarinense, ao fracasso. O movimento gravitacional de massa ocorrido em 19 de fevereiro de 2015 é classificado como um escorregamento rotacional lento, abarcando cerca de 25.000 m³. A elevação das poro-pressões positivas atuou como mecanismo deflagrador da ruptura, tendo em vista que precipitações pluviométricas de grande magnitude ocorreram ao longo desse mês, com destaque para o dia 14, com níveis próximos aos 110 mm. Três materiais distintos foram coletados na encosta: os solos MgB e MgB-C pertencem ao perfil de alteração do solo residual, ao passo que o solo SDE é oriundo, possivelmente, de um dique de diabásio. De qualquer sorte, todos são classificados como siltes. O solo MgB foi contemplado com ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas, enquanto no solo MgB-C, mais representativo para a encosta, também foram efetuados ensaios triaxiais não-drenados (CIU) em amostras indeformadas. Ensaios de torção anelar (*ring shear*) versaram sobre todos os materiais. Os parâmetros de resistência de pico dos solos MgB e MgB-C são similares, situando-se genericamente em valores próximos de $\phi=30^\circ$ e $c'=30$ kPa. Os valores de ângulo de atrito interno residuais obtidos para os materiais, situados na faixa de $13,8^\circ - 19,2^\circ$, indicam um comportamento transicional dos solos. Ensaios de condutividade hidráulica foram empreendidos sobre o solo MgB-C, que apresentou k_{sat} na faixa de 10^{-7} m/s, valor típico para solos siltosos. Este valor baixo de permeabilidade ocasionou uma resposta tardia da encosta face às chuvas de fevereiro, tendo em vista que a ruptura ocorreu pouco mais de 4 dias após o evento do dia 14. Análises de estabilidade em equilíbrio limite foram conduzidas através do *software* Slope/W, indicando que somente valores elevados de poro-pressão são capazes de gerar um movimento de massa na encosta. Todavia, o alívio de tensões e a alteração da geometria propiciados por escavações pretéritas, e estruturas reliquias presentes na encosta, também exerceram influência na ruptura. As simulações indicam, ainda, em conjunto com os parâmetros de resistência ao cisalhamento residual, que após o movimento de fevereiro de 2015 a estabilidade do talude passou a ser controlada pela resistência residual dos materiais.

Palavras-chave: Solo Residual de Migmatito. Solos Tropicais.
Instabilidade em Taludes de Corte. Estruturas Reliquias.
Precipitações Pluviométricas. Resistência ao Cisalhamento Residual.

ABSTRACT

This work presents the procedures carried out in the investigation of the causes which brought a hill cut road slope in a migmatitic residual soil, on the east of Santa Catarina state, to the failure. The landslide that occurred in february 19th 2015 is classified as a slow rotational landslide, embracing about 25.000 m³. The elevation of positive pore-pressures act as the triggering mechanism of the failure, considering the high rainfall levels during this month, specially on the 14th, with levels near 110 mm. Three different materials were collected on the hillslope: the MgB and MgB-C soils belong to the alteration profile of residual soil, whereas the SDE soil probably descends from a diabase dike. Either way, they are all classified as silts. The MgB soil was contemplated with direct shear tests in undisturbed samples, while in the MgB-C soil, which is more representative to the hillslope, were also carried out undrained triaxial tests (CIU) in undisturbed samples. Ring shear tests involved all the materials. The peak strength parameters of MgB and MgB-C soils are similar, with values around $\phi' = 30^\circ$ and $c' = 30$ kPa. The values of residual friction angle obtained ranged between $13,8^\circ - 19,2^\circ$ indicating a transitional behaviour of the soils. Hydraulic conductivity tests were taken upon the MgB-C soil, with k_{sat} around 10^{-7} m/s, typical for silty soils. This low value of permeability promoted a late response of the slope in relation to the rainfalls in february, considering that the failure occurred 4 days after the episode of the 14th. Limit equilibrium analysis were conducted with software Slope/W, indicating that only elevated positive poro-pressures values are capable of generate a landslide. However, the stress relief and the geometry change caused by past excavations, and relict structures in the slope, also influenced the rupture. Furthermore the simulations indicate along with the residual shear strength parameters, that from the landslide in february 2015 on, the stability of the slope was controlled by the residual strength of the materials.

Keywords: Migmatitic Residual Soil. Tropical Soils. Instability in Cut Slopes.
Relict Structures. Rainfalls. Residual Shear Strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama representativo das etapas de trabalho e suas inter-relações	29
Figura 2 – Representação esquemática da queda de blocos rochosos	34
Figura 3 – Queda de blocos rochosos em Santos, 1992	34
Figura 4 – Representação esquemática de um tombamento	35
Figura 5 – Tombamento de blocos rochosos em British Columbia, Canadá	35
Figura 6 – Representação esquemática de uma ruptura planar em solo	36
Figura 7 – Escorregamento planar em Nova Lima, MG	36
Figura 8 – Representação esquemática de uma ruptura planar em rocha	37
Figura 9 – Ruptura planar em rocha na BR-101, RJ	37
Figura 10 – Representação esquemática de uma ruptura em cunha	37
Figura 11 – Ruptura em cunha no Arizona, EUA	37
Figura 12 – Terminologia dos elementos de um escorregamento rotacional	38
Figura 13 – Representação esquemática de uma corrida de detritos	39
Figura 14 – Corrida de detritos na Serra das Araras, RJ, 1967	39
Figura 15 – Representação esquemática de uma avalanche de detritos	39
Figura 16 – Avalanche de detritos nas Filipinas	39
Figura 17 – Representação esquemática de um escoamento	40
Figura 18 – Escoamento lateral como resultado de um terremoto na Califórnia, EUA ...	40
Figura 19 – Representação esquemática de um rastejo	45
Figura 20 – Rastejo em East Sussex, no Reino Unido	45
Figura 21 – Ruptura esquemática de um talude, com altura das trincas de tração igual a Z_0	49
Figura 22 – Critério para tomada de decisão implantado na cidade do Rio de Janeiro ...	55
Figura 23 – Localização da Região Metropolitana de Florianópolis	56
Figura 24 – Geologia simplificada do local	60
Figura 25 – Falhas na região Leste de Santa Catarina	62
Figura 26 – Indicação de algumas falhas extensionais (linhas vermelhas) e contracionais (linhas pretas) na região	62
Figura 27 – Seção transversal do talude na sua conformação inicial, esboço da geometria de retaludamento e perfil do terreno em julho de 2015	64
Figura 28 – Situação da encosta em julho de 2015	64
Figura 29 – Detalhe da ruptura junto à cerca existente em julho de 2015	64
Figura 30 – Vista geral da encosta em novembro de 2015, em condição agravada	64
Figura 31 – Perspectiva do topo da encosta	65

Figura 32 – Detalhe da escarpa na crista do talude	65
Figura 33 – Comparativo do acumulado mensal de precipitação pluviométrica entre o ano de 2015 e os níveis médio e máximo históricos	66
Figura 34 – Critério de d’Orsi et al. (1997) aplicado a este trabalho	67
Figura 35 – Perspectiva superior da encosta em 14/05/2014	69
Figura 36 – Perspectiva superior da encosta em 27/08/2015	69
Figura 37 – Planta baixa do talude na escala 1/1000	70
Figura 38 – Diques de diabásio em taludes lindeiros	72
Figura 39 – Cornubianitos alterados	72
Figura 40 – Matações de superfície em encosta adjacente	72
Figura 41 – Pequeno matacão alterado na escarpa do talude rompido	72
Figura 42 – Aspecto da polidez da superfície de ruptura no solo MgB	73
Figura 43 – Solo MgB-C com traços enegrecidos em sua matriz	73
Figura 44 – Feição do solo SDE	74
Figura 45 – Intemperização acentuada do solo SDE e contraste de coloração	74
Figura 46 – Estratigrafia e N_{SPT} indicados pelas sondagens localizadas no eixo da seção transversal	75
Figura 47 – Perfil geológico típico da encosta	75
Figura 48 – Processo de inserção de um anel metálico no solo MgB	77
Figura 49 – Amostra do solo MgB-C extraída	77
Figura 50 – Bancada de trabalho para moldagem dos blocos	78
Figura 51 – Detalhe do esculpimento de bloco	78
Figura 52 – Equipamento de cisalhamento direto utilizado neste trabalho	83
Figura 53 – Aspecto final de um corpo de prova do solo MgB	84
Figura 54 – Aspecto final de um corpo de prova do solo MgB-C	84
Figura 55 – <i>Ring shear</i> de Bromhead (1979) empregado neste trabalho	88
Figura 56 – Detalhe da célula de cisalhamento	88
Figura 57 – Sistema de aplicação de pressões, microcomputador e transdutor de variação volumétrica	93
Figura 58 – Prensa, câmara triaxial, célula de carga e transdutor de deslocamentos	93
Figura 59 – Entalhe do cilindro primário em curso	94
Figura 60 – Cilindro extraído	94
Figura 61 – Decurso do desbaste da amostra	94
Figura 62 – Amostra no seu diâmetro final	94
Figura 63 – Amostra sendo regularizada no berço metálico	95

Figura 64 – Casca cilíndrica metálica e tubo plástico para instalação da membrana de látex	95
Figura 65 – Curvas de composição granulométrica do solo MgB com e sem a presença do agente defloculante	103
Figura 66 – Curvas de composição granulométrica do solo MgB-C com e sem a presença do agente defloculante	104
Figura 67 – Curvas de composição granulométrica do solo SDE com e sem a presença do agente defloculante	105
Figura 68 – Curvas de composição granulométrica dos solos estudados com o emprego do agente defloculante	105
Figura 69 – Curvas de composição granulométrica dos solos estudados sem o emprego do agente defloculante	106
Figura 70 – Carta de Casagrande com os limites de consistência plotados dos solos estudados	109
Figura 71 – Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal obtidas para o solo MgB	111
Figura 72 – Curvas de deformação vertical x deformação horizontal obtidas para o solo MgB	112
Figura 73 – Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal obtidas para o solo MgB-C	114
Figura 74 – Curvas de deformação vertical x deformação horizontal obtidas para o solo MgB-C	114
Figura 75 – Envoltórias de ruptura obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto para o solo MgB	116
Figura 76 – Envoltórias de ruptura obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto para o solo MgB-C	116
Figura 77 – Aspecto final de corpo de prova do solo MgB cisalhado	117
Figura 78 – Aspecto final de corpo de prova do solo MgB-C cisalhado	117
Figura 79 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação obtidas para o solo MgB	118
Figura 80 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação obtidas para o solo MgB-C	118
Figura 81 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação obtidas para o solo SDE	119
Figura 82 – Curvas do coeficiente de atrito residual <i>versus</i> tensão normal obtidas para os solos estudados	121
Figura 83 – Envoltórias de ruptura residuais obtidas para os solos estudados.....	122
Figura 84 – Compilação de correlações entre a fração argilosa de um solo e o seu ângulo de atrito interno residual	124
Figura 85 – Compilação de correlações entre o índice de plasticidade de um solo e o seu ângulo de atrito interno residual	124
Figura 86 – Carta de correlação proposta por Rigo et al. (2006) para solos tropicais	124

Figura 87 – Corpos de prova cisalhados, correspondentes aos ensaios com $\sigma'_c=50$ kPa, $\sigma'_c=100$ kPa e $\sigma'_c=200$ kPa (esquerda para direita)	127
Figura 88 – Curvas de tensão desvio <i>versus</i> deformação axial do solo MgB-C	127
Figura 89 – Curvas de poro-pressão <i>versus</i> deformação axial do solo MgB-C	128
Figura 90 – Trajetórias de tensão efetiva do solo MgB-C no espaço p' x q	128
Figura 91 – Curva do coeficiente de condutividade hidráulica saturado <i>versus</i> tensão confinante efetiva para o solo MgB-C	134
Figura 92 – Curva do coeficiente de condutividade hidráulica saturado <i>versus</i> índice de vazios para o solo MgB-C	134
Figura 93 – Retroanálise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento direto, com $r_u = 0,40$	138
Figura 94 – Retroanálise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, com $r_u = 0,39$	139
Figura 95 – Análise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, com $r_u = 0$	140
Figura 96 – Análise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento torcional, cisalhamento direto e triaxiais, com $r_u = 0,05$	141

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Escala de velocidade correlacionada ao potencial destrutivo	41
Quadro 2 – Sistema classificatório de Augusto Filho (1992)	43
Quadro 3 – Causas de movimentos de massa segundo Terzaghi (1950)	46
Quadro 4 – Causas de movimentos de massa segundo Cruden e Varnes (1996)	48

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quantidade de ensaios realizados em função dos solos coletados	78
Tabela 2 – Índices físicos dos materiais estudados	102
Tabela 3 – Composição granulométrica percentual dos materiais estudados	107
Tabela 4 – Limites de Atterberg dos materiais estudados	108
Tabela 5 – Atividade da fração argilosa dos solos estudados	108
Tabela 6 – Índices físicos dos corpos de prova dos solos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto	110
Tabela 7 – Envoltórias de resistência dos solos MgB e MgB-C a partir de ensaios de cisalhamento direto	115
Tabela 8 – Equações de resistência residual dos solos estudados neste trabalho	122
Tabela 9 – Índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão triaxial não-drenada	125
Tabela 10 – Envoltórias de resistência do solo MgB-C	129
Tabela 11 – Parâmetros de resistência obtidos a partir de todos os ensaios de resistência ao cisalhamento executados no presente trabalho	130
Tabela 12 – Coeficiente de condutividade hidráulica não-saturado do solo MgB-C	132
Tabela 13 – Índices físicos dos corpos de prova dos solos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto	132
Tabela 14 – Equações obtidas para o coeficiente de condutividade hidráulica saturado em função da tensão confinante efetiva e do índice de vazios para o solo MgB-C	135
Tabela 15 – Parâmetros de resistência derivados dos ensaios de cisalhamento direto, utilizados na análise da figura 93	137
Tabela 16 – Parâmetros de resistência derivados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, utilizados na análise da figura 94	139

LISTA DE SIGLAS

BR-101 – Rodovia Federal

CD – Ensaio de cisalhamento direto

CID – Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado

CIU – Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado

EUA – Estados Unidos da América

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

Ma – Milhões de anos

MG – Minas Gerais

MgB – solo residual de migmatito de horizonte B

MgB-C – solo residual de migmatito de horizonte B-C

NE-SW – Nordeste-Sudoeste

N_{SPT} – Número de golpes dos 30cm finais do SPT

NW-SE – Noroeste-Sudeste

PVC – Policloreto de Vinil

RJ – Rio de Janeiro

RMF – Região Metropolitana de Florianópolis

SD – Sem defloculante

SDE – Solo de Descontinuidade Estrutural

SPT – *Standard Penetration Test*

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

U.S. – *United States*

UU – Ensaio triaxial não-consolidado e não-drenado

USCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

% – porcentagem

k_a – coeficiente de empuxo ativo

k_p – coeficiente de empuxo passivo

k_0 – coeficiente de empuxo ao repouso

k_{sat} – coeficiente de condutividade hidráulica saturado

V – vertical

H – horizontal

w – teor de umidade

γ_s – peso específico real dos grãos

– abertura da malha

LL – limite de liquidez

LP – limite de plasticidade

IP – índice de plasticidade

LC – limite de contração

A – atividade da fração argilosa

FA – fração argilosa

σ_d – tensão desvio

σ_1 – tensão principal maior

σ_2 – tensão principal intermediária

σ_3 – tensão principal menor

A_c – área corrigida

A_0 – área do corpo de prova após o adensamento

ΔV – variação volumétrica do corpo de prova durante o cisalhamento

V_0 – volume do corpo de prova após o adensamento

ε_a – deformação axial específica durante a fase de cisalhamento

k – coeficiente de condutividade hidráulica

i – gradiente hidráulico

Q – vazão

A – área transversal do corpo de prova

ΔH – perda de carga

L – altura do corpo de prova

G – densidade real dos grãos

w_{nat} – teor de umidade natural

S – grau de saturação

γ_t – peso específico natural

γ_d – peso específico aparente seco

γ_{sat} – peso específico saturado

e – índice de vazios

n – porosidade

σ_n – tensão normal

S_0 – grau de saturação inicial

e_0 – índice de vazios inicial

e_1 – índice de vazios pós-adensamento

τ – tensão cisalhante

c' – coesão efetiva

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

μ_{res} – coeficiente de atrito residual

τ_{res} – tensão cisalhante residual

R^2 – coeficiente de regressão linear

σ'_c – tensão confinante efetiva

RS – *ring shear*

Δt – intervalo de tempo

k_{n-sat} – coeficiente de condutividade hidráulica não-saturado

σ' – tensão efetiva

r_u – razão de poro-pressão

u – poro-pressão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	25
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	26
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	26
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	26
2.2.1 Objetivo principal	26
2.2.2 Objetivos secundários	26
2.3 HIPÓTESES	27
2.4 DELIMITAÇÃO	27
2.5 LIMITAÇÕES	27
2.6 DELINEAMENTO	27
3 MOVIMENTOS DE MASSA	30
3.1 SISTEMAS CLASSIFICATÓRIOS	31
3.1.1 Cruden e Varnes (1996)	32
3.1.1.1 Tipo de material	32
3.1.1.2 Tipo de movimento	33
3.1.1.3 Velocidade	40
3.1.1.4 Atividade do movimento	41
3.1.2 Outros sistemas classificatórios	43
3.2 CAUSAS E MECANISMOS DEFLAGRADORES DE MOVIMENTOS DE MASSA	46
3.2.1 Escavações no terreno	48
3.2.2 Descontinuidades estruturais	50
3.2.3 Precipitações pluviométricas	52
4 CARACTERIZAÇÃO REGIONAL E DO MOVIMENTO DE MASSA	56
4.1 TÓPICOS GERAIS	56
4.1.1 Região Metropolitana de Florianópolis	56
4.1.2 Climatologia	57
4.1.3 Geomorfologia	57
4.1.4 Pedologia	58
4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA	59
4.3 DESCRIÇÃO DO MOVIMENTO DE MASSA	62
4.3.1 Breve histórico	62
4.3.2 Condições pluviométricas	65

4.3.3 Classificação do movimento	68
4.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	71
5 MATERIAIS E MÉTODOS	76
5.1 COLETA DE AMOSTRAS	76
5.2 ENSAIOS LABORATORIAIS	78
5.2.1 Índices físicos	79
5.2.2 Granulometria	79
5.2.3 Limites de Atterberg	80
5.2.4 Ensaios de cisalhamento direto	82
5.2.4.1 Considerações gerais	82
5.2.4.2 Equipamento utilizado	83
5.2.4.3 Procedimento de ensaio	83
5.2.5 Ensaios de <i>ring shear</i>	85
5.2.5.1 Considerações gerais	86
5.2.5.2 Equipamento utilizado	88
5.2.5.3 Procedimento de ensaio	88
5.2.6 Ensaios de compressão triaxial	91
5.2.6.1 Considerações gerais	91
5.2.6.2 Equipamento utilizado	92
5.2.6.3 Procedimento de ensaio	93
5.2.7 Ensaios de condutividade hidráulica	97
5.2.7.1 Considerações gerais	97
5.2.7.2 Procedimento de ensaio	98
6 RESULTADOS	101
6.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	101
6.1.1 Índices Físicos	101
6.1.2 Granulometria	102
6.1.3 Limites de Atterberg	107
6.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	109
6.2.1 Cisalhamento direto	109
6.2.2 <i>Ring shear</i>	117
6.2.3 Compressão triaxial	125
6.2.4 Discussão dos parâmetros de resistência	129
6.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	131
7 ANÁLISES DE ESTABILIDADE	136

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
8.1 CONCLUSÕES	143
8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	144
REFERÊNCIAS	146
ANEXO A	155
ANEXO B	157

1 INTRODUÇÃO

Rodovias, particularmente, são áreas muito suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa. Durante a fase de implantação do greide, é comum que escavações em maciços sejam executadas somente com base na experiência regional, sem a realização de investigações e análises de maior acurácia. Não raro, especialmente em locais de maior complexidade geológica, encostas acabam sofrendo instabilização (BUDETTA, 2004). Hoek et al. (2000) advertem que um modelo geológico coerente é absolutamente fundamental para qualquer projeto de talude, e que valer-se de empirismo puro é altamente questionável, exceto talvez para situações muito simples de viabilidade inicial.

No leste catarinense está sendo implementada a ampliação de capacidade da BR-101, um importante canal de integração da região Sul e mola propulsora de desenvolvimento. Em um trecho de corte na rodovia, um talude sofreu um escorregamento rotacional, no mês de fevereiro de 2015. O incidente deteve a execução da plataforma estradal no local durante boa parte do ano.

O material envolvido na ruptura é caracterizado como solo residual de migmatito, o que denota a geologia complexa da região. Em taludes contíguos é marcante a presença de descontinuidades estruturais e diques de diabásio com um grau acentuado de intemperização.

O movimento de massa foi precedido por um período de chuvas muito expressivas. Todavia, esta não parece ser a única justificativa para a ocorrência do fenômeno. Entende-se que diversos fatores tiveram sua parcela de contribuição para que a ruptura se deflagra-se: (i) modificação da geometria e alívio de tensões no maciço induzido pelas escavações, (ii) estruturas reliquias herdadas da rocha parental e, é claro, (iii) intensas precipitações pluviométricas.

Na busca da compreensão dos elementos que controlam a estabilidade da encosta, bem como do mecanismo deflagrador do movimento, empreende-se este estudo. Espera-se que este trabalho não seja definitivo, mas que represente um avanço no entendimento da problemática local e possa auxiliar na gestão de áreas com materiais provenientes de formações geológicas semelhantes a aqui estudada.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

Este capítulo apresenta os pontos principais que norteiam a pesquisa, de modo que esta abordagem explícita também carrega como função clarificar o caminho do leitor. As diretrizes são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: quais os fatores controladores da ruptura de um talude de corte em solo residual no leste de Santa Catarina?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

Este trabalho tem como objetivo principal a investigação das causas responsáveis pela ruptura do talude.

2.2.2 Objetivos secundários

É necessário o cumprimento dos seguintes objetivos secundários para a consecução deste trabalho:

- a) descrição de aspectos ligados à geologia, geomorfologia, climatologia e pedologia da região estudada;
- b) caracterização geológico-geotécnica da porção do maciço que sofreu instabilização através de ensaios laboratoriais, sondagens à percussão e inspeções de campo;
- c) caracterização do movimento de massa ocorrido;

- d) geração de um perfil geomecânico do talude;
- e) realização de simulações de estabilidade de encosta.

2.3 HIPÓTESES

Este trabalho está amparado nas seguintes hipóteses:

- a) os trabalhos de escavação promoveram alívio de tensões na encosta e contribuíram para a sua instabilização;
- b) existem estruturas reliquiares que influenciam a estabilidade do talude por serem planos naturais de fraqueza;
- c) a intensidade das chuvas regionais reduziu a resistência ao cisalhamento da encosta através da elevação das poro-pressões positivas.

2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimita-se ao estudo da encosta na qual ocorreu o movimento de massa, localizada no leste catarinense.

2.5 LIMITAÇÕES

Este trabalho possui as seguintes limitações:

- a) as poro-pressões atuantes no maciço são desconhecidas;
- b) a geométrica da superfície de ruptura é imprecisa;
- c) as amostras de material coletado não são totalmente representativas do comportamento do talude, já que o solo do mesmo não é homogêneo;
- d) aspectos micro-estruturais, ligados à composição mineralógica dos materiais coletados, não são contemplados;
- e) as simulações de estabilidade de encosta são realizadas somente através do *software* SlopeW, que utiliza o conceito de equilíbrio-limite e exclui abordagens do tipo tensão-deformação.

2.6 DELINEAMENTO

O decurso da pesquisa é descrito em linhas gerais, sendo constituído das seguintes etapas:

- a) definição da problemática de estudo;
- b) revisão bibliográfica;
- c) levantamento de informações;
- d) inspeção de campo e coleta de amostras para ensaios de laboratório;
- e) execução de ensaios laboratoriais;
- f) geração de perfil geomecânico;
- g) simulações de estabilidade de encosta;
- h) análise dos resultados;
- i) conclusões.

A primeira etapa consistiu na identificação e definição do problema, a partir das diversas indagações e desdobramentos gerados pela ruptura da encosta. Na sequência partiu-se para uma revisão bibliográfica, que exerce função essencial, com vistas a proporcionar embasamento científico e compreensão adequada do tema proposto.

A terceira etapa consistiu na obtenção, organização e interpretação de informações pré-existentes acerca da área de estudo, associadas à geologia, à geomorfologia, à pedologia e à climatologia regionais. Já se dispunha, por outro lado, de boletins de investigação de campo (SPT) e de levantamento planialtimétrico.

Paralelamente ao item anterior, realizou-se uma inspeção de campo no local e coletou-se material na porção instável do maciço. Foram obtidas amostras indeformadas através do esculpimento de blocos e da cravação de anéis metálicos. Já as amostras deformadas, por meio de simples coleta com auxílio de espátula e pá.

O programa experimental teve por objetivo permitir a avaliação de propriedades básicas e do comportamento dos materiais coletados, assim como fornecer parâmetros físicos e de resistência que pudessem ser implementados no perfil geomecânico. No que tange à caracterização dos materiais, foram determinados os seus índices físicos, os seus limites de Atterberg, e as suas curvas de composição granulométrica. As amostras indeformadas foram empregadas em ensaios de cisalhamento direto, triaxial não-drenado (CIU) e condutividade hidráulica. Já os ensaios de torção anelar foram conduzidos com amostras na condição deformada, em função da natureza do equipamento.

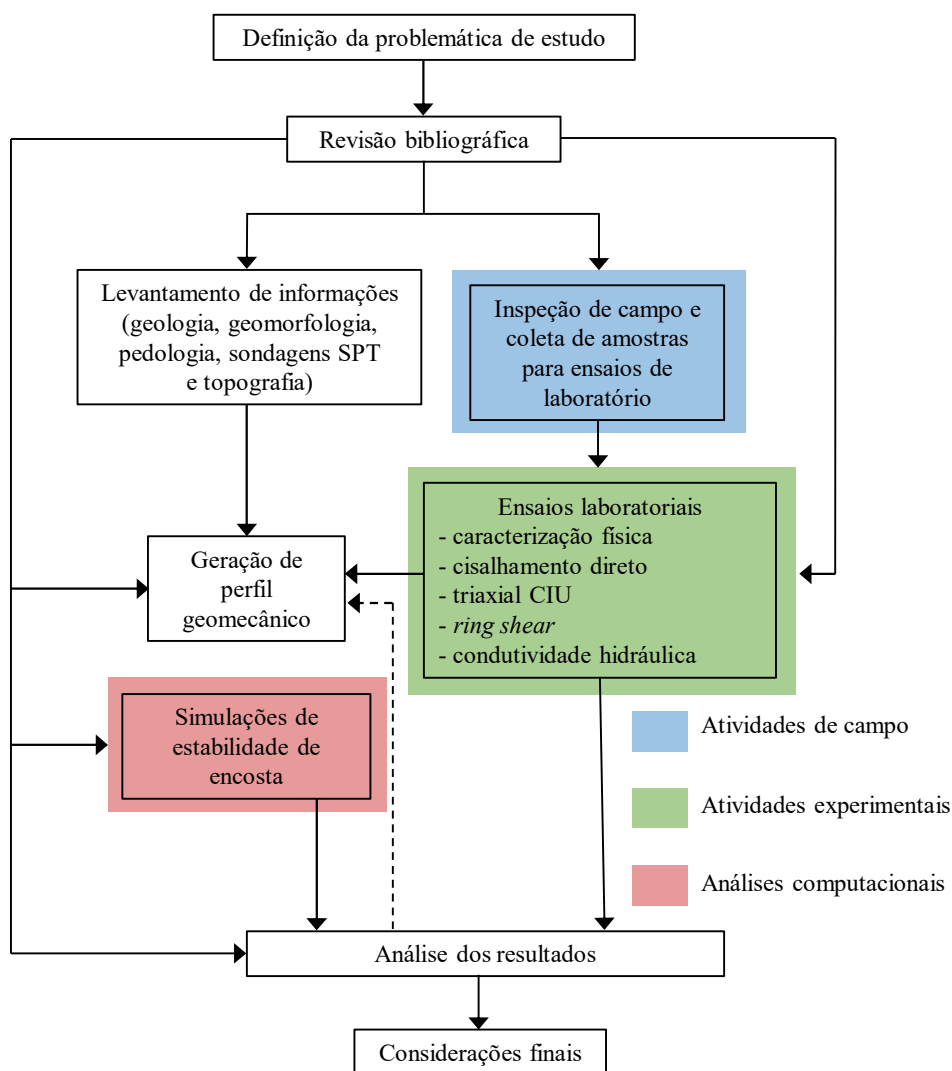
O desenvolvimento do perfil geomecânico foi realizado na sexta etapa. É a congregação dos resultados de ensaios laboratoriais, levantamento planialtimétrico e boletins de sondagens,

essencialmente. Este perfil possibilitou que simulações de estabilidade do talude fossem realizadas, com base no conceito de equilíbrio-limite, empregando-se o *software* SlopeW.

Os resultados obtidos experimentalmente, as simulações de estabilidade e a influência das diversas causas associadas à ruptura são discutidos na sétima etapa. É importante salientar que o perfil geomecânico foi retroalimentado e reavaliado diversas vezes, de acordo com as análises e resultados. Por fim, a última etapa consiste nas considerações finais do trabalho.

A figura 1 exhibe esquematicamente a sequência de realização desta pesquisa.

Figura 1 – Diagrama representativo das etapas de trabalho e suas inter-relações



(fonte: elaborada pelo autor)

3 MOVIMENTOS DE MASSA

Movimentos gravitacionais de massa podem ser apontados como um dos principais elementos de conformação da superfície terrestre, com incidência em todos os continentes, sobretudo em áreas montanhosas e relevos acidentados. Suas causas estão ligadas a processos bastante heterogêneos e complexos. Ocorrências deste tipo de fenômeno têm sido registradas desde tempos longínquos, datando de 1767 a.C., na Província de Honan, na China central, o episódio mais antigo de que se tem conhecimento (STEVENSON, 2011; SCHUSTER, 1996; BRABB, 1991).

Embora os movimentos de massa sejam elencados como um dos protagonistas dos processos dinâmicos externos da Terra, também têm sido responsáveis por severas perdas socioeconômicas e ambientais, normalmente subestimadas. Além do potencial para causar perdas humanas, comumente promovem a destruição de residências, estabelecimentos industriais, áreas agriculturáveis, florestas e deterioram a qualidade de rios. Muitos dos prejuízos causados por esse tipo de fenômeno não são documentados porque acabam sendo vistos como frutos de um processo mais abrangente, de múltiplos desastres. A título de exemplo citam-se grandes inundações, terremotos, erupções vulcânicas e tufões. Entretanto, não raro o custo associado aos movimentos de massa pode superar os custos advindos destes outros fenômenos (SCHUSTER, 1996).

Não obstante medidas de prevenção e mitigação venham sendo tomadas e os sistemas de alerta constantemente melhorados, a frequência com que ocorre este tipo de fenômeno aparentemente está crescendo (SCHUSTER, 1996). O mesmo autor cita os três fatores primordiais que contribuem para este crescimento:

- a) aumento da urbanização e do desenvolvimento em áreas suscetíveis a movimentos de massa, sem adequada gestão de riscos;
- b) remoção da vegetação e contínuo desmatamento de área suscetíveis a movimentos de massa;
- c) aumento das precipitações regionais causadas por mudanças nos padrões climáticos.

Quanto à vegetação, Glade (1998) salienta que a remoção desta aumenta a frequência de ocorrência dos movimentos de massa, mas não necessariamente a magnitude dos impactos.

Devido ao desenvolvimento extremamente acelerado, mas ainda relativamente recente se analisado sob a ótica de uma escala histórica, torna-se difícil avaliar a ameaça potencial e as devidas medidas de combate aos movimentos de massa. Muitos desastres podem ser evitados se a experiência histórica for avaliada e usada inteligentemente, embora tal procedimento seja frequentemente negligenciado pelos entes públicos. A sistematização e o estudo de tais fenômenos possuem uma importância fundamental neste processo.

Os métodos de avaliação e investigação de movimentos de massa tem experimentado uma evolução significativa nos últimos 50 anos. A consolidação de ferramentas computacionais, a criação de novas tecnologias (geotêxteis, por exemplo, que permitem soluções alternativas) e a melhor compreensão do comportamento dos materiais norteiam esse processo de desenvolvimento. Por outro lado, os movimentos de massa são fenômenos complexos de se estudar, e a representação da natureza em modelos computacionais ou matemáticos será sempre problemática e limitada, como bem observou Vargas (2015).

3.1 SISTEMAS CLASSIFICATÓRIOS

Existe um número considerável de proposições de sistemas destinados à classificação de movimentos gravitacionais de massa. Habitualmente seus enfoques são distintos e suas aplicabilidades, limitadas, tendo em vista que a maioria apresenta forte regionalidade e influência do meio sob o qual foram desenvolvidas (GUIDICINI; NIEBLE, 1983). Neste trabalho a proposta de Cruden e Varnes (1996) é revisada com profundidade, por julgar-se adequada sua aplicação ao caso em estudo e devido à sua abrangência. As abordagens de Bromhead (1986) e as brasileiras de Augusto Filho (1992) e Freire (1965) são comentadas sucintamente. As avalanches de neve, as quedas de blocos de gelo, o colapso de solos, as subsidências e questões associadas à erosão (voçorocas) não são tratadas neste trabalho.

É importante, inicialmente, que seja feito um esclarecimento quanto ao termo *landslide*, pois diferenças de metodologia e visão pessoal sobre o assunto conduzem a grandes diferenças na nomenclatura (GUIDICINI; NIEBLE, 1983). Este termo é proveniente da língua inglesa e possui uma abrangência maior do que aquela sugerida: *slide* (deslizamento) e *land* (terra). Neste

trabalho ele é empregado com o seguinte significado: movimento descendente de uma massa de rocha, solo ou detritos em uma encosta. É possível que sua equivalência mais aproximada em língua portuguesa repouse sobre o termo “movimento de massa”, havendo ainda as variantes “movimento gravitacional de massa” e “movimento de transporte de massa”, quando o material é transportado por um meio qualquer como a água, de acordo com Nunes (2013).

Nos próximos itens são apresentados os sistemas classificatórios de Cruden e Varnes (1996), Bromhead (1986), Augusto Filho (1992) e Freire (1965).

3.1.1 Cruden e Varnes (1996)

O sistema classificatório proposto por Cruden e Varnes (1996) é o de maior difusão na comunidade científica. Foi criado a partir da organização de informações acerca de movimentos de massa compiladas em um período de cerca de 40 anos. Sua origem remonta ao sistema de Varnes (1978), mas com uma nomenclatura atualizada e o acréscimo de alguns termos. O que o torna tão atrativo é a sua fácil aplicabilidade e ampla cobertura, embora abarque a experiência europeia e norte-americana, essencialmente.

Os autores seguem a tendência já expressa por Varnes (1978), de modo a evitar o uso de termos ligados à geologia, à geomorfologia, à geografia e à climatologia. Aparentemente a intenção é gerar uma nomenclatura sucinta e sem ambiguidades. Para tal, são enfatizados o material e o tipo de movimento, que comporiam, então, o nome do fenômeno. Como exemplos citam-se avalanche de detritos, tombamento de rocha, corrida de lama, dentre outros. Algumas das diversas particularidades em eventos de movimentação de massa que podem ser utilizadas para diferenciá-los são apresentadas e detalhadas nos próximos itens.

3.1.1.1 Tipo de material

Os materiais passíveis de movimentação de massa são agrupados em duas classes: rocha e solo. Cruden e Varnes (1996) mencionam o termo detrito como uma subdivisão desta última classe. Este tipo de material habitualmente possui uma composição muito variada e heterogênea, de difícil padronização. Em linhas gerais, podem ser blocos de rocha, galhos, troncos de árvore, solo, lama, etc.

Os próprios autores reconhecem tratar-se de uma terminologia simplificada e rude, mas que, por isso mesmo, permite que o material seja nomeado rapidamente e sem maiores complicações. De qualquer modo, é difícil estabelecer com clareza uma fronteira que diferencie um solo de uma rocha. Não raro esta delimitação tende a variar de acordo com o propósito e a visão de quem a aplica.

Evidenciando a limitação da terminologia, o tropicalismo não é explicitamente contemplado. Especialmente em ambientes tropicais úmidos, existe a movimentação recorrente de materiais de depósitos de encosta, os chamados colúvios e tálus.

De acordo com Lacerda e Sandroni (1985), um colúvio tem origem em escorregamentos de massas de solo e blocos de rocha em pequena distância no sopé da encosta ou em fundos de vales, com os materiais em diferentes graus de alteração. Além disso, é uma estrutura altamente porosa e permeável. Já o tálus é o resultado da queda majoritária de blocos de rocha, que normalmente se acumulam no sopé de escarpas rochosas, podendo até aglutinar-se aos colúvios ali existentes. Ambos os materiais são inconsolidados e possuem grande heterogeneidade, devido à falta de continuidade espacial e temporal de seus processos formadores. Portanto, classificá-los simplesmente como detritos, soaria bastante restritivo e incompleto.

3.1.1.2 Tipo de movimento

A geometria e a cinemática de um movimento gravitacional de massa são critérios fundamentais não somente para sua classificação, mas se constituem também em subsídio para a definição das medidas mais apropriadas, sejam elas de estabilização, eliminação, prevenção ou mitigação (NUNES, 2013; ORTIGÃO; SAYÃO, 2004; CRUDEN; VARNES, 1996).

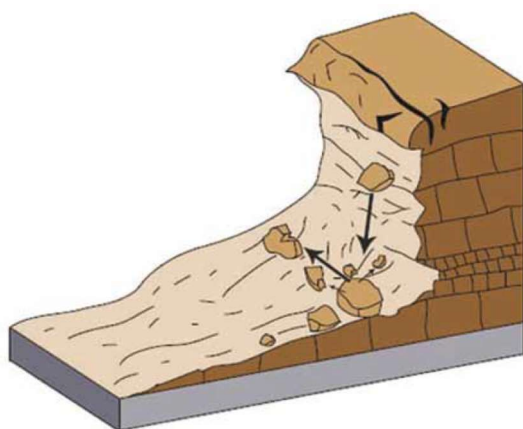
Uma queda é caracterizada quando um bloco ou uma lasca de solo ou de rocha se destaca do maciço livremente (figuras 2 e 3), isto é, sem a mobilização de tensões cisalhantes. A trajetória se dá principalmente pelo ar, podendo na sequência ocorrer rolamento, “repique” ou até mesmo a fragmentação da massa.

Um fator preponderante para o desenvolvimento do movimento é a geometria da encosta. Em geral, em taludes com inclinações de até 1:1 (V:H) o movimento será dominado pelo rolamento, ao passo que em taludes com geometria 1:0,25 (V:H) ou ainda mais íngremes, o movimento

será predominantemente em queda livre. Numa condição intermediária poderá haver o “repique” do bloco (CRUDEN; VARNES, 1996; FHWA, 1996).

Highland e Bobrowsky (2008) resumem diversos aspectos a respeito das quedas. Geralmente as velocidades de queda associadas são bastante elevadas, variando desde muito rápidas até extremamente rápidas. Podem ser apontados como mecanismos deflagradores deste tipo de movimento a remoção de material no sopé de uma encosta devido à ação erosiva de um rio ou então devido a processos de intemperização diferenciada, a ação antrópica, as vibrações induzidas por terremotos, dentre outros. No Rio de Janeiro, alguns autores reportam que muitas das quedas de materiais rochosos estão associadas às chuvas intensas de verão, além de uma conjunção de fatores associados às condições geológicas e geomorfológicas da região (FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO RIO DE JANEIRO, 2014; NUNES, 2013).

Figura 2 – Representação esquemática da queda de blocos rochosos



(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Figura 3 – Queda de blocos rochosos em Santos, 1992



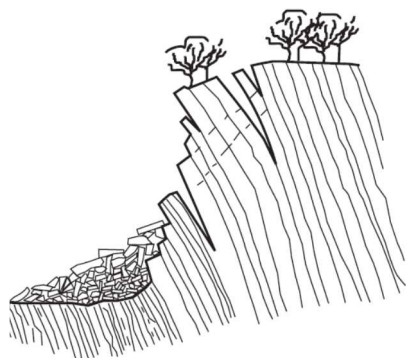
(fonte: TOMINAGA et al., 2015)

Já um tombamento ocorre quando uma porção rochosa ou de terra rotaciona em torno de um eixo localizado abaixo do centro de gravidade da massa movimentada (figuras 4 e 5). O empuxo hidrostático que é gerado em trincas de tração ou em descontinuidades estruturais exerce, em geral, papel importante neste tipo de fenômeno. As velocidades desenvolvidas durante o movimento podem variar de extremamente baixas a extremamente altas. Podem ser especialmente destrutivos quando ocorrem bruscamente ou então com velocidades elevadas.

Goodman (1989) e Wyllie e Mah (2004) fazem distinção entre três modos principais de tombamento, embora afirmem que uma série de outros modos de ocorrência também é possível:

- a) tombamento de bloco: uma família de descontinuidades com mergulho muito íngreme, e outra com mergulho aproximadamente perpendicular, produzem um bloco “esbelto”; sua ocorrência é característica em maciços vulcânicos de estrutura colunar, como os basaltos da formação Serra Geral;
- b) tombamento flexural: neste caso há somente uma família de mergulho subvertical bem definida, e o tombamento irá ocorrer após ruptura por flexão de camadas rochosas contínuas; maciços xistosos exemplificam este caso;
- c) tombamento bloco-flexural: é caracterizado por pseudo-flexão ao longo de colunas seccionadas por diversas juntas, as quais permitem que o tombamento se suceda devido a deformações acumuladas.

Figura 4 – Representação esquemática de um tombamento



(fonte: WYLLIE; MAH, 2004)

Figura 5 – Tombamento de blocos rochosos em British Columbia, Canadá



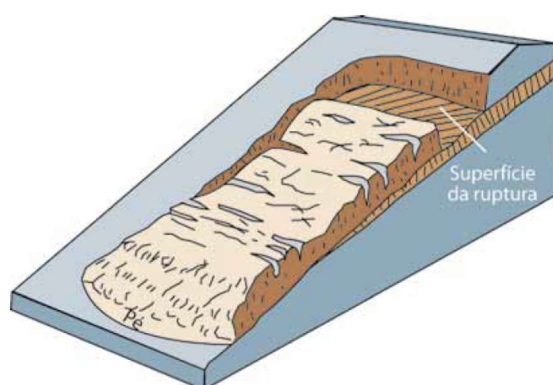
(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Quando em uma massa terrosa ou rochosa as tensões cisalhantes mobilizadas igualam-se à resistência ao cisalhamento do material, havendo um movimento descendente ao longo de uma superfície de ruptura, é dito que um escorregamento (ou deslizamento) ocorre. O movimento desenvolve-se a partir de uma zona de ruptura local, alastrando-se para áreas adjacentes e constituindo o que comumente vem a ser chamado de superfície de ruptura. Esta pode ser bastante irregular ou ter uma forma geométrica muito bem definida. A premissa é de que as deformações ocorrerão sempre pela trajetória e pelo mecanismo de menor gasto de energia, ou seja, através da superfície que oferecer a menor resistência (GERSCOVICH, 2012). Os escorregamentos podem, ainda, ser agrupados em três classes diversas: translacionais, em cunha e rotacionais.

Nos deslizamentos translacionais em solo (figuras 6 e 7), o contato com o substrato é de primordial importância. Esses movimentos são relativamente pouco espessos, possuindo uma profundidade tipicamente menor que o seu comprimento. A superfície de ruptura adquire um aspecto ondulado ou planar, e a porção instável pode percorrer grandes distâncias. São muito comuns em capas colúviais sobrejacentes a embasamentos rochosos.

As velocidades habituais destes movimentos são bastante abrangentes, podendo desenvolver-se de modo lento até extremamente rápido. Nesta última condição, os deslizamentos planares podem desintegrar-se e tornar-se fluxo de detritos. Wolle (1988) discute uma série de episódios de escorregamentos planares na Serra do Mar, e Guidicini e Nieble (1983) afirmam que este local se constitui em um grande palco de ocorrência desses fenômenos.

Figura 6 – Representação esquemática de uma ruptura planar em solo



(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

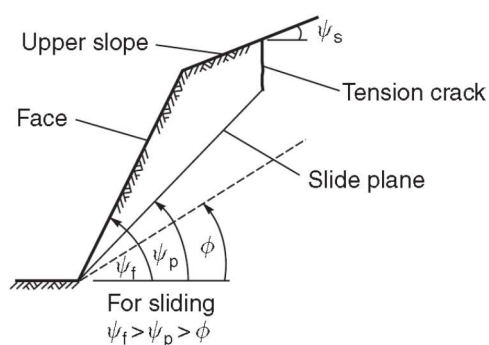
Figura 7 – Escorregamento planar em Nova Lima, MG



(fonte: TOMINAGA et al., 2015)

Quando as rupturas planares estão associadas a um maciço rochoso (figuras 8 e 9), normalmente entram em cena as discontinuidades estruturais. Como condicionantes hidrogeológicas e mecânicas, favorecem não apenas a aceleração do processo de intemperismo e degradação dos materiais, como também proporcionam o surgimento de subpressões quando do seu próprio preenchimento com água. Para que a ruptura possa desenvolver-se, é necessário que o mergulho do plano de deslizamento seja menor que o mergulho da face do talude.

Figura 8 – Representação esquemática de uma ruptura planar em rocha



(fonte: WYLLIE; MAH, 2004)

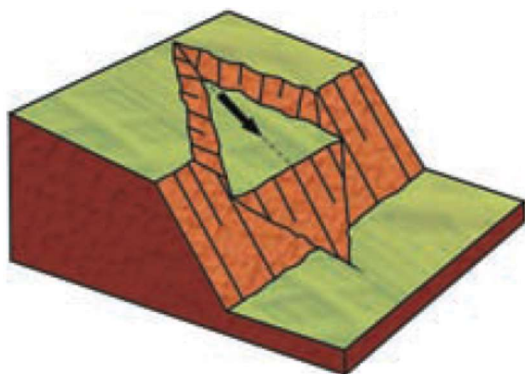
Figura 9 – Ruptura planar em rocha na BR-101, RJ



(fonte: NUNES, 2013)

Os deslizamentos em cunha (figuras 10 e 11), por sua vez, podem ocorrer em blocos rochosos quando há dois planos de descontinuidades cuja intercessão forma uma linha de mergulho aflorante em relação à orientação da face do maciço (WYLLIE; MAH, 2004; GOODMAN, 1989). Superfícies escalonadas de ruptura podem ser formadas se há diversas famílias de juntas penetrantes no talude.

Figura 10 – Representação esquemática de uma ruptura em cunha



(fonte: TOMINAGA et al., 2015)

Figura 11 – Ruptura em cunha no Arizona, EUA



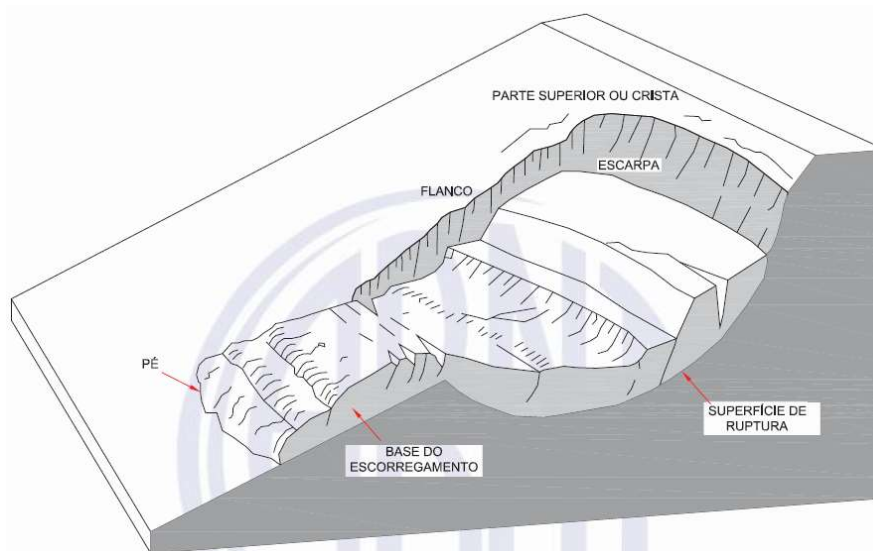
(fonte: WYLLIE; MAH, 2004)

Quanto aos escorregamentos rotacionais, a porção instabilizada desloca-se ao longo de uma superfície que pode assumir um formato de arco de circunferência, ou então, uma curva qualquer. Em condições homogêneas e aproximadamente isotrópicas, como um aterro estradal, a superfície de ruptura realmente adquire uma geometria circular (CRAIG, 2013; BROMHEAD, 2004). Em encostas e depósitos naturais, por outro lado, a superfície de ruptura

pode ser afetada por descontinuidades e heterogeneidades. Podem ser extremamente lentos até moderadamente rápidos.

A figura 12 exhibe esquematicamente um escorregamento rotacional, bem como a nomenclatura empregada para descrevê-lo. São vários os seus elementos característicos e é importante que sejam identificados pois, de modo geral, o que se verifica é que há um certo padrão na geometria dos diferentes movimentos. Nota-se que no sopé da encosta há acúmulo de material, e próximo à crista, uma região de depleção.

Figura 12 – Terminologia dos elementos de um escorregamento rotacional



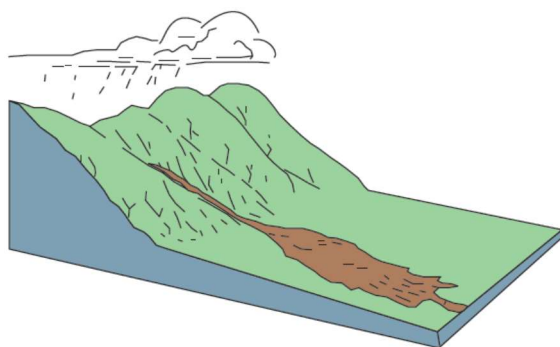
(fonte: NBR 11682, 2009)

As corridas (ou fluxos), por sua vez, são eventos de curta duração. O comportamento do material durante o movimento assemelha-se ao de um líquido viscoso, já que as tensões efetivas atuantes são próximas de zero. Podem atingir velocidades extremamente elevadas. É interessante notar que um escorregamento pode paulatinamente culminar em uma corrida a depender da quantidade de água envolvida, mobilidade e a própria evolução do movimento.

Nas corridas de detritos (figuras 13 e 14) a massa transportada percorre uma trajetória ao longo de um canal. As avalanches de detritos (figuras 15 e 16) diferem do tipo anterior porque são essencialmente mais largas (não são canalizadas) e abarcam um volume ainda maior de massa movimentada. Uma outra variante destes fenômenos é o *lahar*, termo indonésio que designa corridas de detritos em encostas vulcânicas.

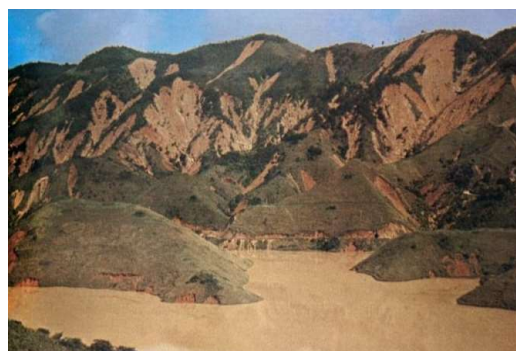
Todos estes tipos de movimentos possuem alta energia, quer pelas elevadas velocidades, quer pelo grande volume de material associado. Possuem, portanto, um alto poder destrutivo, e são muito mais devastadores que um escorregamento, até porque não há tempo para qualquer possibilidade de reação. As pressões decorrentes de impacto situam-se na faixa de 30 a 1000 kPa (NUNES; SAYAO, 2014; NUNES, 2013; HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008; CRUDEN; VARNES, 1996; GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Figura 13 – Representação esquemática de uma corrida de detritos



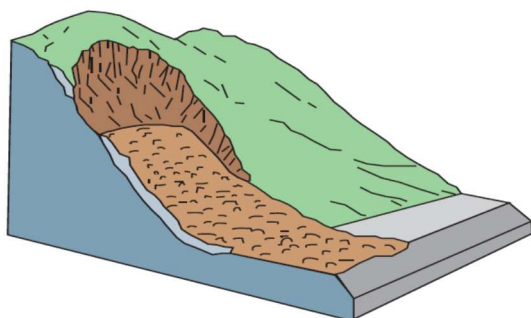
(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Figura 14 – Corrida de detritos na Serra das Araras, RJ, 1967



(fonte: NUNES; SAYÃO, 2014)

Figura 15 – Representação esquemática de uma avalanche de detritos



(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Figura 16 – Avalanche de detritos nas Filipinas

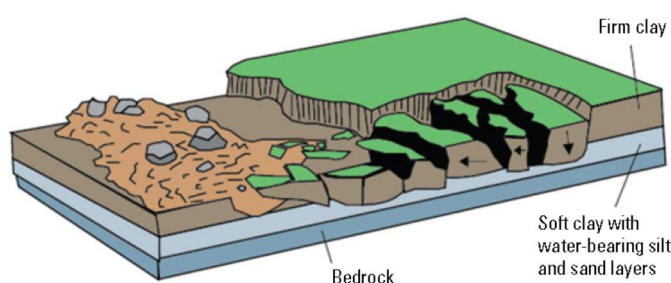


(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Um escoamento (figuras 17 e 18) enquadra-se como um movimento complexo, uma vez que se constitui da combinação de mais de um tipo de movimento. Ainda assim, é listado como um tipo de movimento em razão da frequência com que ocorre em certos materiais e ambientes geológicos.

Consiste na movimentação de solo ou massa rochosa assentes sobre um estrato de baixa resistência, em velocidade lenta a moderada. Em certas condições é possível que o material inferior ascenda pelas fraturas da massa rochosa. É importante salientar que a superfície de ruptura não apresenta concentração de tensões cisalhantes. Além disso, são mais propensos à ocorrência em regiões de topografia suave, em solos suscetíveis à liquefação e atividade sísmica (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008; CRUDEN; VARNES, 1996).

Figura 17 – Representação esquemática de um escoamento



(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Figura 18 – Escoamento lateral como resultado de um terremoto na Califórnia, EUA



(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

3.1.1.3 Velocidade

Uma das distinções que podem ser feitas em relação aos movimentos de massa é quanto à sua velocidade. Aqui ela é definida como a relação entre a distância média de movimentação do material e o período de ocorrência do fenômeno, embora em muitos casos a velocidade de pico tenha sido reportada. Na prática as velocidades de movimentação são estimadas grosseiramente ou através de modelagem computacional. A técnica de sequenciamento de imagens (*time-lapse photography*) mostra-se interessante e de fácil aplicabilidade em rastejos (CRUDEN; VARNES, 1996).

O quadro 1 apresenta a proposição de Varnes (1978) acrescida do potencial destrutivo do evento. Este último item é apenas uma correlação proposta, pois, a rigor, o potencial destrutivo depende não apenas da energia do movimento, mas também da vulnerabilidade do local.

Quadro 1 – Escala de velocidade correlacionada ao potencial destrutivo

Classe	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade Típica	Potencial Destrutivo Provável
7	Extremamente rápido	5×10^3	5 m/s	<ul style="list-style-type: none"> • edificações destruídas pelo impacto do material movimentado • catastrófico, com grande violência • muitas mortes • fuga improvável
6	Muito rápido	5×10^1	5 m/min	<ul style="list-style-type: none"> • algumas vidas perdidas • velocidades muito elevadas para permitir que todas as pessoas consigam escapar
5	Rápido	5×10^{-1}	1,8 m/h	<ul style="list-style-type: none"> • evacuação é possível • estruturas, equipamentos e bens destruídos
4	Moderado	5×10^{-3}	13 m/mês	<ul style="list-style-type: none"> • algumas estruturas podem ser temporariamente mantidas
3	Lento	5×10^{-5}	1,6 m/ano	<ul style="list-style-type: none"> • remediação e manutenção de algumas estruturas é possível durante o movimento
2	Muito lento	5×10^{-7}	16 mm/ano	<ul style="list-style-type: none"> • algumas estruturas podem permanecer íntegras
1	Extremamente lento			<ul style="list-style-type: none"> • imperceptível sem instrumentação • construção é possível com precaução

(fonte: adaptado de CRUDEN; VARNES, 1996)

3.1.1.4 Atividade do movimento

A atividade pode ser melhor compreendida a partir da análise das condições espacial e temporal de um movimento. Cruden e Varnes (1996) valem-se de três conceitos para caracterizá-la: estado, distribuição e estilo da atividade.

Em relação ao estado da atividade, um movimento de massa pode apresentar os seguintes:

- a) ativo: movimento que ainda está ocorrendo;
- b) reativado: movimento que volta a ocorrer após estado de dormência ou abandono;
- c) suspenso: movimento de massa ocorrido a menos de um ano, mas que no momento está paralisado;
- d) dormente: movimento de massa ocorrido a mais de um ano cujas causas deflagradoras permanecem com potencial de reativá-lo;
- e) abandonado: movimento de massa ocorrido a mais de um ano cujas causas deflagradoras já não existem mais;
- f) estabilizado: movimento de massa estabilizado, seja através de medidas antrópicas, seja através de processos naturais;
- g) reliquiar: movimento de massa ocorrido há muito tempo numa escala geológica, mas que apresenta algumas estruturas preservadas, embora frequentemente esteja encoberto por outros materiais.

Acerca da distribuição da atividade, um movimento de massa pode apresentar a seguinte categorização:

- a) avançando: a superfície de ruptura está estendendo-se na direção do movimento;
- b) retrocedendo: a superfície de ruptura está estendendo-se na direção oposta do movimento;
- c) aumentando: a superfície de ruptura está crescendo nos flancos;
- d) diminuindo: o volume de material que está sendo movimentado está diminuindo com o tempo;
- e) confinado: o movimento possui uma escarpa visível, mas nenhuma superfície de ruptura no sopé da massa rompida.

No que tange ao estilo da atividade, ele está ligado à quantidade, à sequência e ao tipo de movimento. Movimentos de massa complexos são aqueles em que ao menos dois tipos ocorrem sequencialmente. Já o termo compósito indica que há mais de um tipo de movimento ocorrendo simultaneamente na massa instabilizada. Um movimento múltiplo se configura quando um movimento do mesmo tipo se repete muitas vezes. Por fim, quando ocorre um movimento de massa somente, o termo a ser utilizado é único.

3.1.2 Outros sistemas classificatórios

Além da proposta de Cruden e Varnes (1996), existem outras de grande relevância. São apresentadas neste item a de Bromhead (1986), e as brasileiras de Augusto Filho (1992) e de Freire (1965). Citam-se ainda, como sistemas de destaque, o de Sharpe (1938), o de Penta (1960) e o de Hutchinson (1988).

Bromhead (1986) categoriza os movimentos de massa em três grandes classes: escorregamentos, quedas e corridas. A diferença fundamental entre um e outro tipo reside na forma em que cada um deles acontece. Em um escorregamento o material rompido movimentase ao longo de uma superfície limitada de tensões cisalhantes, além de permanecer em contato com a camada subjacente durante a ocorrência do fenômeno. Já os termos corrida ou fluxo designam a movimentação de materiais muito desagregados, nos quais não existe uma superfície de cisalhamento claramente definida. Uma queda, por sua vez, consiste num movimento de solo ou rocha em uma encosta íngreme, no qual existe imediata separação entre o material movimentado e o material da encosta, com algum contato intermitente. Destas definições depreende-se que é uma classificação bastante limitada e simplista.

Os sistemas de classificação de Augusto Filho (1992) e de Freire (1965) são mais empregados em regiões tropicais úmidas. Augusto Filho (1992), ao lançar uma proposta metodológica de caracterização geológico-geotécnica com ênfase na estabilização de encostas, adaptou a classificação de Varnes (1978) à dinâmica ambiental brasileira. Categorizou os movimentos de massa em quatro grandes grupos: rastejos, escorregamentos, quedas e corridas (fluxos). Essa proposta é função, principalmente, das características do movimento, dos materiais envolvidos e da sua geometria, e está apresentada no quadro 2.

Quadro 2 – Sistema classificatório de Augusto Filho (1992)

Processos	Características do movimento, material e geometria
Rastejo ou fluência	<ul style="list-style-type: none"> - vários planos de deslocamento (internos), com geometria indefinida - velocidades muito baixas a baixas (cm/ano) e decrescentes com a profundidade - movimentos constantes, sazonais ou intermitentes - envolvem solos, depósitos, rocha alterada/ fraturada

continua

continuação

Processos	Características do movimento, material e geometria
Escorregamento	<ul style="list-style-type: none"> - poucos planos de deslocamento (externos) - velocidades médias (km/h) a alta (m/s) - pequenos e grandes volumes de material - geometria e materiais variáveis - planares: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza - circulares: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas - em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza
Queda	<ul style="list-style-type: none"> - sem planos de deslocamento - movimento em queda livre ou em plano inclinado - velocidades muito altas (vários m/s) - envolve materiais rochosos em pequenos a médios volumes - geometria variável (lascas, placas, blocos) - rolamento de matacão - tombamento
Corrida	<ul style="list-style-type: none"> - muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) - movimento semelhante a um líquido viscoso - desenvolvimento ao longo das drenagens - velocidades médias a altas - envolve solos, rochas, detritos e água em grandes volumes - extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

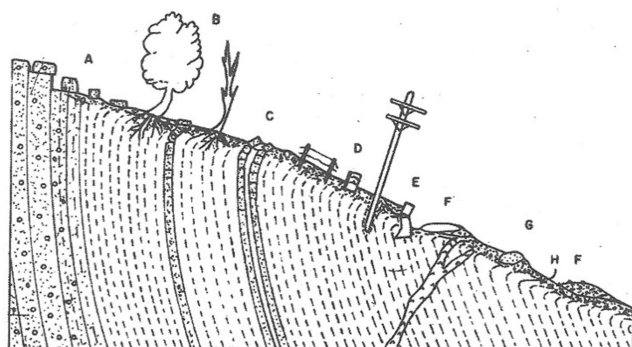
(fonte: adaptado de AUGUSTO FILHO, 1992)

Nota-se que o fenômeno conhecido como *creep* ou rastejo (figuras 19 e 20), de difícil enquadramento na classificação de Cruden e Varnes (1996), é contemplado por Augusto Filho (1992). Outros autores (GERSCOVICH, 2012; GUIDICINI; NIEBLE, 1983; FREIRE, 1965¹ apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983) já utilizaram o termo “escoamento lento” para a descrição

¹ FREIRE, E. S. de M. Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática. **Construção**, Rio de Janeiro, v. 8, n. 95, p. 10-18, 1965.

deste fenômeno, visto que o material se comporta plasticamente e escoam lentamente ao longo do tempo. A resistência ao cisalhamento mobilizada é suficiente para causar deformações na massa de solo, mas não o colapso do maciço. A variação das poro-pressões atuantes, da temperatura e do grau de saturação têm papel importante no fenômeno, de modo que o rastejo pode apresentar sazonalidade e sua deflagração ocorrer em pulsos.

Figura 19 – Representação esquemática de um rastejo



(fonte: SHARPE, 1938² apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983)

Figura 20 – Rastejo em East Sussex, no Reino Unido



(fonte: HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008)

Já Freire (1965³ apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983) busca a unificação de conceitos e idéias presentes em diversos autores. Inicialmente os movimentos coletivos de solo e rocha são classificados em três classes fundamentais: escoamentos, escorregamentos e subsidências.

Segundo o autor, um escoamento significa uma deformação ou movimento contínuo, sem haver necessariamente uma superfície definida de movimentação, sendo dividido em rastejo e corrida. Um escorregamento corresponde a um deslocamento limitado ao longo de uma superfície de deslizamento preexistente ou de neoformação, podendo haver duas configurações: rotacional ou translacional. Já uma subsidência corresponde a um deslocamento fundamentalmente vertical, com três modos de ocorrência: recalques, desabamentos e subsidências propriamente ditas.

Essa classificação é importante enquanto esforço brasileiro na tentativa de compreensão e caracterização dos fenômenos de movimentação de massa, embora desatualizada. O termo

² SHARPE, C. F. S. **Landslides and related phenomena**. New York: Columbia University Press, 1938.

³ Opus citatum.

recalque (*stricto sensu*), a título de exemplo, não é mais encarado como um movimento de massa.

3.2 CAUSAS E MECANISMOS DEFLAGRADORES DE MOVIMENTOS DE MASSA

O processo de instabilização de uma encosta pode ocorrer de duas maneiras: aumento das tensões sollicitantes (causas externas) ou redução da resistência ao cisalhamento (causas internas), de modo que a razão entre estas parcelas resulta em um valor unitário quando da ruptura. Na verdade, quando o fator de segurança é igual a 1, atinge-se uma condição de equilíbrio metaestável. Neste sentido, Terzaghi (1950) elenca os principais fatores responsáveis pela ruptura de taludes (quadro 3). Nota-se a existência de causas intermediárias, que são aquelas promotoras de alterações internas em virtude da atuação de agentes externos.

Quadro 3 – Causas de movimentos de massa segundo Terzaghi (1950)

Causas externas	<ul style="list-style-type: none"> - Mudanças geométricas - Sobrecargas - Alívio de tensões - Choque e vibrações - Mudanças no regime de chuvas ou infiltração: desmatamento, alterações climáticas, uso do solo
Causas internas	<ul style="list-style-type: none"> - Ruptura progressiva - Intemperismo - Oscilações térmicas - Elevação da poro-pressão
Causas intermediárias	<ul style="list-style-type: none"> - Mudança no fluxo de água subterrânea - Redução da coesão aparente - Surgimento de subpressões em descontinuidades preenchidas por água

(fonte: adaptado de TERZAGHI, 1950)

Uma abordagem alternativa dos fatores causadores de movimentos é aquela discutida por Guidicini e Nieble (1983), que conceituam os termos “agente predisponente” e “agente efetivo”. O primeiro refere-se às características e aspectos naturais da encosta: geomorfologia, clima, condições hidrológicas e vegetação. Já os agentes efetivos podem ser entendidos como estímulos externos, e compreendem duas divisões: preparatórios (longos períodos de pluviosidade, erosão pela água ou vento, desmatamento, oscilação do nível do lençol freático, ação antrópica, entre outras ações) e imediatos (chuva intensa, terremoto, vento, ação antrópica, dentre outras). Estes últimos também são conhecidos como “gatilhos”.

Varnes (1978) afirma que os processos envolvidos em movimentos de massa compreendem uma série de eventos e relações de causa e efeito, e raramente uma única causa é a responsável. Assim, para que uma ruptura ocorra, é necessário que haja uma conjunção de fatores: os predisponentes e preparatórios, que tornam o local propenso, e o imediato, que deflagra o fenômeno. Salienta-se que em um movimento de massa há somente um gatilho, embora muitas causas possam existir. Sowers e Sowers⁴ (1970 apud VARNES, 1978) sabiamente comentam o seguinte a respeito:

Na maior parte dos casos diversas causas existem simultaneamente, então, tentar determinar qual delas finalmente produziu a ruptura é não apenas difícil, mas também incorreto. Geralmente a causa final é nada mais do que um gatilho que coloca em movimento uma massa de material que já estava no limiar da ruptura. Chamar o gatilho de “causa” é como chamar o fósforo, que acendeu o rastilho, que detonou a dinamite, que destruiu a edificação, de causa do desastre.

Cruden e Varnes (1996), por sua vez, incorporam diversos elementos e produzem uma lista de possíveis causas de movimentos de massa (quadro 4) um pouco mais abrangente que a de Terzaghi (1950). Estes autores compartimentam as causas em geológicas, morfológicas, físicas e antrópicas.

⁴ SOWERS, G. B.; SOWERS, G. F. **Introductory Soil Mechanics and Foundations**. New York: Macmillan, p.105-115, 1971.

Quadro 4 – Causas de movimentos de massa segundo Cruden e Varnes (1996)

Geológicas	Morfológicas	Físicas	Antrópicas
Materiais de baixa resistência	Soerguimento tectônico ou vulcânico	Chuvas intensas	Escavações na encosta
Materiais sensitivos	Alívio de tensões por degelo	Rápido derretimento de neve	Sobrecarga na crista da encosta
Materiais alterados	Erosão fluvial do sopé da encosta	Precipitações excepcionais prolongadas	Esvaziamento rápido de reservatórios
Materiais cisalhados	Erosão do sopé da encosta por ação das ondas do mar	Rápido rebaixamento do nível das águas (marés, enchentes)	Desmatamento
Materiais com juntas ou fissuras	Erosão glacial do sopé da encosta	Terremotos	Irrigação
Descontinuidades estruturais com orientação desfavorável (acamamento, falha, disjunção, xistosidade, diáclase, etc)	Erosão das margens laterais	Erupção vulcânica	Mineração
Contraste na rigidez	Erosão subterrânea (dissolução, <i>piping</i>)	Degelo	Vibrações artificiais
Contraste na permeabilidade	Sobrecarga na crista da encosta	Intemperismo por ciclos de gelo e degelo	Vazamento em canalizações de água e esgoto
-	Remoção da vegetação	Intemperismo por ciclos de expansão e contração	-

(fonte: adaptado de CRUDEN; VARNES, 1996)

Nos próximos itens comenta-se sucintamente a respeito das condicionantes antrópicas e naturais que possivelmente exerceram influência na ocorrência do episódio de movimentação de massa que é tema deste trabalho: (i) escavações no terreno, (ii) descontinuidades estruturais, e aquele que atuou como fator desencadeador (gatilho) do movimento de massa, (iii) as precipitações pluviométricas.

3.2.1 Escavações no terreno

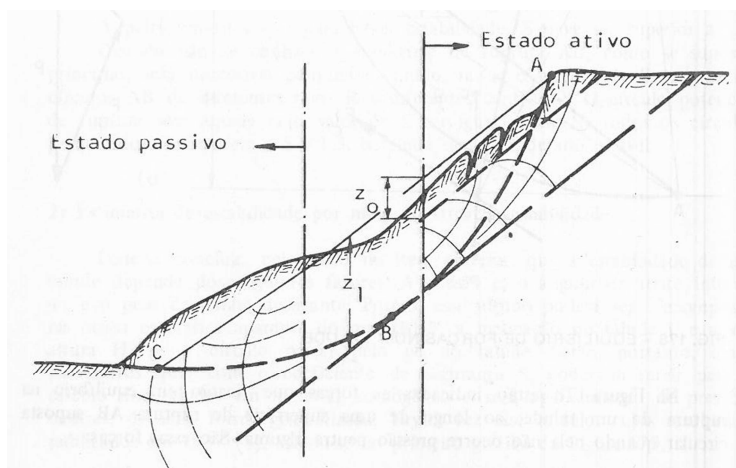
Uma das causas mais comuns de movimentos de massa se dá através da remoção de material da encosta, pois a alteração da geometria causa uma redistribuição dos esforços no maciço, muitas vezes com efeito negativo em termos de estabilidade (TERZAGHI, 1950). Conforme

Ortigão e Sayão (2004), há o surgimento de tensões de tração em planos paralelos à superfície topográfica, de modo que o maciço tende a se expandir. Tendo em vista que o solo não suporta tensões deste tipo, juntas de alívio de tensão acabam se formando.

Vargas (1977) retrata uma situação típica de um talude que está sofrendo escorregamento (figura 21). Em sua porção superior a massa de solo “trabalha” no estado ativo (k_a), no sentido de instabilizar a encosta, e tensões de tração são verificadas. Já na porção inferior, o solo está sendo comprimido, e esta massa atua a favor da segurança do maciço, na condição passiva (k_p). A zona central está em equilíbrio, na condição de k_0 .

Uma encosta natural pode encontrar-se em um estado de tensões similar. Assim, se a escavações versarem sobre a sua porção inferior, elas podem afetar drasticamente as condições de estabilidade do maciço. Em solos coesivos, a altura das trincas de tração está fortemente associada à coesão do material.

Figura 21 – Ruptura esquemática de um talude, com altura das trincas de tração igual a Z_0



(fonte: VARGAS, 1977)

Lerouil (2001) e Kirkpatrick et al. (1986) discutem a problemática da resistência ao cisalhamento operacional em cortes efetuados em encostas argilosas pré-adensadas. O primeiro autor analisa uma série de escavações neste tipo de material, especialmente em Londres. Inicialmente as escavações produzem uma dilatação no solo, acarretando uma redução das poro-pressões atuantes, e resultando em um aumento do fator de segurança. Entretanto, a longo

prazo, as poro-pressões aumentam gradualmente até atingir um valor de equilíbrio e o fator de segurança experimenta um decréscimo.

O tempo para que as poro-pressões se equilibrem varia muito em cada situação. Em alguns casos pode levar 50 anos, em outros 10 dias. O fato é que as propriedades do material, sua condutividade hidráulica, o perfil estratigráfico do local e evidentemente a própria geometria de escavação influenciam enormemente neste processo. Não raro rupturas ocorrem muitos anos após a execução dos cortes no terreno.

3.2.2 Descontinuidades estruturais

Movimentos de origem tectônica são capazes de causar intensas deformações em maciços rochosos. Estas deformações, quando ocorrem em estado de fluxo plástico do material, sob regime dúctil, geram estruturas de cisalhamento, dobramento, lineamento, bandamento, dentre outras. Já no momento em que se sucedem em estado rígido, sob regime rúptil, promovem o surgimento de estruturas de falhamento, faturamento, etc. Existem, ainda, estruturas atectônicas, como as juntas de alívio de tensão, e o fraturamento devido à ação do intemperismo físico (FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO RIO DE JANEIRO, 2014; FOSSEN, 2012).

Independentemente da sua origem, as descontinuidades estruturais consistem em interrupções das propriedades do material rochoso (DELLE ROSE; INTERNÒ, 2004). São encaradas como planos naturais de fraqueza, pois modificam as condições de fluxo do maciço e permitem que os processos de intemperização atuem com mais afinco nestas zonas, afetando, então, as características de resistência do material. Podem auxiliar, inclusive, no surgimento de subpressões internas (CARMIGNANI; FIORI, 2009).

Solos saprolíticos e solos residuais jovens podem guardar muitos vestígios da rocha parental, especialmente no que tange às descontinuidades estruturais. Se preservadas, estas estruturas reliquias podem exercer papel importante sobre a estabilidade da encosta. Segundo Aydin (2006), heterogeneidades em diversas escalas e formas muitas vezes controlam o mecanismo de ruptura de uma massa terrosa.

Conforme Irfan (1998), materiais extremamente alterados podem preencher estas descontinuidades. Em Hong Kong, veios argilosos de caulinita formados sob hidrotermalismo são predominantes, mas também há casos em que se verifica a presença de esmectita e ilita. Além disso, estas estruturas reliquiares podem apresentar aspecto muito polido, denotando movimento pretérito, quando então passam a ser chamadas de *slickensides*.

Au (1996) realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto em solos saprolíticos de Hong Kong. O autor conclui que existe uma forte anisotropia de resistência ao cisalhamento nos materiais testados, especialmente devido à existência de descontinuidades estruturais, que acabam gerando parâmetros de resistência consideravelmente menores que a matriz de solo. Gobbi (2005) e Bernardes (2003), ao investigarem o comportamento de um solo residual jovem gnáissico em Porto Alegre, também constataram uma acentuada anisotropia de resistência no comportamento do material.

Irfan (1998) estuda diversos movimentos de massa em Hong Kong controlados por estruturas reliquiares, chegando a conclusões muito interessantes, especialmente porque foram tecidas sob condições muito similares em relação às da presente pesquisa. Segundo o autor, muitos taludes de corte que, aparentemente seriam considerados estáveis, rompem como resultado da infiltração de água em juntas reliquiares. Estas juntas, desconfinadas devido às escavações, tem sua abertura aumentada e tornam-se caminho preferencial de percolação d'água, com a ruptura desenvolvendo-se ao longo delas. Além disso, invariavelmente as precipitações pluviométricas atuam como gatilho, de modo a desencadear os movimentos durante ou após a sua ocorrência. Não raro, esses taludes saprolíticos que sofreram a ação antrópica acabam apresentando alguma movimentação quando existem chuvas intermitentes, de menor intensidade.

Devido à proximidade geográfica, outros casos de especial interesse são aqueles relatados por Heidemann et al. (2015; 2013) e Raimundo (1998). Heidemann et al. (2015; 2013) relatam o caso de uma encosta de solo residual granítico instável em São José, Santa Catarina, entrecortada por veios de uma argila rica em caulinitas e muscovitas. Esta argila, formada sob intensa atividade hidrotermal, embora pouco representativa do ponto de vista volumétrico, parece influenciar a estabilidade da encosta, ao mobilizar a sua resistência ao cisalhamento residual. Já Raimundo (1998) estudou diversos escorregamentos em Florianópolis, afirmando que muitos são consequência da presença de diques de diabásio intrusivos ou preenchendo falhamentos nos solos graníticos. Segundo o autor, estes diques exercem grande influência na

geomorfologia da região, tendo em vista que comandam o fluxo de água, dadas as suas características de fraturamento e permeabilidade.

Massad (2005) relata duas rupturas ocorridas na década de 1980, em taludes em solos residuais migmatíticos de São Paulo, comandadas por estruturas reliquias. Em ambos os casos as chuvas, excepcionais para o período, atuaram como mecanismo deflagrador da ruptura, e as movimentações se deram aproximadamente ao longo dos planos de descontinuidade.

O fato é que estas descontinuidades são problemáticas de serem detectadas por meio de investigações de rotina. Em geral, são apenas percebidas durante as escavações, em duas situações: (i) na execução dos cortes iniciais no talude, ou então (ii) nas obras de estabilização do mesmo, após a deflagração da ruptura (AYDIN, 2006; IRFAN, 1998; AU, 1996).

Neste sentido, Wolle (1987) descreve um caso muito interessante da literatura nacional. Na década de 1980, em São Paulo, descontinuidades estruturais preenchidas por um solo silto-argiloso condicionaram a movimentação de um talude rodoviário granítico com 300 m de extensão, cujos efeitos foram sentidos cerca de 100 m acima. Estas descontinuidades, do tipo *slickenside*, eram muito irregulares, tornando difícil a caracterização de planos preferenciais. Ainda assim, ocorriam na matriz saprolítica e no contato solo/rocha. Diques de diabásio e matacões foram encontrados no talude, mas aparentemente não afetavam a sua estabilidade. De qualquer sorte, salienta o autor, estas descontinuidades só foram descobertas com intenso monitoramento através de instrumentação e durante o acompanhamento das obras na fase de estabilização do talude.

3.2.3 Precipitações pluviométricas

Precipitações pluviométricas são o principal mecanismo desencadeador de movimentos de massa em encostas, sejam elas naturais ou antropicamente modificadas (MANDAL; MAITI, 2013; JEMEK; KOMAC, 2011; GULLÀ et al., 2007; GUZZETTI et al., 2007; CHEN et al., 2004; VAN ASCH et al., 1999; SILVANO, 1998).

Van Asch et al. (1999) afirmam que movimentos de massa rasos (espessura tipicamente menor que 5 metros) estão ligados particularmente à saturação do solo e à diminuição da coesão aparente. Por outro lado, em movimentos de massa profundos, as rupturas são deflagradas

principalmente devido ao aumento das poro-pressões positivas na superfície de escorregamento, em função da elevação do nível do freático. Estes autores argumentam, ainda, que trincas no terreno permitem que a instabilização da encosta ocorra mais rapidamente face às precipitações pluviométricas. Por outro lado, estas feições também facilitam a drenagem em áreas de captação d'água, o que poderia reduzir o potencial de instabilidade em algumas delas.

De qualquer modo, a estabilidade de uma encosta é controlada pela interação entre as propriedades do material que a constitui, sua geomorfologia, o clima local e uma série de fatores. Hawke (2003), ao realizar um estudo em um solo saprolítico na Nova Zelândia, e Ocakoglu (2002), ao avaliar uma corrida de detritos na Turquia, constataram que quaisquer análises que combinem estes fatores serão complexas.

Anderson e Sitar (1995) discutem sobre alguns casos de corridas de detritos. Segundo estes autores, os movimentos ocorreram em virtude da redução das tensões confinantes efetivas na encosta, por conta da elevação das poro-pressões positivas durante ou após períodos de intensa pluviosidade. Através de uma série de ensaios triaxiais, concluíram que o início dos movimentos se desenvolveu com uma trajetória de tensões especial em condições drenadas, evoluindo para um carregamento em condições não-drenadas.

Anderson e Sitar (1995) afirmam que o coeficiente de condutividade hidráulica da encosta tende a reduzir em maiores profundidades, graças ao aumento das tensões confinantes. Essa redução na permeabilidade permite que o lençol freático se eleve rapidamente em condições de precipitações de grande magnitude, afetando negativamente a estabilidade da encosta.

Gullà et al. (2007), ao produzirem mapas de suscetibilidade na Cálabria (sul da Itália), concluem que a maioria dos escorregamentos nessa região são causados por chuvas de curta duração (menor que 24h), mas de grande intensidade. Li et al. (2011) chegam a conclusões similares após estudarem 2228 movimentos de massa na China, entre o período de 1990 e 2007. Eles reportam que em 70% do total de episódios de movimentação de massa, chuvas com duração menor que 24h atuaram como gatilho.

Há muita discussão sobre o papel das chuvas anteriores ao movimento e o intervalo de consideração destas. Rahardjo et al. (2001) analisam com profundidade este assunto, valendo-se inclusive de simulações numéricas. Rahardjo (2007) afirma que as chuvas anteriores são especialmente importantes para encostas homogêneas cujo $k_{sat} \leq 10^{-6}$ m/s.

Nos cenários tropicais as chuvas destacam-se ainda mais como principal gatilho de episódios de movimentação de massa (CHEN et al., 2004; AHRENDT; ZUQUETTE, 2003; LEROUIL, 2001; AU, 1993; LARSSSEN; SIMON, 1993). Isto se deve por conta de fenômenos particulares, como as monções e as tempestades tropicais.

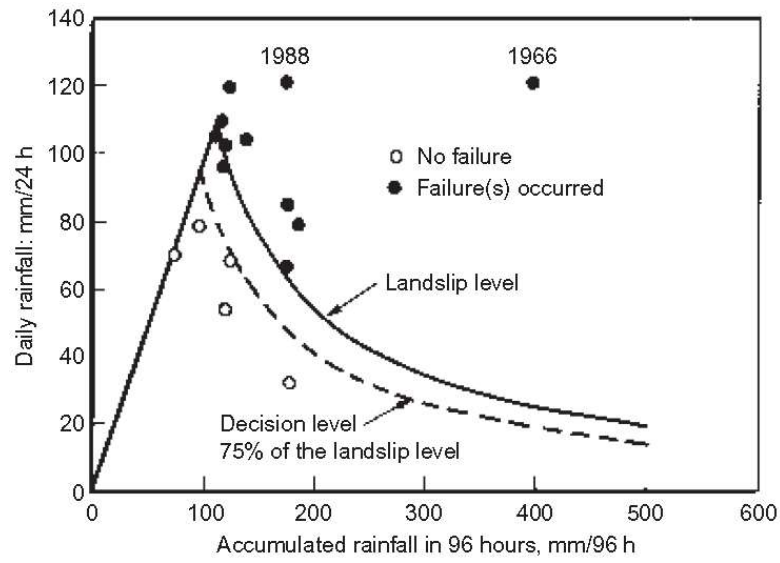
Salientando a grande sazonalidade de chuvas que existe nesses locais, o GCO (1984) de Hong Kong recomenda que escavações, especialmente em taludes mais íngremes, sejam executadas no período de outubro a abril, evitando os meses de chuvas de grande monta. Peruccacci et al. (2012) também apontam a íntima relação existente entre movimentos de massa e a sazonalidade observada nas chuvas da Itália Central (Abruzzo, Marche e Úmbria), embora estas regiões sejam sub-temperadas.

Garland e Olivier (1993), ao estudarem a relação entre estes fenômenos na África do Sul, afirmam que muitas tentativas têm sido feitas no sentido de estabelecer limites quanto à pluviosidade necessária para gerar movimentos de massa. Apesar de existirem muitas propostas, elas são específicas e direcionadas às regiões sob as quais foram geradas, tendo em vista as diversas particularidades envolvidas.

Um exemplo é o critério apresentado por d'Orsi et al. (1997⁵ apud AHRENDT, 2005), desenvolvido para a cidade do Rio de Janeiro (figura 22). Estes autores produziram uma carta que enfatiza as chuvas diárias (24h) e a precipitação acumulada em três dias, definindo um padrão para a tomada de decisões. O sistema foi desenvolvido a partir de uma rede de 30 pluviômetros ligados a um sistema de aquisição automática de dados, com ênfase em taludes rodoviários e escorregamentos planares.

⁵ d'ORSI, R.; d'AVILA, C.; ORTIGÃO, J. A. R.; DIAS, A.; MORAES, L.; SANTOS, M. D. Rio-Watch: the Rio de Janeiro landslide watch system. In: PAN-AMERICAN SYMPOSIUM LANDSLIDES, 2., Rio de Janeiro. **Proceedings...** 1997, p. 21-30.

Figura 22 – Critério para tomada de decisão implantado na cidade do Rio de Janeiro



(fonte: d'ORSI et al., 1997⁶ apud LEROUIL, 2001)

⁶ Opus citatum.

4 CARACTERIZAÇÃO REGIONAL E DO MOVIMENTO DE MASSA

Com vistas a fornecer elementos que auxiliem na caracterização e interpretação do movimento de massa, são inicialmente descritas neste capítulo informações acerca da climatologia, geomorfologia e pedologia regionais. A geologia do leste catarinense merece tratamento especial, já que traz implicações importantes para a ocorrência do fenômeno, podendo ser encarada como o seu pano de fundo. Os trabalhos de escavação realizados sobre a encosta e as condições pluviométricas anteriores ao episódio de movimentação também são aqui comentados, permitindo a sua caracterização. Aspectos relacionados ao solo residual da encosta são discutidos no último item, assim como os resultados das sondagens SPT.

4.1 TÓPICOS GERAIS

4.1.1 Região Metropolitana de Florianópolis

O evento de movimentação de massa sucedeu-se na Região Metropolitana de Florianópolis, no leste do estado de Santa Catarina. A conurbação de Florianópolis com outros oito municípios compõe o núcleo da RMF, onde vivem cerca de 934.935 habitantes, de acordo com o IBGE (2015). Outros treze municípios completam a RMF, resultando numa população total de 1.131.981 habitantes e uma área de 7.465,7 km².

Figura 23 – Localização da Região Metropolitana de Florianópolis



(fonte: ABREU, 2006)

4.1.2 Climatologia

O clima da região enquadra-se como mesotérmico úmido com pouco ou nenhum déficit hídrico (B₂B'_{3ra}'), dentro da proposta de Thorntwaite. Aplicando o sistema de Köppen-Geiger, sua classificação passa a ser de clima subtropical úmido com verões quentes (Cfa), com as estações de verão e inverno bem definidas (SANTA CATARINA, 1986).

Quanto às chuvas, estas distribuem-se ao longo do ano com certa sazonalidade. Considerando os níveis médios de precipitação, aqueles de maior intensidade ocorrem ao longo dos meses mais quentes (janeiro e fevereiro), em um patamar próximo aos 200 mm. Já os meses de menor intensidade situam-se no período que vai de abril a agosto. Isto se dá principalmente em virtude da atuação das Massas Atlânticas Polar e Tropical (SANTA CATARINA, 1986).

4.1.3 Geomorfologia

A área de interesse pertence aos domínios da Unidade Geomorfológica Serras do Tabuleiro/Itajaí, ocupando uma área de 13.143 km², conforme o Atlas de Santa Catarina (1986). Sua formação, fruto do tectonismo, remonta ao Pré-Cambriano. Em áreas lindeiras aos embasamentos cristalinos correm os limites das Planícies Litorâneas, resultantes de processos de acumulação fluviomarinha do período Quaternário. Essas elevações constituíam, antigamente, ilhas, posteriormente ligadas ao continente através da sedimentação marinha. Este é o caso, por exemplo, da ilha de Florianópolis.

A caracterização geomorfológica da unidade é marcada por uma sequência de serras dispostas de forma subparalela, cuja orientação predominante é NE-SW. Suas altitudes variam entre valores menores que 100 m, próximo à costa, atingindo os 900 m, nas porções mais ocidentais, com picos de até 1200 m. De modo geral os vales são profundos, em forma de 'V', possuindo encostas íngremes e sulcadas com suas cristas apresentando destaque na paisagem. Os rios desta unidade direcionam-se, em geral, para o Atlântico. É interessante notar que no baixo curso, com gradientes menores propiciando a formação de planícies, estes cursos d'água acabam confundindo-se com a sedimentação marinha.

A geomorfologia agressiva da unidade torna o ambiente suscetível à deflagração de processos erosivos, principalmente em encostas sem cobertura vegetal. Movimentos gravitacionais de

massa, segundo o Atlas de Santa Catarina (1986), são uma realidade, já que o manto de alteração é espesso, podendo atingir até cerca de 20 m de espessura. A existência de anfiteatros em virtude de processos erosivos intensos ou de movimentações de massa é recorrente em várias vertentes. Em muitas áreas, já ocupadas pela agropecuária, há marcas de caminhamento de gado que, segundo Guidicini e Nieble (1983), podem acelerar ou favorecer processos de intemperismo e erosão.

4.1.4 Pedologia

A caracterização das porções mais superficiais de um perfil de solo é realizada à luz dos conceitos da Pedologia. Tal campo é essencial no planejamento do uso, manejo e conservação dos solos, mas também pode ser importante em situações relacionadas à expansão urbana, irrigação, drenagem, aptidão agrícola, etc. Os horizontes pedogenéticos são, de modo geral, ricos em matéria orgânica, e suas descrições limitam-se a espessuras de no máximo 200 cm, podendo aumentar, no entanto, em Latossolos e Espodossolos (IBGE, 2015).

Quanto ao local de estudo, este compreende, segundo o Atlas de Santa Catarina (1986), principalmente os Cambissolos álicos, com presença de argilas de atividade baixa a moderada. Esta classificação remete aos solos cujo horizonte subsuperficial não sofreu intemperização em sua plenitude, mas que já estaria em fase incipiente de tal processo, permitindo que alterações em sua composição e textura venham a desenvolver-se. Por esta razão é utilizado o termo Cambissolo, derivado do verbo latino “cambiare”, que em livre tradução significa mudança. Já o termo álico indica a presença massiva de concentração de Alumínio.

Normalmente estes solos estão associados à baixa fertilidade, com ocorrência típica em áreas com declividade acentuada. Embora pouco intemperizados, sua coloração é marcante, variando entre bruno-amarelada e vermelho-amarelada. Os Cambissolos da região também estão vinculados a solos Podzólicos Vermelho-Amarelo álicos e a Latossolos Vermelho-Amarelo álicos.

4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A geologia do estado de Santa Catarina pode ser sintetizada em três domínios principais: Bacia do Paraná, Sedimentos Quaternários e Escudo Atlântico. Este último abrange cerca de 18% do território e abarca diversas compartimentações tectônicas (SANTA CATARINA, 1986). O Cinturão Dom Feliciano, no qual se situa a área estudada, é uma delas.

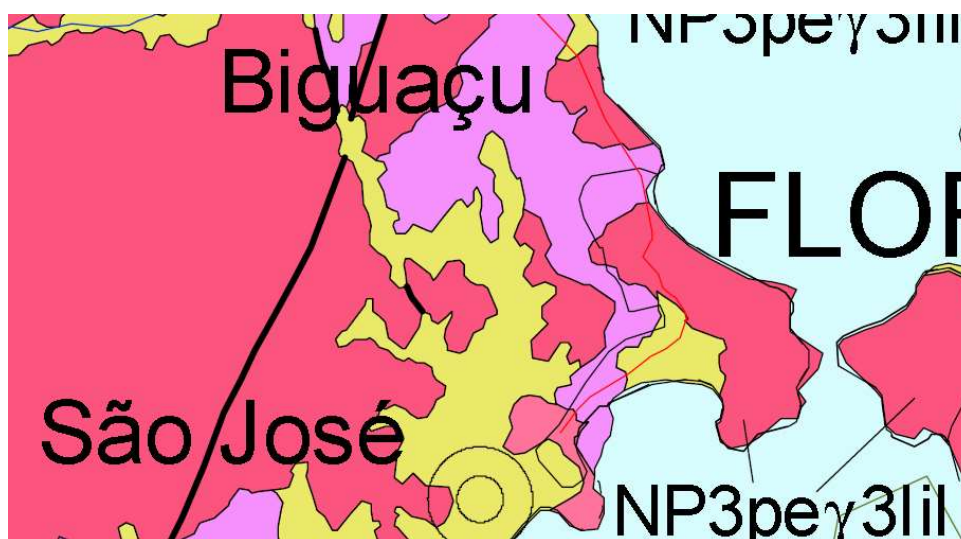
Este Cinturão caracteriza-se como um grande bloco cratônico ativo e colidente, prolongando-se até o Rio Grande do Sul. Seu substrato petrotectônico é a unidade litoestratigráfica denominada de Complexo Canguçu (pEC), interceptado pela Suíte Intrusiva Tabuleiro e, em menor grau, pela Formação Queçaba e pelas rochas efusivas ácidas da Formação Cambirela. Na grande maioria, as massas rochosas do Complexo Canguçu são formadas por neossomas quartzo-feldspáticos e paleossomas predominantemente de natureza metaígneia. Entre tais paleossomas destacam-se metadioritos, metagabros, anfibolitos e gnaisses bandados (SANTA CATARINA, 1986).

Por outro lado, de acordo com Wildner et al. (2014), a região enquadra-se no Batólito Florianópolis, na Suíte Intrusiva Maruim, correspondente a granitos álcali-cálcicos Pré a Sin-Colisionais. A encosta faz parte, especificamente, do Granito São Pedro de Alcântara, que consiste em sua maior parte de monzogranitos, além de sienogranitos e quartzo-monzonitos mesocráticos, de coloração cinza-escuro, porfíricos com feno-cristais de feldspato esbranquiçado em matriz grossa. A figura 24, extraída de Perrotta et al. (2004), exhibe a geologia regional.

As divergências entre cartas geológicas espaçadas em quase 30 anos não implicam que somente uma esteja correta. A interpretação de todas elas, na verdade, conduz à compreensão da complexa geologia local.

Os afloramentos de rochas granitóides da região, utilizados por Wildner et al. (2014) e Perrotta et al. (2004) para identificá-la, correspondem a porções neossomáticas cuja origem remonta ao Neoproterozóico (cerca de 600 Ma). O paleossoma, contudo, é gnáissico com origem no Paleoproterozóico (cerca de 2000 Ma). Desta forma, as intrusões graníticas acabam se sobressaindo no relevo, seja por possuírem maior resistência ao intemperismo que as rochas metamórficas locais, seja por apresentarem menor idade. Destaca-se que em qualquer uma das cartas geológicas consideradas, a encosta faz parte do Cinturão Dom Feliciano.

Figura 24– Geologia simplificada do local

**Litologia**

	Complexo Águas Mornas
	Depósitos Quaternários
	Granitóides

Escala aproximada: 1/1.000.000

(fonte: adaptada de PERROTTA et al., 2004)

A análise do Complexo Águas Mornas, vizinho ao Granito São Pedro de Alcântara, corrobora aquilo que foi dito anteriormente, tendo em vista que a área estudada se situa numa faixa de transição entre estas unidades litoestratigráficas. O tipo crustal do primeiro é descrito por Wildner et al. (2014) como complexo granito-gnaiss-migmatítico: ortognaisses potássicos intercalados por anfibolito, resultantes da fusão parcial da fração crustal primitiva, com ocorrência de fração neossomática monzogranítica. Quanto às relações de contato entre os granitóides, gnaisses e migmatitos do Cinturão, Scheibe (1983) argumenta que podem ser gradacionais, por falha ou tipicamente por intrusão.

Azambuja⁷ (2015), ao analisar a geologia regional, tece o seguinte comentário:

Esses mapas mais recentes parecem induzir aos leigos que os consultam, de que há extensivas ocorrências graníticas, mas não é assim. [...] A maioria dos afloramentos graníticos em cotas mais baixas são, em verdade, porções neossômicas dos

⁷ AZAMBUJA, E. Relatório de projeto. Porto Alegre: documento não publicado, 2015.

migmatitos, muitas vezes individualizados como matacões [...], pois o intemperismo acaba deixando expostas as bandas neossômicas parcialmente alteradas.

A dificuldade associada à identificação de rochas migmatíticas não é incomum. Sawyer (1996) afirma que estas são uma das mais complexas rochas de serem interpretadas, já que são o produto de uma série de processos agindo em paralelo ou sequencialmente. Podem ser encaradas como um material intermediário entre os granitóides e as rochas provenientes de metamorfismo regional. Porém, alguns migmatitos podem ser sobretudo metamórficos, ao passo que outros, tão afetados pelo metamorfismo de contato, são ígneos quase por completo (GROTZINGER; JORDAN, 2013).

Em linhas gerais, os migmatitos que ocorrem na área de estudos são o resultado de fusão parcial promovida por material intrusivo. O metamorfismo que os gera é de médio a alto grau, em temperaturas mais elevadas que aquelas necessárias para a formação de gnaisses. Na sua constituição, existem duas porções bem distintas: o neossoma e o paleossoma (GROTZINGER; JORDAN, 2013; SAWYER, 1996).

O neossoma é a parte completamente nova, formada por fusão parcial. Normalmente sua granulometria é mais grosseira que o restante do migmatito, e sua composição, quartzo-feldspática. Pode assumir diversos formatos, mas uma estrutura muito típica é a estromatítica, na qual as injeções magmáticas orientam-se paralelamente às xistosidades. De especial importância é o fato de que nas interfaces com o paleossoma, formam-se camadas centimétricas ricas em biotita com aspecto enegrecido.

O paleossoma compreende a parte não afetada pelo metamorfismo, de modo que sua macroestrutura continua incólume (foliações, planos de xistosidade, etc). Sua microestrutura pode ser levemente alterada.

No âmbito estrutural, existem diversas famílias de falhas na porção leste catarinense. As mais proeminentes são aquelas com eixo seguindo a orientação NE-SW e NW-SE, como pode ser visualizado na figura 25. É interessante notar que a família NE-SW segue a direção da morfologia serrana, por conta do seu regime de consolidação.

A família NE-SW, é gerada tipicamente sob regime tectônico distensional e possui feições mais alargadas, ao passo que sua parceira NW-SE, sob regime tectônico contracional (figura 26). Elas são importantes porque interferem decisivamente na hidrogeologia regional. A primeira

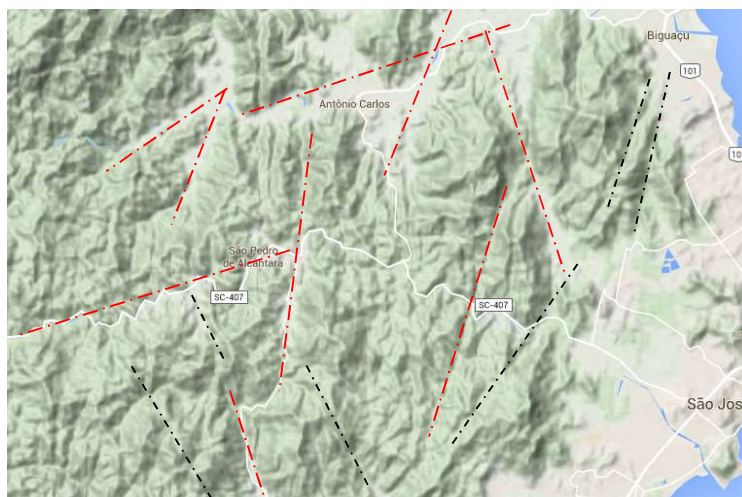
tende a concentrar os caminhos naturais de drenagem, sendo um dos fatores condicionantes do esculpimento de encostas e permitindo inclusive que processos erosivos ocorram com grande intensidade. A encosta tema desta pesquisa situa-se em zona de encontro destas famílias.

Figura 25 – Falhas na região Leste de Santa Catarina



(fonte: SANTA CATARINA, 1986)

Figura 26 – Indicação de algumas falhas extensionais (linhas vermelhas) e contracionais (linhas pretas) na região



(fonte: adaptada de GOOGLE MAPS, 2016)

4.3 DESCRIÇÃO DO MOVIMENTO DE MASSA

Para que o movimento de massa possa ser classificado de acordo com as metodologias anteriormente apresentadas, é necessário que seja previamente traçado um panorama geral da situação e da cronologia dos fatos. As condições pluviométricas ao longo do ano de 2015 também são aqui delineadas para que a relação entre a atuação das chuvas e a deflagração da ruptura possam ser compreendidas.

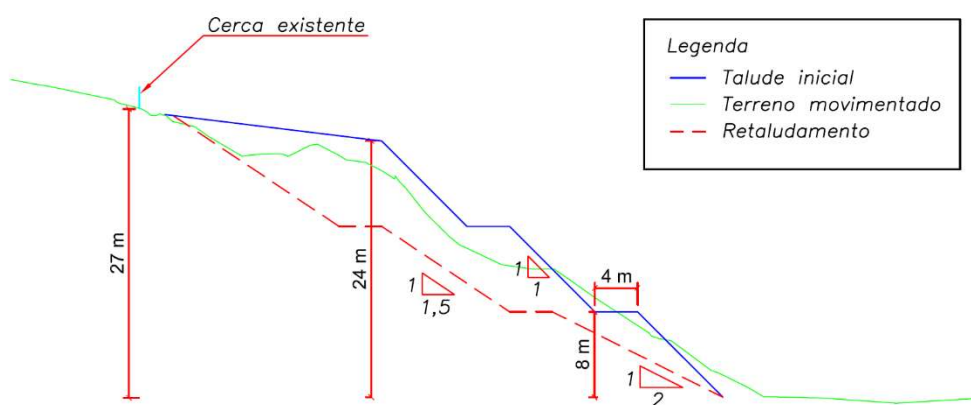
4.3.1 Breve histórico

Com vistas à inserção da plataforma rodoviária, inicialmente foram executados cortes no terreno natural com a geometria 1:1 (V:H), no período entre novembro de 2014 e janeiro de 2015. Além, disso implantou-se um sistema de bancadas com patamares a cada 8 m e largura de 4 m. Quanto à drenagem superficial, foi instalada uma valeta trapezoidal na crista do talude.

O talude, assim como outros nas adjacências com uma conformação muito semelhante, passou a apresentar sinais de instabilidade. As movimentações em todos eles estavam, aparentemente, atreladas à existência de famílias de estruturas reliquias que possuem atitude desfavorável em relação às suas faces. Foram aventadas, então, medidas de retaludamento geral na área, inclusive no talude tema desta pesquisa.

A nova configuração previa uma readequação significativa do sopé da encosta (figura 27), que passaria a apresentar geometria 1:2 (V:H). O sistema de bancadas seria mantido nas mesmas condições anteriores, porém, com geometria 1:1,5 (V:H). No entanto, em 19 de fevereiro de 2015, logo após o início das escavações, o talude veio a romper.

Figura 27 – Seção transversal do talude na sua conformação inicial, esboço da geometria de retaludamento e perfil do terreno em julho de 2015



(fonte: elaborada pelo autor)

A partir de então, o movimento desenvolveu-se gradualmente durante todo o ano de 2015. Os trabalhos de escavação foram mantidos na esperança de que a ruptura ainda pudesse ser detida. Entretanto, continuaram a apresentar efeito inócuo, sendo paralisados quando do agravamento da situação.

Em inspeção de campo realizada nos dias 18 e 19 de novembro de 2015, constatou-se que o perfil do terreno de meados de julho de 2015 (figuras 28 e 29), já havia sofrido alteração acentuada. Contígua à cerca, formou-se uma escarpa que atingiu cerca de 4,5 metros de altura (figuras 30, 31 e 32).

É provável que as intensas chuvas que precipitaram nos meses de setembro e outubro também tenham contribuído para que a área rompida se alastresse de modo significativo, como se verá

logo adiante. Associado a este fato, considerando as longas deformações já experimentadas pelo solo, provavelmente a estabilidade estaria sendo mantida em condições precárias por parâmetros de resistência ao cisalhamento residual.

Figura 28 – Situação da encosta em julho de 2015



(fonte: AZAMBUJA⁸, 2015)

Figura 29 – Detalhe da ruptura junto à cerca existente em julho de 2015



(fonte: AZAMBUJA⁹, 2015)

Figura 30 – Vista geral da encosta em novembro de 2015, em condição agravada



(fonte: elaborada pelo autor)

⁸ Opus citatum.

⁹ Ibid.

Figura 31 – Perspectiva do topo da encosta



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 32 – Detalhe da escarpa na crista do talude



(fonte: elaborada pelo autor)

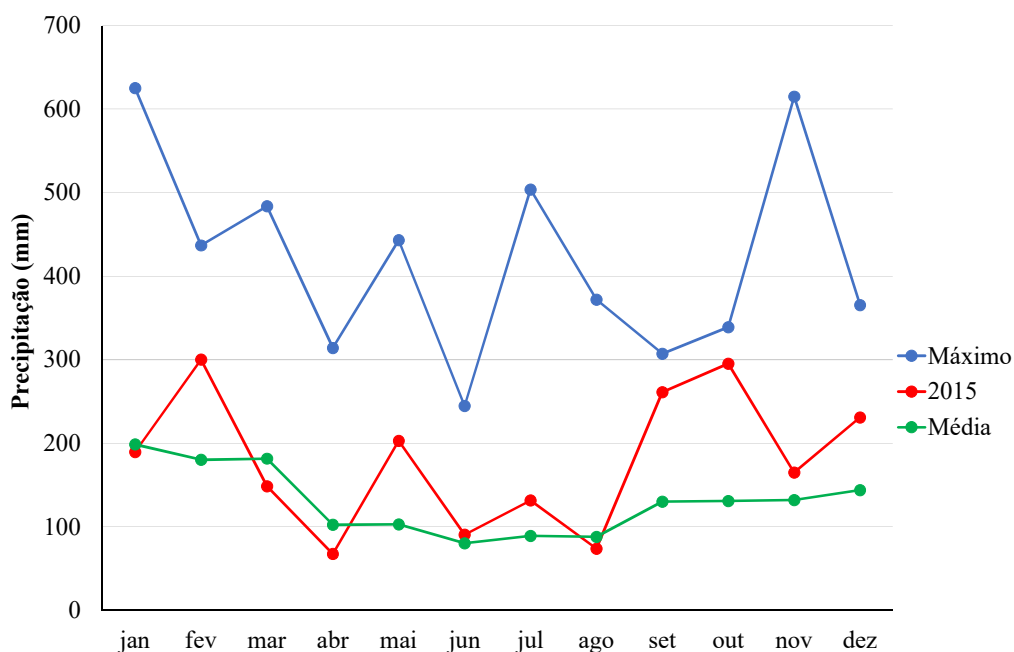
Já no ano de 2016, medidas de estabilização foram realizadas sobre a encosta. A concepção da solução adotada consistiu essencialmente na remoção do material rompido, retaludamento, instalação de grampos passivos associados à tela metálica de alta resistência e técnicas de bioengenharia. Drenos sub-horizontais profundos também foram instalados, além, é claro, da execução de sistema de drenagem superficial.

4.3.2 Condições pluviométricas

Quando se detectou com clareza a ruptura do talude, em 19 de fevereiro de 2015, a região atravessava níveis de precipitação pluviométrica elevadíssimos. A figura 33 apresenta um comparativo entre o acumulado de chuvas mensal ao longo do ano de 2015 e os acumulados históricos médio e máximo. Como base de dados foi utilizada a estação 2748006, localizada em Florianópolis e operada pelo INMET. Os registros compreendem um intervalo de 67 anos (1949-2016), à exceção de alguns esparsos períodos nos quais não foram efetuadas medições.

Nota-se que no mês de fevereiro de 2015, as chuvas atingiram o volume de 300,1 mm, ultrapassando em cerca de 67% a média histórica. O dia 14 deste mês, especialmente, registrou 106,8 mm de chuva acumulados, isto é, 60% do acumulado médio neste período. As precipitações se prolongaram até o dia seguinte com mais 40 mm. Salienta-se a proximidade destas datas com o momento em que se verificou o fracasso do talude.

Figura 33 – Comparativo do acumulado mensal de precipitação pluviométrica entre o ano de 2015 e os níveis médio e máximo históricos

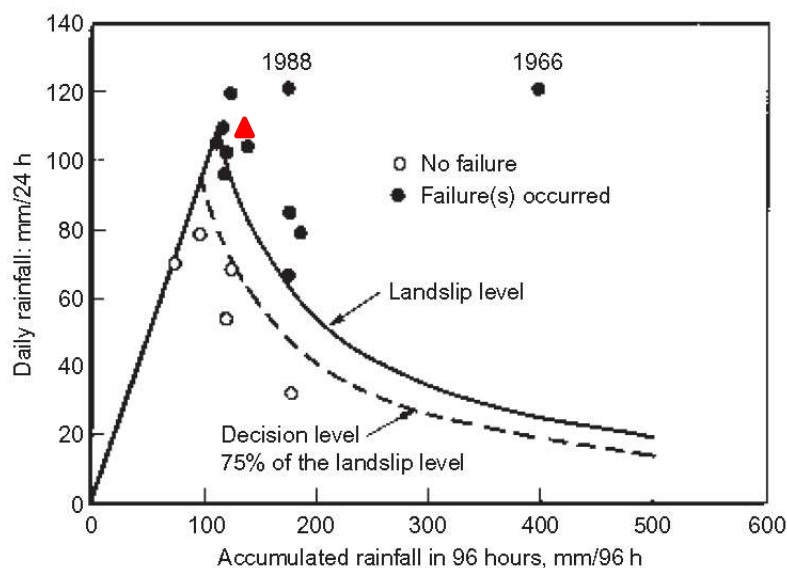


(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando a série de dados históricos, constata-se que em apenas três outras ocasiões, desde 1949, o volume mensal de 300,1 mm foi excedido. Em duas delas, na década de 60 e 70, os valores precipitados também estavam no patamar de 300 mm. Já o acumulado máximo registrado em fevereiro pertence ao ano de 2008, com 436,8 mm. Nesse ano, milhares de episódios de movimentação de massa ocorreram em Santa Catarina, intimamente vinculados às chuvas excepcionais, conforme exposto em Heidemann (2011), Tomazzoli et al. (2009) e Flores et al. (2009).

A figura 34 exibe a carta elaborada por d'Orsi et al. (1997), com o acréscimo do ponto relativo ao presente trabalho. Ela aponta que os níveis de precipitação pluviométrica experimentados pela região leste catarinense nos dias 12, 13 e 14 de fevereiro de 2015 eram suficientemente altos para propiciarem a ocorrência de episódios de movimentação de massa. Ainda que gerado para as condições específicas do Rio de Janeiro, com ênfase em escorregamentos planares, este critério é capaz de fornecer indícios de que as chuvas do período eram atípicas na região leste e, caso movimentos gravitacionais de massa viessem a ocorrer, este fato não seria nenhuma surpresa.

Figura 34 – Critério de d'Orsi et al. (1997) aplicado a este trabalho



(fonte: d'ORSI et al., 1997¹⁰ apud LEROUIL, 2001)

Depreende-se, portanto, que as chuvas assumiram o papel de mecanismo desencadeador da ruptura na encosta tema deste trabalho, atuando principalmente na redução da resistência ao cisalhamento do solo por conta da elevação das poro-pressões positivas. Tendo em vista que foram necessários pouco mais de quatro dias após as chuvas intensas para que a encosta rompesse, esta resposta relativamente tardia pode ser atribuída ao baixo coeficiente de condutividade hidráulica do material, como se verá mais adiante. Lerouil (2001) afirma que respostas morosas do solo face às chuvas são comuns.

Os meses de setembro e outubro também apresentaram níveis de precipitação bastante expressivos. Embora se situem no mesmo patamar das chuvas de fevereiro, representam percentualmente um acréscimo ainda mais significativo em relação às suas médias históricas: 100% e 125%, respectivamente. E se comparados aos níveis máximos já registrados, verifica-se a proximidade entre eles, reforçando o caráter excepcional de chuvas com esta magnitude. De qualquer modo, a associação entre estas chuvas do segundo semestre e a mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento residuais pelo solo, acabaram por deixar a encosta numa situação de constantes movimentações.

¹⁰ Opus citatum.

4.3.3 Classificação do movimento

O movimento abarca principalmente solo residual, em uma encosta que possui direção de mergulho de 295° e mergulho global de 37° . Se utilizada a metodologia de Cruden e Varnes (1996), uma estimativa do volume de material movimentado pode ser calculada, resultando em aproximadamente 25.000 m^3 .

Quanto à classificação do movimento de massa, este pode ser entendido como um escorregamento rotacional lento, que em 2015 encontrava-se em estado ativo e avançando, de acordo com a proposta de Cruden e Varnes (1996). Considerando as medidas de intervenção tomadas, entretanto, a encosta já pode ser considerada como estabilizada.

Se utilizada a classificação de Bromhead (1986), o movimento enquadra-se simplesmente como um escorregamento. Já segundo as propostas brasileiras de Augusto Filho (1992) e Freire (1965), o movimento pode ser entendido como um escorregamento rotacional ou circular.

O critério de classificação de Cruden e Varnes (1996) mostra-se mais completo, embora, a rigor, nenhum deles seja capaz de descrever com precisão o movimento. Visto que a ruptura ocorreu predominantemente em solo residual jovem altamente heterogêneo, é improvável que a superfície de ruptura apresente formato estritamente circular.

A figura 35 apresenta a situação da encosta anterior ao ano de 2015, quando então encontrava-se em seu estado natural, representando esquematicamente a área rompida e a direção do movimento. A figura 36 apresenta uma perspectiva da encosta já modificada antropicamente e com a ruptura em progresso.

A figura 37 exhibe em planta baixa o resultado de levantamento topográfico efetuado na encosta, datado de 2 de julho de 2015. Verifica-se a existência de muitas trincas e superfícies de escorregamento intermediárias. A possibilidade de que tenham havido movimentos remontantes não é descartada. É interessante, notar, ademais, as linhas de drenagem naturais do terreno, que acabam modificando o terreno e acentuando o seu formato convexo.

Figura 35 – Perspectiva superior da encosta em 14/05/2014



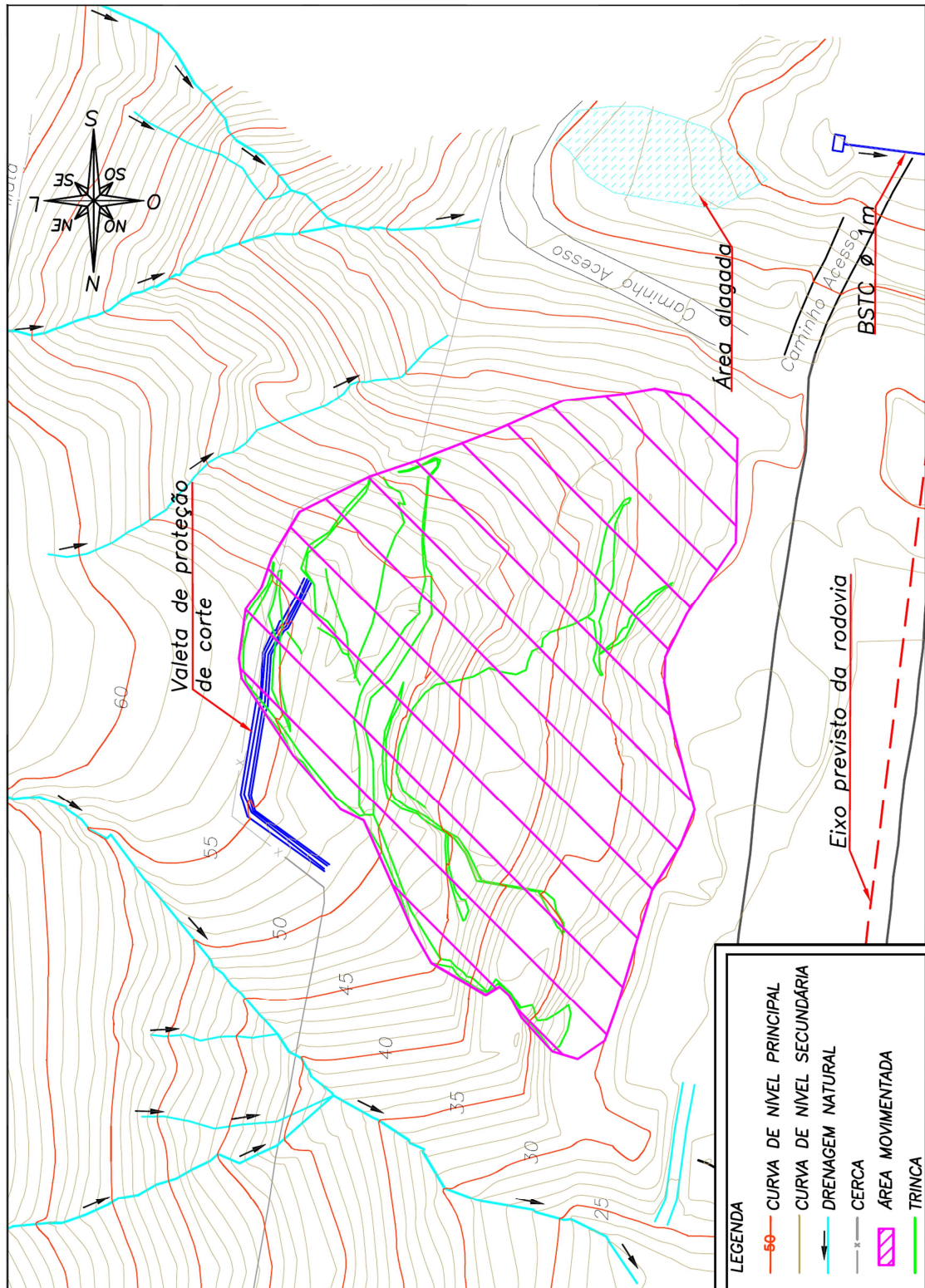
(fonte: adaptada de GOOGLE EARTH PRO, 2016)

Figura 36 – Perspectiva superior da encosta em 27/08/2015



(fonte: GOOGLE EARTH PRO, 2016)

Figura 37 – Planta baixa do talude na escala aproximada 1/1000



(fonte: modificada de AZAMBUJA, 2015¹¹)

¹¹ Opus citatum.

4.4 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A partir da discussão em âmbito geológico, fica claro que a área abriga uma diversidade muito grande. Alguns materiais são de origem magmática, caso dos granitóides, enquanto outros são oriundos de metamorfismo, caso dos gnaisses e migmatitos. Face à existência de distintas rochas parentais, um produto complexo será gerado. Depreende-se, pois, que o solo residual da encosta tende a ser altamente heterogêneo.

De qualquer modo, tendo em vista que a porção paleossômica é mais sensível ao intemperismo, o solo residual da encosta mostra-se mais afeito à decomposição dos gnaisses do que dos granitóides. Esse fato gera implicações negativas, pois os solos jovens dessa natureza podem preservar os planos de xistosidade e as foliações herdadas da rocha-mãe, os quais constituem-se em planos naturais de fraqueza.

De acordo com Azambuja (2015¹²), através de inspeção de campo local, avistam-se estruturas discordantes nos cortes vizinhos, como diques de diabásio (figura 38). Nota-se o aspecto escurecido, em virtude da presença de minerais ferromagnesianos, possivelmente piroxênios e olivinas. A orientação destas descontinuidades é a mesma dos lineamentos da porção leste catarinense (vide figura 25 e 26). Este fato não é nenhuma surpresa, já que este tipo de estrutura normalmente aloja-se verticalmente ao longo de fraturas (GROTZINGER; JORDAN, 2013;).

Embora muito alterados, também se percebe a presença de cornubianitos no contato dos diques com o solo residual (figura 39). A área é muito propícia para a formação de tais materiais, já que estes são decorrentes de metamorfismo de contato, segundo Grotzinger e Jordan (2013).

Matacões de granito podem ser percebidos facilmente nas cercanias da encosta (figura 40). Podem ser oriundos de injeções magmáticas aflorantes (neossoma) ou então de rolamento. De fato, sondagens realizadas no talude rompido apontam a presença destas estruturas.

Inspeções *in loco* foram realizadas nos dias 18 e 19 de novembro de 2015. Em tal momento, as obras de estabilização ainda não haviam iniciado, e a massa rompida continuava a encobrir grande parte do talude. Em virtude disso, a superfície de ruptura emergia parcialmente nos flancos e na crista, onde havia uma escarpa bem definida.

¹² Opus citatum.

Figura 38 – Diques de diabásio em taludes lindeiros



(fonte: AZAMBUJA¹³, 2015)

Figura 39 – Cornubianitos alterados



(fonte: AZAMBUJA¹⁴, 2015)

Figura 40 – Matações de superfície em encosta adjacente



(fonte: AZAMBUJA¹⁵, 2015)

Figura 41 – Pequeno matacão alterado na escarpa do talude rompido



(fonte: elaborada pelo autor)

Nestas regiões, pode ser feita claramente a distinção entre dois materiais. A ocorrência de um terceiro foi verificada na própria massa rompida. Alguns pequenos matações também puderam ser notados esparsamente na crista (figura 41).

¹³ Opus citatum.

¹⁴ Ibid.

¹⁵ Ibid.

O primeiro material identificado apresentava textura argilosa e coloração marrom-avermelhada (figura 42). Incidia ao longo de toda a escarpa no topo do talude. Pode ser interpretado como um solo residual maduro, de horizonte B. Por esta razão, recebeu a denominação de MgB (Migmatito de Horizonte B).

O segundo material ocorria nos flancos da encosta. Seu aspecto é marrom-amarelado, com textura argilo-arenosa (figura 43). Seu estado era mais compacto que o do solo MgB. Foi possível observar a ocorrência generalizada de pequenos traços (riscos) enegrecidos na sua matriz, apontando a deposição de óxidos de ferro e manganês. Este solo recebeu a denominação de MgB-C (Migmatito de Horizonte B-C), por tratar-se de solo residual jovem.

Figura 42 – Aspecto da polidez da superfície de ruptura no solo MgB



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 43 – Solo MgB-C com traços enegrecidos em sua matriz



(fonte: elaborada pelo autor)

O terceiro material coletado delimitava-se a uma pequena porção sobre a massa movimentada (figuras 44 e 45), lembrando muito uma estrutura discordante intrusiva. Sua textura é muito fina ao tato, com coloração amarelada muito intensa. É possível que seja gerado por metamorfismo de contato, já que seu aspecto se assemelha em muito aos cornubianitos da região. Além disso, sua ocorrência é mergulhante em relação à face do talude, com orientação NE-SW. Acredita-se que este material seja fruto da decomposição de um dique de diabásio. Recebeu a denominação de SDE (Solo de Descontinuidade Estrutural).

Sondagens investigativas foram realizadas na encosta. A partir dos seus boletins de campo e de inspeção *in loco*, traçou-se um perfil geológico esquemático (figuras 46 e 47). A planta baixa de locação das sondagens e a seção transversal utilizada como base, bem como os boletins, encontram-se nos Anexos A e B.

De modo geral, o N_{SPT} das sondagens apresenta valores crescentes, o que é esperado para solos residuais. Entretanto, verifica-se que nas camadas com a presença de “argila cinza arenosa”, como consta nas descrições dos boletins de campo, os valores decrescem expressivamente.

Este fato possui duas explicações. Pode indicar que a redução da resistência à penetração se deve simplesmente ao desconfinamento da massa de solo, especialmente na sondagem SP04A, que se encontra muito próxima à zona de início da superfície de ruptura, ou então, indica a existência de uma lente argilosa de baixa resistência.

A origem de tal argila poderia estar relacionada à eluviação e preenchimento de uma eventual descontinuidade estrutural; ou então a processos de hidrotermalismo, como documentado em Heidemann (2015). De qualquer sorte, materiais desta natureza mostram-se problemáticos, seja na sua identificação, seja em termos de estabilidade.

Figura 44 – Feição do solo SDE



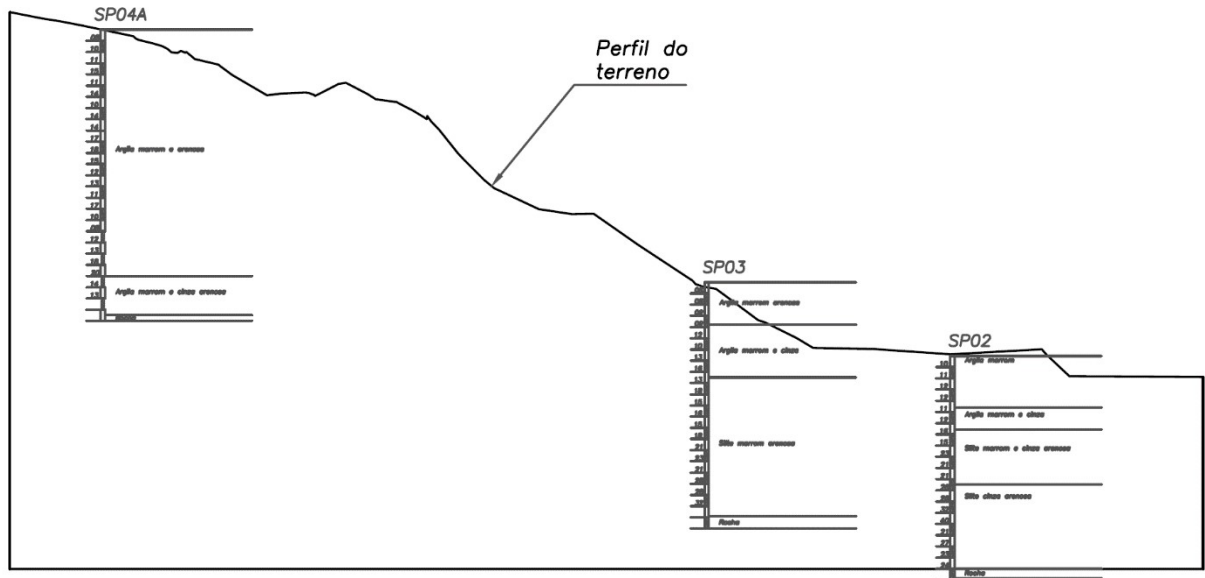
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 45 – Intemperização acentuada do solo SDE e contraste de coloração



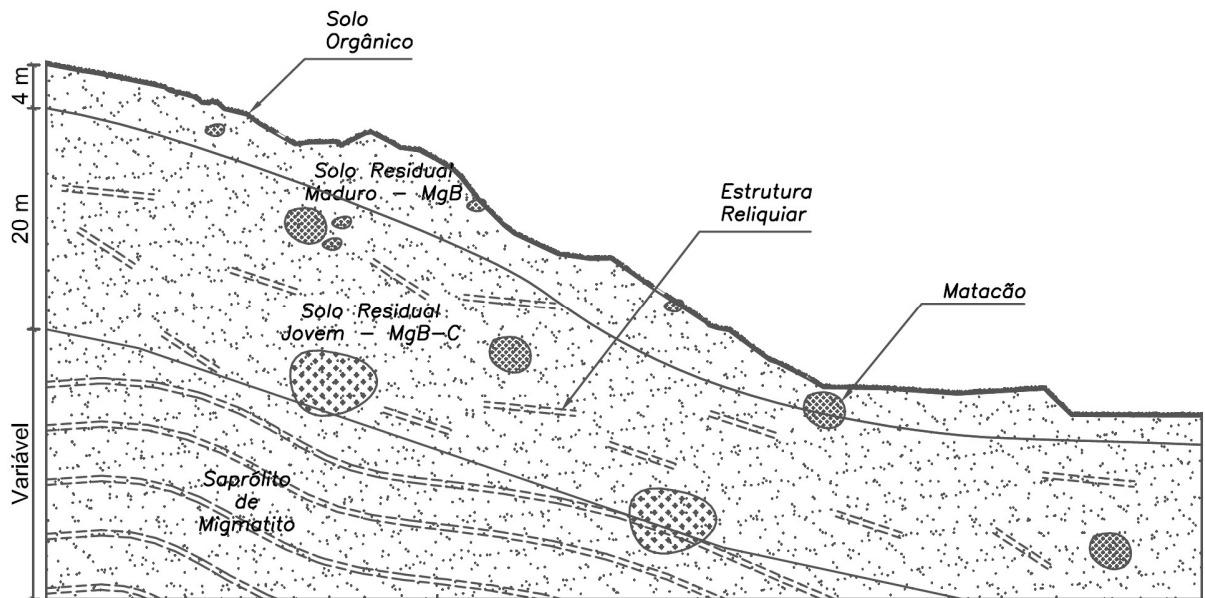
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 46 – Estratigrafia e N_{SPT} indicados pelas sondagens localizadas no eixo da seção transversal (para maior precisão, consultar Anexos A e B)



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 47 – Perfil geológico típico da encosta



(fonte: elaborada pelo autor)

5 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo contempla duas fases distintas de desenvolvimento do trabalho: (i) a coleta de amostras em campo e (ii) os procedimentos experimentais desenvolvidos em laboratório.

5.1 COLETA DE AMOSTRAS

Coletou-se, nos dias 18 e 19 de novembro de 2015, amostras dos três materiais que foram identificados na encosta: solos MgB, MgB-C e SDE. Os dois primeiros foram extraídos em zonas relativamente homogêneas, sem a presença de estruturas reliquiárias da rocha-mãe, bandamento ou foliações. Já o solo SDE, pela sua ocorrência e gênese, foi coletado em uma porção muito restrita da encosta.

O solo MgB foi amostrado na cota 53 m e o solo MgB-C, na cota 51 m. Embora as condições de coleta fossem chuvosas, a tarefa não se mostrou fácil devido a concreções existentes nos dois materiais. Já a coleta do solo SDE transcorreu sem maiores dificuldades, já que este encontrava-se sobre a massa rompida, aproximadamente na cota 38 m.

A remoção de amostras indeformadas através da inserção de anéis metálicos (6 cm x 2 cm) no terreno foi efetuada para os solos MgB e MgB-C (figuras 48 e 49). A cravação ocorre paulatinamente, à medida em que o perímetro do anel é escavado com espátula e ferramentas que auxiliem na desagregação do solo circundante. Tomou-se especial cuidado para que fosse observada e mantida a perpendicularidade entre a direção de cravação do anel e a superfície de ruptura. Ademais, é importante que permaneça uma pequena sobra de material nas faces posterior e anterior do anel, de cerca de 2 a 3 cm.

Na sequência, as amostras foram embaladas com diversas camadas de filme de PVC, plástico bolha, identificadas e acondicionadas em embalagens hermeticamente fechadas. Estas medidas visam protegê-las contra danos mecânicos e evitar perda de umidade.

Foram coletadas, no total, dez amostras, com o objetivo de utilizá-las em ensaios de cisalhamento direto. Os procedimentos recomendados pela NBR 9604 foram seguidos.

Figura 48 – Processo de inserção de um anel metálico no solo MgB



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 49 – Amostra do solo MgB-C extraída



(fonte: elaborada pelo autor)

Amostras indeformadas destinadas a ensaios de compressão triaxial e de condutividade hidráulica, foram obtidas através do esculpimento de três blocos com cerca de 25 cm de aresta (figura 50). Somente o solo MgB-C foi contemplado.

Inicialmente, uma bancada de trabalho foi preparada. Os blocos foram moldados com auxílio de espátulas e pás. Visto que o ponto de coleta se apresentava com uma face muito íngreme, quase verticalizada, a metodologia consistiu em escavar as faces laterais e superior de um bloco concomitantemente, em um primeiro momento (figura 51). Quando atingidas as dimensões especificadas, a face inferior passava a ser esculpida, de modo que o bloco não tombasse ou sua base não rompesse. Na sequência, a face superior era identificada com a letra T (topo) e o bloco envolto por camadas de filme de PVC e plástico-bolha, de maneira similar aos anéis metálicos. Finalmente, eram acondicionados em caixas térmicas isolantes, e o espaço vazio, preenchido com plástico bolha.

Embora recomendada pela NBR 9604, a utilização de parafina no acondicionamento dos blocos não foi seguida. O transporte do aparato necessário para tal procedimento tornar-se-ia bastante complicado em virtude das dificuldades de acesso impostas pelo local, além de considerar-se o filme PVC e o plástico bolha suficientemente adequados para evitar a perda de umidade e promover a proteção das amostras contra eventuais danos mecânicos.

Para a caracterização física dos materiais e para a realização de ensaios de *ring shear*, coletaram-se amostras deformadas. O solo SDE foi amostrado nesta condição, somente. Além disso, um pequeno matacão aflorante na superfície de ruptura também foi coletado.

Figura 50 – Bancada de trabalho para moldagem dos blocos



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 51 – Detalhe do esculpimento de um bloco



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

O programa experimental deste trabalho compreende uma série de ensaios de laboratório (tabela 1). Em virtude do prazo limitado para a realização do mesmo, ensaios no solo MgB-C receberam maior ênfase, uma vez que este material é mais representativo para a encosta. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnologia da UFRGS.

Tabela 1 – Quantidade de ensaios realizados em função dos solos coletados

Ensaio	Material – Número de análises/corpos de prova		
	MgB	MgB-C	SDE
Peso específico real dos grãos	1	1	1
Limites de Atterberg	2	2	2
Granulometria	2	2	2
Cisalhamento direto	5	5	-
<i>Ring shear</i>	4	4	4
Compressão triaxial (CIU)	-	3	-
Condutividade hidráulica	-	5	-

(fonte: elaborada pelo autor)

5.2.1 Índices físicos

Um solo é encarado como um sistema trifásico: fração sólida (grãos), fração líquida (normalmente água) e fração gasosa (normalmente ar). Esta é uma representação idealizada, já que as partículas sólidas em alguns materiais apresentam comportamento instável e podem, inclusive, conter ar e água.

Das relações matemáticas entre o peso e o volume destas fases em uma amostra, derivam os índices físicos (TAYLOR, 1948). Como base foram utilizadas amostras provenientes de anéis metálicos, os quais foram inseridos no solo in situ ou então em blocos extraídos do terreno.

A determinação do teor de umidade natural (w) foi realizada em consonância com a NBR 6457, com secagem em estufa à temperatura de 105°C a 110°C, durante um período de 24h. O peso específico das partículas sólidas (γ_s) foi determinado segundo a NBR 6508. Neste ensaio emprega-se um picnômetro e uma bomba de vácuo para retirada das partículas de ar. As amostras foram preparadas de acordo com a NBR 6457.

5.2.2 Granulometria

A composição granulométrica de um solo influencia sua condutividade hidráulica e até mesmo seu comportamento mecânico, de modo que o seu conhecimento é bastante importante. Além disso, é elemento fundamental em qualquer sistema de classificação.

Nas partículas com diâmetro equivalente superior a 0,075 mm o ensaio é realizado através de simples peneiramento em um conjunto de peneiras. Já nas partículas com tamanho inferior, a distribuição granulométrica é obtida com maior acurácia por meio de sedimentação. Esta técnica é muito conveniente e consiste na aplicação da Lei de Stokes. O princípio do método é de que as partículas de solo apresentam velocidade de queda em um determinado líquido diretamente proporcional à sua granulometria (TAYLOR, 1948).

De qualquer modo, a determinação da composição granulométrica apresenta limitações teóricas e práticas em ambos os métodos, especialmente em solos coesivos e com a presença de argilominerais. Neste caso o comportamento dos materiais depende muito mais de aspectos

ligados à sua gênese, à sua origem geológica e à sua estrutura do que de aspectos associados à sua granulometria (DAS, 2012; MITCHELL; SOGA, 2005; LAMBE; WHITMAN, 1969).

Neste trabalho optou-se pela realização de ensaios com e sem o emprego de agente defloculante (hexametáfosfato de sódio). No primeiro caso, as recomendações e os procedimentos da NBR 7181 foram observados. Quanto ao ensaio sem defloculante, não há uma norma que o contemple.

A não utilização do agente defloculante objetiva preservar as partículas de solo que estiverem agregadas em campo e verificar o efeito do agente defloculante. Segundo Silveira (2008), estes “grumos” reduzem a plasticidade e conferem um comportamento mais friccional ao solo.

A lavagem do material retido na peneira #200 (abertura de 0,075mm) foi efetuada sem manuseio do solo pelo operador. De acordo com Rigo (2000), o procedimento contrário causa perdas significativas do material mais fino porque promove a quebra das partículas.

5.2.3 Limites de Atterberg

As propriedades físicas de materiais que contêm argila podem diferir enormemente conforme a quantidade de água presente. Segundo Lambe e Whitman (1969), uma maior quantidade de água existente em um solo fará com que haja menor interação entre as partículas sólidas adjacentes. A alteração de comportamento é tão expressiva que são definidos estados físicos de acordo com o teor de umidade do solo.

Acima do limite de liquidez (LL), o material deverá comportar-se como um fluido viscoso, portanto, com resistência ao cisalhamento nula ou muito baixa. Numa condição intermediária, o material deverá apresentar comportamento plástico, isto é, possui capacidade de sofrer deformações consideráveis sem sofrer ruptura. Esta faixa pode ser expressa pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade (LP), dando origem ao índice de plasticidade (IP). Quando seu teor de umidade for menor que o limite de plasticidade, encontrar-se-á na condição sólida ou semissólida, a depender do seu limite de contração (LC). No estado sólido a quantidade de água do solo poderá ser reduzida, mas seu volume permanecerá constante.

Os limites de consistência são de natureza empírica, mas possuem valia na investigação das características de materiais com presença de finos e na própria comparação entre estes

materiais. Também podem acentuar diferenças de comportamento, auxiliar na classificação do material e servir como parâmetro de controle em aterros (LAMBE; WHITMAN, 1969; TAYLOR, 1948). Dolinar e Skrabl (2007) reportam correlações associadas aos limites de consistência no que tange à resistência não-drenada, à condutividade hidráulica e à área específica superficial. Já Voight (1973) e diversos outros autores correlacionam estes índices com o ângulo de atrito residual de um solo.

O limite de liquidez foi determinado segundo os procedimentos descritos pela NBR 6459, com preparação da amostra através de secagem prévia. O limite de plasticidade seguiu as recomendações da NBR 7180.

Quanto à atividade da fração argilosa, esta pode denotar a existência de diferentes tipos de argilominerais. Neste trabalho, adotou-se a terminologia apresentada por Skempton (1953).

Embora a relação entre a fração argilosa e o índice de plasticidade guarde relação linear, como corretamente observou esse autor, a reta que as define não necessariamente inicia na origem. Seed et al. (1964a¹⁶, 1964b¹⁷), por exemplo, indicaram a existência de um intercepto na equação do cálculo da atividade, obtendo constantes particulares para cada tipo de solo.

A determinação teórica da fração argilosa no presente trabalho seguiu a proposta empírica de Polidori (2007), que leva em conta o limite de liquidez, e a proposta de Skempton (1953). Elas são expressas, respectivamente, através das seguintes equações:

$$A = \frac{0,96(LL) - 0,26(FA) - 10}{FA} \quad (\text{equação 1})$$

$$A = \frac{IP}{FA} \quad (\text{equação 2})$$

¹⁶ SEED, H. B.; WOODWARD, R. J.; LUNDGREN, R. Clay mineralogical aspects of Atterberg limits. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations division**. ASCE, v. 90, n. SM4, p. 107-131, 1964a.

¹⁷ SEED, H. B.; WOODWARD, R. J.; LUNDGREN, R. Fundamental aspects of the Atterberg limits. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations division**. ASCE, v. 90, n. SM6, p. 75-105, 1964b.

Sendo:

A = atividade da fração argilosa;

LL = limite de liquidez (%);

FA = fração argilosa com diâmetro equivalente menor que 0,002 mm (%);

IP = índice de plasticidade (%).

5.2.4 Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto deste trabalho versaram sobre os solos MgB e MgB-C. Foi realizada uma série para cada material sob cinco tensões normais distintas: 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os ensaios ocorreram na condição inundada e em estágio único, com corpos de prova indeformados. Tiveram por objetivo a determinação dos parâmetros de resistência de pico dos materiais, para posterior utilização nas simulações de estabilidade de encosta.

5.2.4.1 Considerações gerais

O ensaio de cisalhamento direto é a técnica mais antiga para determinação dos parâmetros de resistência de um solo. Até meados da década de 1940, era o único ensaio de utilização corrente com esse propósito. No que tange aos parâmetros de resistência a curto-prazo, é considerado como o ensaio mais simples e objetivo dentre todos. De fato, a facilidade tanto na operação do equipamento quanto na compreensão dos conceitos e princípios envolvidos, além da rapidez de execução, acabam por tornar o ensaio muito atrativo (DAS, 2012; HEAD, 1982; TAYLOR, 1948).

Contudo, existem algumas limitações. Durante a realização do ensaio são desconhecidas as pressões laterais atuantes e as tensões em qualquer plano diferente daquele que está sendo cisalhado. Tampouco as poro-pressões são medidas, de modo que a velocidade de cisalhamento deve ser suficientemente baixa para mantê-las nulas e para que a ruptura ocorra em condições drenadas. Ademais, o plano de cisalhamento não é uniforme e a área sob a qual distribuem-se as tensões atuantes não é constante.

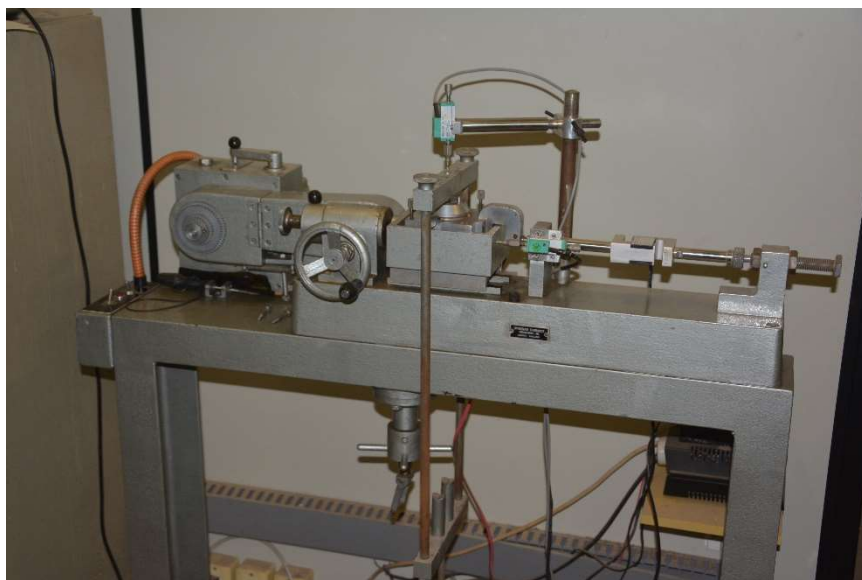
A concepção do equipamento e do ensaio obrigam o corpo de prova a romper em um plano de cisalhamento pré-definido. Mas este plano não corresponde, necessariamente, ao plano de

menor resistência do material. Depreende-se, pois, que os parâmetros de resistência podem ser superestimados.

5.2.4.2 Equipamento utilizado

Uma prensa de cisalhamento direto convencional, do tipo deformação controlada, foi utilizada nos ensaios deste trabalho. Ela é fabricada pela empresa Wykeham Farrance Int., e permite que sejam ensaiados corpos de prova com 6 cm de altura e 2 cm de diâmetro (figura 52).

Figura 52 – Equipamento de cisalhamento direto utilizado neste trabalho



(fonte: elaborada pelo autor)

O equipamento é instrumentado com dois transdutores de deslocamento, da marca Gefran (modelo PY2F10S), que permitem a medida das deformações verticais e horizontais. Possui uma célula de carga com capacidade nominal de 2 kN, da marca Kratos (modelo MM200). O sistema de aquisição de dados dos ensaios é automatizado, consistindo em um microcomputador, uma placa conversora de sinais analógico-digitais conectada ao computador e uma placa condicionadora de sinais.

5.2.4.3 Procedimentos de ensaio

Os procedimentos de ensaio observaram as recomendações presentes em Head (1982) e na ASTM D 3080. Inicialmente, o excesso de solo das amostras teve de ser removido com o auxílio

de espátula, de modo que o corpo de prova assumisse a forma exata do anel. Esta sobra de material foi utilizada posteriormente para determinação do teor de umidade natural do solo.

As figuras 53 e 54 exibem o aspecto final de dois corpos de prova oriundos dos solos MgB e MgB-C, respectivamente. As diferenças de coloração e textura entre eles são muito marcantes. Ao passo que o solo MgB apresenta-se homogêneo, o solo MgB-C exhibe mosqueados e traços enegrecidos, conforme discutido no capítulo anterior, e alguns grãos esbranquiçados de maior resistência ao intemperismo. Estas características particulares de cada solo viriam a se repetir nos demais corpos de prova.

Figura 53 – Aspecto final de um corpo de prova do solo MgB



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 54 – Aspecto final de um corpo de prova do solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

Os corpos de prova foram transferidos à caixa bipartida com o auxílio de um soquete metálico de diâmetro ligeiramente inferior ao dos anéis. Antes que as metades superior e inferior da caixa fossem unidas através de parafusos, uma pequena quantidade de óleo era besuntada na interface a fim de evitar a ocorrência de atrito durante o ensaio. Além disso, pedras porosas previamente saturadas foram posicionadas sob e sobre o corpo de prova, propiciando drenagem durante a realização do ensaio.

Após a inserção da caixa bipartida no equipamento, é possível fazer o ajuste dos extensômetros e da célula de carga. Na sequência são dispostos pesos sobre um pórtico e, se necessário, um pendural (braço de alavanca), de modo a gerar a tensão normal requerida de cada ensaio. As deformações verticais eram controladas até que estabilizassem, para só então ser realizada a inundação da caixa metálica. Em geral, um tempo de espera de 45 minutos mostrava-se

suficiente. Após a inundação o corpo de prova permanecia cerca de 24h em processo de consolidação. Transcorrido esse período, o cisalhamento estava apto a começar.

O ajuste de um sistema de engrenagens permite que um motor trabalhe na velocidade desejada durante a etapa de cisalhamento. A força horizontal gerada movimentava a metade inferior da célula metálica, enquanto a metade superior permanece em repouso. Esta fase tinha uma duração aproximada de 4,5 h, imprimindo uma deformação horizontal da ordem de 6 mm aos corpos de prova.

Quanto à velocidade de execução do ensaio, optou-se pelo valor de 0,024 mm/min, semelhante ao empregado por outros autores. Rigo (2005), ao estudar o comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas, utilizou uma velocidade idêntica a deste trabalho. Já Heidemann (2011) utilizou a velocidade de 0,016 mm/min no estudo de um solo residual granulítico, ao passo que Silveira (2008) utilizou um valor de 0,036 mm/min nos ensaios em um material de origem coluvionar. De qualquer modo, Pinheiro et al. (1997) demonstraram que velocidades menores que 0,036 mm/min exercem pouca influência nos parâmetros de resistência de solos saprolíticos de basalto.

Adotando o procedimento proposto por Petley (1966¹⁸ apud Head, 1982), optou-se por não corrigir a área efetiva do corpo de prova no cálculo da tensão normal e de cisalhamento durante o ensaio. Verificou-se que a correção produz diferenças irrisórias na obtenção dos parâmetros de resistência.

5.2.5 Ensaio de *ring shear*

Os ensaios de *ring shear* (torção anelar) deste trabalho versaram sobre os solos MgB, MgB-C e SDE. Foi realizada uma série para cada material sob quatro tensões normais distintas: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os ensaios ocorreram na condição inundada e em estágio único, com corpos de prova remoldados em função da natureza do equipamento.

Os ensaios de torção anelar tiveram por objetivo a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento drenados em condição residual. Entende-se que após o episódio de

¹⁸ PETLEY, D. J. **The shear strength of soils at large strains**. Unpublished PhD. tesis. University of London, 1966.

movimentação de massa de fevereiro de 2015, a estabilidade da encosta passou a ser sustentada por parâmetros de resistência nestas condições, tendo em vista os grandes deslocamentos sofridos e que inclusive aumentaram no decorrer do ano.

5.2.5.1 Considerações gerais

O ensaio de torção anelar está associado à determinação da resistência ao cisalhamento residual de solos. Segundo Hvorslev (1939¹⁹ apud Bishop et al., 1971) o primeiro equipamento com essa finalidade foi desenvolvido no ano de 1917, por Casagrande em conjunto com o U.S. Corps of Engineers. Ainda assim, somente a partir de Skempton (1964), em sua Rankine Lecture, que o conceito de resistência ao cisalhamento residual passaria a ser estudado sistematicamente. Este autor destaca o fato de que a queda de resistência pós-pico verificada em ensaios de cisalhamento direto, nomeada de comportamento *strain-softening*, é limitada e não é meramente um aspecto laboratorial. Impondo-se grandes deformações, um valor aproximadamente constante de resistência pode ser atingido, inclusive em campo.

Skempton (1985) conceitua a resistência ao cisalhamento residual de um solo como o menor valor alcançado após grandes deformações em um ensaio drenado. Para que tal condição ocorra, o deslocamento imposto deve ser muito maior do que aquele correspondente ao estado crítico em argilas pré-adensadas. Assim sendo, a resistência ao cisalhamento residual não é tão relevante em materiais sem planos prévios de movimentação ou aterros. Mas em rupturas já deflagradas ou em descontinuidades cisalhadas, pode ser o principal fator controlador do movimento.

O mesmo autor conclui que a queda de resistência pós-pico verificada em argilas pré-adensadas deve-se (i) ao acréscimo de água (dilatância) e (ii) à reorientação das partículas argilosas na direção do movimento cisalhante. Após o término do primeiro estágio, o estado crítico é atingido. Depois de grandes deformações e quando o rearranjo das partículas é completo, a condição residual finalmente é estabelecida. Já em argilas normalmente adensadas a queda de resistência pós-pico é devida unicamente à reorientação das partículas.

Lupini et al. (1981), ao estudarem a resistência ao cisalhamento residual drenada em solos coesivos, perceberam que o mecanismo é governado principalmente pela proporção entre

¹⁹ HVORSLEV, M. J. Torsion shear tests and their place in the determination of the shearing resistance of soils. **Proceedings...** Am. Soc. Test. Mater. 39, p. 999-1022, 1939.

partículas maciças e lamelares e pelo ângulo de atrito interno entre as partículas. Concluíram que três modos de cisalhamento estão associados à condição residual:

- a) turbulento, que ocorre quando os solos possuem uma fração alta de partículas maciças ou contém partículas lamelares que não sofreram reorientação, resultando em valores mais elevados de ângulo de atrito;
- b) deslizante, influenciado fortemente pela mineralogia do solo, que contém elevada proporção de partículas lamelares fortemente orientada, fornecendo ângulos de atrito consideravelmente mais baixos;
- c) transicional, no qual não há um formato dominante de partícula, envolvendo os dois mecanismos descritos acima.

A evolução da compreensão de paradigmas ligados à resistência ao cisalhamento residual é acompanhada pelo desenvolvimento de equipamentos *ring shear*. Um delineamento histórico pode ser observado nos trabalhos de Rigo (2005, 2000). Este autor reporta que o equipamento desenvolvido por Bishop et al. (1971), embora seja o mais sofisticado, não se difundiu na comunidade geotécnica devido ao custo e tempo de execução de ensaio enlevados, operação complexa e dificuldade na preparação de amostras. Por outro lado, o equipamento simplificado de Bromhead (1979), desenvolvido para sanar as dificuldades apresentadas pelo outro, recebeu ampla aceitação.

O ensaio de torção anelar tornou-se, hoje, uma técnica comumente aplicada no estudo de movimentos de massa. Neste sentido, podem ser citados os trabalhos de Heidemann (2015), Li et al. (2013), Nichel (2011), Stark e Hussain (2010), Meehan et al. (2007), Silveira (2003), Bianchini (2000), Tika e Hutchinson (1999), dentre outros.

A grande vantagem deste tipo de equipamento reside no fato de que as deformações podem ser continuamente impostas ao longo de um único sentido – a rigor, como ocorre perda de material durante o ensaio, sua duração é limitada –, permitindo que as partículas argilosas possam alinhar-se. Além disso, como a amostra está confinada lateralmente, sua área não é alterada. Quando utilizado o ensaio de cisalhamento direto com múltiplas reversões para o alcance da condição residual, estes dois pontos são problemáticos. Especialmente no que tange à orientação plena das partículas argilosas, pois ao ser efetuada uma reversão na caixa cisalhante, o alinhamento é destruído e um pequeno pico de resistência volta a ocorrer. Quanto ao ensaio de compressão triaxial, este não é utilizado devido à complexa distribuição de tensões no plano de ruptura após grandes deformações.

5.2.5.2 Equipamento utilizado

Um equipamento semelhante ao descrito por Bromhead (1979), fabricado pela empresa Wykeham Farrance Int., foi utilizado nos ensaios deste trabalho (figuras 55 e 56). Todavia, uma modificação sugerida por Vasconcelos (1992²⁰ apud RIGO, 2000) foi incorporada: a criação de um orifício no cabeçote, conectando o espaço formado entre o pino de centragem e a bucha com o exterior da célula de cisalhamento. Este orifício impede a geração de vácuo, tornando mais fácil o procedimento de desmonte da célula. O equipamento permite que sejam ensaiadas amostras com diâmetro externo de 10 cm, diâmetro interno de 7 cm e altura de 5 cm.

Quanto à instrumentação, o equipamento possui um transdutor de deslocamentos da marca Wykeham Farrance (modelo HS25) e duas células de carga com capacidade nominal de 0,5 kN, da marca Kratos (modelo MM50). Seu sistema de aquisição de dados durante a realização do ensaio é automatizado, idêntico ao utilizado nos ensaios de cisalhamento direto.

Figura 55 – *Ring shear* de Bromhead (1979) empregado neste trabalho



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 56 – Detalhe da célula de cisalhamento



(fonte: RIGO, 2005)

5.2.5.3 Procedimentos de ensaio

Primeiramente as amostras foram secas ao ar, até que atingissem a umidade higroscópica. Na sequência, eram destorroadas com um pilão em um almofariz. A ASTM D 6467 exige que as partículas possuam diâmetro máximo inferior a 10% da altura da amostra. Assim, empregou-se a peneira #40 (abertura de 0,42 mm) e somente a fração passante foi considerada.

²⁰ VASCONCELOS, M. F. C. **A resistência residual de solos determinada através do ensaio de cisalhamento por torção**. 149 f. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1992.

Em seguida, água destilada era acrescentada às amostras de modo que o teor de umidade obtido fosse semelhante ao limite de plasticidade. Este procedimento segue a recomendação de Stark e Vettel (1992) e Bromhead (1986), com o objetivo de evitar perda excessiva de solo durante a realização do ensaio. Para fins de homogeneização, as amostras eram seladas por um período de no mínimo 24 h.

Com o material assim obtido, dava-se início ao preenchimento da célula anelar. Pequenas porções de solo eram adicionadas paulatinamente e levemente pressionadas com uma espátula. O excesso de solo foi removido com a espátula através de movimentos radiais, de modo que a superfície final estivesse totalmente plana. Tomou-se cuidado para que os corpos de prova dos diferentes ensaios assumissem índices físicos relativamente semelhantes ao final do processo de moldagem.

Após o pino de giro receber óleo para evitar a ocorrência de atrito, procedia-se à instalação da célula anelar no equipamento. As células de carga e o extensômetro vertical eram ajustados, a câmara era inundada com água destilada e aplicava-se a tensão normal desejada. A fase de consolidação durava cerca de 1h, período suficiente para que as deformações verticais se estabilizassem.

Da mesma forma que o equipamento de cisalhamento direto descrito anteriormente, o ajuste de um sistema de engrenagens permite que um motor trabalhe com velocidade constante. O torque gerado rotaciona a câmara e cisalha a amostra anelar.

Inicialmente, gerava-se uma superfície de pré-cisalhamento, impondo-se uma velocidade de 12°/min (8,9 mm/min) durante 30 min, de modo que um ciclo completo de rotação fosse formado. Esta técnica elimina a resistência de pico e diminui o deslocamento angular necessário para atingir a condição residual, conforme reportado por Anayi et al. (1988) e pelo próprio manual do equipamento.

Stark e Vettel (1992) afirmam que, de fato, esse procedimento é mais prático e reduz os deslocamentos horizontais em cerca de 30% a 40%. Por outro lado, fazem a ressalva de que se houver extrusão excessiva de material na célula de cisalhamento, os parâmetros obtidos serão superestimados em virtude do surgimento de atrito entre as paredes da célula e o cabeçote. Por esta razão, fazem a seguinte sugestão nos procedimentos de ensaio: se o cabeçote se deslocar mais do que 15% da altura inicial da amostra, o ensaio deve ser paralisado e uma quantidade

suficiente de solo deve ser adicionada para preencher novamente a célula anelar. Anayi et al. (1989), alternativamente, propõem modificações no aparelho de Bromhead (1979) para reduzir a extrusão de material: aumento da altura da cavidade anelar e introdução de “palhetas” radiais. Porém, como demonstrado por Stark e Vettel (1992), embora causem uma diminuição na magnitude do atrito entre as paredes, essas alterações não são capazes de dirimi-lo por completo.

Neste trabalho verificou-se que somente nos ensaios sob tensão normal de 400 kPa ocorria extrusão significativa de solo. Para estes casos o procedimento sugerido por Stark e Vettel (1992) foi seguido.

Por fim, empreendia-se a fase de cisalhamento “lenta”, que permite a definição de parâmetros de resistência na condição drenada. Sua duração era de no mínimo 4 dias, e sua paralização só ocorria após verificar-se a estabilização das tensões cisalhantes, que correspondia à formação de um patamar horizontal na curva tensão cisalhante versus deformação horizontal. Este procedimento é recomendado por Bishop et al. (1971) e pela ASTM D 6467.

No que tange à velocidade de cisalhamento, definiu-se o valor de $0,12^\circ/\text{min}$ ($0,089 \text{ mm}/\text{min}$), que é recomendado por Pinheiro et al. (1997). Estes autores investigaram a influência da velocidade na determinação dos parâmetros de resistência residuais, demonstrando que velocidades acima de $1^\circ/\text{min}$ ($0,742 \text{ mm}/\text{min}$) promoviam um aumento nos parâmetros de resistência. Por outro lado, Tika e Hutchinson (1999), estudando o solo envolvido na famosa ruptura da barragem de Vaiont, apontam uma queda de 60% na resistência quando utilizadas velocidades muito elevadas, da ordem de $100 \text{ mm}/\text{min}$.

Stark e Eid (1993) e Tiwari e Marui (2004) apresentam resultados similares entre a técnica multiestágio, na qual um único corpo de prova é utilizado para a definição da envoltória de ruptura, e a técnica de estágio único. Embora o primeiro método produza resultados mais rapidamente, não foi empregado neste trabalho porque, em geral, promove extrusão considerável de solo e, portanto, pode gerar atrito indesejado. Neste sentido, o trabalho de Meehan et al. (2007) apresenta diferenças de 10% a 15% nos parâmetros de resistência devido à diferença da técnica de ensaio. O método multiestágio mostra-se uma opção mais adequada quando há pouco material disponível para a moldagem de diversos corpos de prova, conforme exposto por Heidemann (2011).

Salvo quando indicado, os procedimentos de preparação das amostras e de realização dos ensaios foram norteados pela ASTM D 6567.

5.2.6 Ensaios de compressão triaxial

Ensaios triaxiais do tipo consolidado isotropicamente não-drenado (CIU) foram efetuados somente no solo MgB-C, em corpos de prova indeformados. Realizou-se uma série sob três tensões confinantes efetivas: 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Os ensaios tiveram por objetivo a determinação dos parâmetros de resistência de pico efetivos do material. Optou-se pela condição não-drenada devido à baixa permeabilidade do material e à elevada intensidade das precipitações pluviométricas antes da ruptura da encosta.

5.2.6.1 Considerações gerais

Ensaios triaxiais são muito versáteis e podem ser empregados em quase todos os tipos de solos. Além disso, são capazes de simular as condições de campo mais realisticamente e estabelecer envoltórias de ruptura mais confiáveis do que aquelas obtidas em ensaios de cisalhamento direto (HEAD, 1982). Entretanto, conforme Ortigão (1995), o nome dado ao ensaio é inapropriado, pois as condições impostas à amostra não são triaxiais verdadeiras, mas sim, axissimétricas.

O ensaio triaxial consiste na compressão de uma amostra cilíndrica posicionada em uma campânula, onde as tensões radial e vertical podem ser variadas. A pressão confinante efetiva (σ'_c) é transmitida através de algum fluido, sendo normalmente água ou ar utilizados nos ensaios de materiais terrosos, enquanto óleo é empregado em rochas.

O carregamento axial aplicado por um pistão causa o surgimento da tensão desvio (σ_d) e o cisalhamento do corpo de prova. A tensão principal maior (σ_1) é o resultado da soma da tensão desvio e da tensão de confinamento. As tensões principais intermediária (σ_2) e menor (σ_3) são a própria tensão de confinamento.

Um fator importante diz respeito às condições de drenagem, que podem ser controladas convenientemente através de um sistema de válvulas. Além disso, a poro-pressão pode ser medida durante a realização de alguns ensaios.

Head (1982) apresenta uma descrição minuciosa do equipamento e dos procedimentos de ensaio. As três técnicas mais comuns são comentadas sucintamente a seguir, em consonância com Craig (2004) e Ortigão (1995):

- a) Não-consolidado e não-drenado (UU): o corpo de prova está sujeito a uma pressão confinante e, sem a possibilidade de drenagem em qualquer instante do ensaio, é cisalhado;
- b) Consolidado isotropicamente drenado (CID): a consolidação se dá por meio da aplicação isotrópica de tensão confinante, com o sistema de drenagem aberto. O cisalhamento também ocorre na condição drenada, e a variação de volume do corpo de prova durante o ensaio equivale ao volume de água expulso pelo mesmo. A tensão-desvio deve ser imposta lentamente, de modo que não surja excesso de poro-pressão;
- c) Consolidado isotropicamente não-drenado (CIU): a consolidação ocorre da mesma forma que no ensaio CID. Durante o cisalhamento, entretanto, o sistema de drenagem é completamente fechado e há o surgimento de poro-pressões, que podem ser medidas. Neste ensaio não há variação de volume do corpo de prova.

5.2.6.2 Equipamento utilizado

O equipamento empregado nos ensaios triaxiais deste trabalho é produzido pela empresa alemã Wille-Geotechnik GmbH Co., sendo denominado de “Triaxial Shear Test System LT 1000 Set” (figuras 57 e 58). Sua descrição é feita em detalhes nos trabalhos de Pereira (2013; 2006) e Silveira (2008).

A prensa modelo Wille UL 60-1 é capaz de aplicar cargas de até 50 kN. Pode ser operada tanto manualmente como automaticamente, através de um sistema servo-controlado (carga ou velocidade). O sistema de pressão hidropneumático, que aplica as pressões confinantes e a contrapressão, possui um controlador automático, Wille DS 15. Porém, a aplicação das pressões também pode ser realizada manualmente. Sua capacidade é de 1500 kPa.

A câmara triaxial possui um sistema de seis válvulas. Suas paredes são de acrílico, o que possibilita que o corpo de prova seja visualizado durante a realização do ensaio. Sua altura é de cerca de 40,8 cm, seu diâmetro é de 17 cm e sua pressão interna máxima é de 1700 kPa. Acomoda corpos de prova de até 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro.

A célula de carga interna da câmara tem capacidade de 5 kN e precisão de 1 N. O transdutor de deslocamentos vertical, para medidas de deformação do corpo de prova, possui um curso de aproximadamente 38 mm e precisão de 0,1 mm. Já o transdutor de poro-pressão possui

capacidade de 2000 kPa e está instalado na base da câmara triaxial. Quanto ao transdutor de variação volumétrica, este utiliza duas buretas graduadas devidamente calibradas.

Figura 57 – Sistema de aplicação de pressões, microcomputador e transdutor de variação volumétrica



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 58 – Prensa, câmara triaxial, célula de carga e transdutor de deslocamentos



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2.6.3 Procedimentos de ensaio

Os corpos de prova, com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, foram esculpidos a partir de blocos indeformados. Inicialmente, com o auxílio de uma espátula, extraía-se um cilindro grosseiro com dimensões ligeiramente maiores do que as desejadas (figuras 59 e 60).

Em seguida, posicionava-se a amostra em um torno metálico. À medida em que era rotacionada, movimentos verticais alternados eram realizados com um fio de arame (espessura 0,5 mm) para desbastá-la lateralmente (figuras 61 e 62). A sobra de material era empregada para posterior determinação do teor de umidade do solo.

Após atingidos os 5 cm de diâmetro, a amostra era encaixada em um berço metálico (figura 63). O objetivo é deixá-la com 10 cm de altura e faces superior e inferior completamente regularizadas. Depois de finalizado o processo de moldagem, a amostra era pesada, suas dimensões aferidas com um paquímetro e seu diâmetro e altura médios calculados.

Figura 59 – Entalhe do cilindro primário em curso



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 60 – Cilindro extraído



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 61 – Decurso do desbaste da amostra



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 62 – Amostra no seu diâmetro final



(fonte: elaborada pelo autor)

Os ensaios foram conduzidos em consonância com as recomendações da norma ASTM D 4767. Quanto à montagem da câmara triaxial e ao posicionamento do corpo de prova, procedeu-se de forma semelhante ao trabalho de Gobbi (2005), conforme exposto a seguir:

- a) uma pedra porosa de 50 mm de diâmetro, saturada, é colocada sobre o pedestal no centro da câmara. Um papel filtro saturado, de mesma dimensão, é posto sobre a pedra;
- b) o corpo de prova é posicionado sobre o papel filtro;
- c) um papel filtro e uma pedra porosa com as mesmas características anteriormente descritas são colocados no topo do corpo de prova, com o cabeçote vindo logo acima deles;
- d) membrana de látex instalada no entorno do conjunto com o auxílio de uma casca cilíndrica metálica e um tubo plástico (figura 64), através da aplicação de sucção na mesma;
- e) encaixe de anéis de vedação (*o-rings*) no pedestal e no cabeçote, aos pares;
- f) selagem da câmara triaxial e preenchimento com água desaerada proveniente de reservatório superior.

Figura 63 – Amostra sendo regularizada no berço metálico



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 64 – Casca cilíndrica metálica e tubo plástico para instalação da membrana de látex



(fonte: elaborada pelo autor)

A primeira etapa de execução do ensaio consiste na fase de percolação. O objetivo é expulsar o ar existente nos poros e dar início à saturação do corpo de prova. Inicialmente aplica-se uma tensão confinante de cerca de 40 kPa e uma contrapressão de 10 kPa, com vistas a promover a adesão da membrana de látex ao corpo de prova. O fluxo de água ocorre da base para o topo, e a carga hidráulica é fruto do desnível existente entre o reservatório e a base do corpo de prova,

de aproximadamente 1,2 m. Esta fase foi mantida até que se atingisse um volume mínimo percolado correspondente ao dobro do volume do corpo de prova.

A segunda fase compreende a saturação do corpo de prova através da dissolução do ar remanescente na água. A técnica consiste no aumento gradual e simultâneo da tensão confinante e da contra-pressão, de modo que a água intersticial é submetida a elevadas pressões. A tensão efetiva era sempre mantida constante (aproximadamente 25 kPa) e, quando não havia mais variação de volume, procedia-se ao estágio seguinte de tensões. A saturação do corpo de prova era verificada através do parâmetro B de Skempton, sendo estabelecido o valor mínimo de 0,95.

A consolidação isotrópica é a terceira etapa do ensaio. A tensão confinante e a contra-pressão são elevadas gerando a tensão efetiva desejada para a fase de cisalhamento. Sua conclusão se dá quando não há mais variação de volume significativa no corpo de prova. Neste trabalho, sua duração foi de aproximadamente 16h.

Finalmente, procede-se à etapa de cisalhamento do corpo de prova. O acréscimo de tensão axial é causado por um pistão que se move com velocidade constante. Adotou-se uma velocidade de 0,045 mm/min. O ensaio era finalizado quando as deformações axiais atingiam cerca de 15% da altura, o que ocorria aproximadamente 6h após o início.

A velocidade não pode ser definida de acordo com as normas anteriormente citadas. Isto porque o formato das curvas de adensamento iria gerar velocidades de ensaio muito elevadas. Alternativamente, verificou-se a velocidade adotada em outros trabalhos, como Heidemann (2011) e Silveira (2008). Gobbi (2005) e Silveira (2003) utilizaram a mesma taxa de deformação estabelecida neste trabalho, ao passo que os outros autores utilizaram valores ligeiramente menores.

Seguindo o procedimento proposto por La Rochelle et al. (1988²¹ apud Silveira, 2003) empregou-se a correção de área dos corpos de prova durante a fase de cisalhamento. Para deformações cilíndricas, nas quais o corpo de prova apresenta um formato semelhante a um barril, é válida a equação 3. Para deformações parabólicas, nas quais há a formação de um ou

²¹ LA ROCHELLE, P.; LEROUIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: Donaghe, R. T.; Chaney, R. C.; Silver, M. L. (Ed.). **Advanced triaxial testing of soil and rock**, ASTM STP 977. Philadelphia: American Society for Testing Material, p. 715-731, 1988.

mais planos de ruptura inclinados, a equação 3 é válida até a tensão cisalhante de pico; a partir daí a equação 4 deve ser utilizada.

$$A_C = A_0 \left[\frac{1 - \Delta V / V_0}{1 - \varepsilon_a} \right] \quad (\text{equação 3})$$

$$A_C = A_0 \left[-\frac{1}{4} + \frac{\sqrt{25 - 20\varepsilon_a - (5\varepsilon_a)^2}}{4(1 - \varepsilon_a)} \right]^2 \quad (\text{equação 4})$$

Sendo:

A_C = área corrigida;

A_0 = área do corpo de prova após o adensamento;

ΔV = variação volumétrica do corpo de prova durante o cisalhamento;

V_0 = volume do corpo de prova após o adensamento;

ε_a = deformação axial específica durante a fase de cisalhamento.

5.2.7 Ensaios de condutividade hidráulica

5.2.7.1 Considerações gerais

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados no solo MgB-C. Para tal empregou-se o equipamento triaxial já descrito no item anterior. Nesta seção ele também pode ser convenientemente chamado de permeâmetro de parede flexível.

Em um primeiro momento, a condutividade hidráulica foi determinada durante a fase de percolação dos ensaios de compressão triaxiais. Assim sendo, três ensaios de permeabilidade foram executados nesta condição. Concluídos estes ensaios, as fases seguintes dos ensaios de compressão triaxial transcorriam normalmente.

É importante ressaltar que o coeficiente de condutividade hidráulica obtido nesta condição é apenas uma estimativa da permeabilidade, já que o corpo de prova não está completamente saturado. Essa situação é mais representativa para as condições de campo do material em períodos chuvosos.

Um quarto corpo de prova indeformado foi moldado especialmente para a obtenção da permeabilidade saturada do material. Assim, também mais um ensaio durante a fase de percolação pode ser realizado. Quanto ao ensaio saturado neste corpo de prova, as tensões confinantes efetivas aplicadas foram de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. O ensaio ocorreu após a fase de saturação por aplicação de contrapressão. Esta técnica de ensaio permite que o coeficiente de condutividade hidráulica seja associado a diferentes níveis de tensão efetiva e índice de vazios do corpo de prova.

Para a determinação da condutividade hidráulica de solos, é mais comum a utilização do permeâmetro de parede flexível com coluna de mercúrio, descrito por Bjerrum e Huder (1957). Nesta pesquisa ele não foi empregado devido ao prazo limitado de realização da mesma, já que o ensaio demandaria o esculpimento de outros corpos de prova e a calibração do equipamento. Heidemann (2011) e Silveira (2008) empregaram ambas as técnicas em seus trabalhos e obtiveram uma consonância de resultados muito boa.

5.2.7.2 Procedimentos de ensaio

A norma ASTM D 5084 foi observada para a realização dos ensaios. Quanto à preparação e à instalação dos corpos de prova no permeâmetro de parede flexível, e à montagem do mesmo, os procedimentos estão descritos no item referente aos ensaios triaxiais.

Daniel²² (1994 apud SILVEIRA, 2008) recomenda que uma relação entre altura e diâmetro dos corpos de prova seja próxima a 1, para que a distribuição do gradiente hidráulico ocorra gradualmente ao longo do corpo de prova. A relação utilizada neste trabalho foi de 2, imposta pelos ensaios triaxiais. A seguir discorre-se sobre os dois métodos de determinação do coeficiente de condutividade hidráulica.

²² DANIEL, D. E. State of the art: laboratory hydraulic tests for saturated soils. In: Symposium on hydraulic conductivity and waste contaminant transport in soil, ASTM 1142, San Antonio, p. 30-78, 1994.

Na fase de percolação, com uma tensão confinante aplicada de 40 kPa e uma contrapressão de 10 kPa, impunha-se um fluxo ascendente ao corpo de prova. A carga hidráulica responsável pela percolação deve-se à diferença de altura entre a base do corpo de prova e o reservatório superior, de 1,2 m.

O volume de água percolado era medido em um recipiente com gradação volumétrica e o tempo transcorrido durante o processo registrado com um cronômetro digital. Medidas de temperatura da água também foram efetuadas, para que efeitos de viscosidade pudessem ser considerados no cálculo da condutividade. Esta etapa foi mantida até que se atingisse um volume mínimo percolado correspondente ao dobro do volume do corpo de prova.

Para o ensaio realizado na condição saturada, foi feito um pequeno ajuste no permeâmetro. Uma linha de drenagem foi instalada no topo do corpo de prova, conectando-se a uma outra bureta graduada. Assim, havia possibilidade de aplicação de contrapressão tanto na base, quanto no topo do corpo de prova, de modo que o valor diferencial é responsável pelo fluxo de água. As buretas em cada uma das linhas de contrapressão permitiam que medidas de vazão fossem efetuadas.

Inicialmente, na fase de saturação por contrapressão, o corpo de prova era consolidado isotropicamente sob tensão confinante efetiva de 50 kPa. O parâmetro B mínimo foi definido como 0,95, do mesmo modo que nos ensaios triaxiais. Após estabilização das deformações, podia ser aplicada a contrapressão diferencial de 10 kPa, permitindo que fluxo se formasse da base para o topo. A condição de regime permanente caracteriza-se quando o volume de água que entra no corpo de prova (bureta conectada à linha de drenagem da base) iguala-se ao volume de água que sai (bureta conectada à linha de drenagem do topo). Quando era atingida a condição de fluxo permanente, medidas de vazão eram realizadas periodicamente durante cerca de 1h.

Os passos seguintes consistem na consolidação isotrópica sob tensões confinantes efetivas de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, com suas respectivas medidas de vazão, como descrito anteriormente. Todos os ensaios de condutividade hidráulica deste trabalho são do tipo carga constante. Portanto, a lei de Darcy pode ser utilizada no cálculo do coeficiente de permeabilidade:

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} \quad (\text{equação 5})$$

$$i = \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{equação 6})$$

Sendo:

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

i = gradiente hidráulico;

Q = vazão;

A = área transversal do corpo de prova;

ΔH = perda de carga;

L = altura do corpo de prova.

6 RESULTADOS

Até o momento abordou-se a problemática dos movimentos de massa, dando ênfase às causas que os geram. O movimento estudado neste trabalho e aspectos regionais também foram descritos, bem como os materiais e métodos utilizados na condução do programa experimental.

Este capítulo apresenta e discute os resultados obtidos em laboratório. Seu objetivo é o de melhor compreender o comportamento dos materiais estudados e a sua importância para a estabilidade da encosta.

6.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

6.1.1 Índices físicos

São apresentados na tabela 2 os índices físicos médios dos materiais estudados. Estes valores foram obtidos a partir dos corpos de prova indeformados empregados nos ensaios de cisalhamento direto, de compressão triaxial e de condutividade hidráulica. Quanto ao solo SDE, apenas a densidade real dos grãos (G) e o teor de umidade natural (w_{nat}) são exibidos em virtude de não terem sido coletadas amostras indeformadas.

Alguns comentários sobre as informações apresentadas são bastante pertinentes. As coletas foram realizadas em período chuvoso no mês de novembro de 2015, e essa condição se reflete no grau de saturação (S) dos solos MgB e MgB-C, resultando em valores acima de 75%. O fato do solo MgB-C possuir índice de vazios menor que o do solo MgB ajuda a explicar por que a coleta de material indeformado no solo MgB-C mostrou-se uma tarefa com maior grau de dificuldade.

Quanto à densidade real das partículas, há uma clara distinção entre os solos MgB e MgB-C em relação ao solo SDE. Os dois primeiros possuem, inclusive, valores muito próximos. Visto que o solo SDE é oriundo de uma estrutura discordante na encosta, o seu valor mais elevado pode ser atribuído parcialmente à sua gênese diversa. Minerais máficos costumam exibir elevada

densidade e participam em grande parcela da composição mineralógica de diques de diabásio. Além disso, a existência de uma rede de fluxo nesta região do maciço poderia propiciar a deposição de óxidos ferromagnesianos. Índícios da existência de percolação de água no solo SDE provém do seu nível de intemperização mais acentuado e da sua natureza (descontinuidade estrutural).

Faz-se uma pequena ressalva quanto ao modo como o termo “intemperização” vem sendo empregado neste trabalho. Salienta-se que ensaios neste sentido não foram realizados nos materiais, e, portanto, seus índices de intemperização não são quantificados. O termo é aqui utilizado a partir de uma ótica semi-qualitativa (observação visual, limites de Atterberg e composição granulométrica, como se verá mais adiante).

Tabela 2 – Índices físicos dos materiais estudados

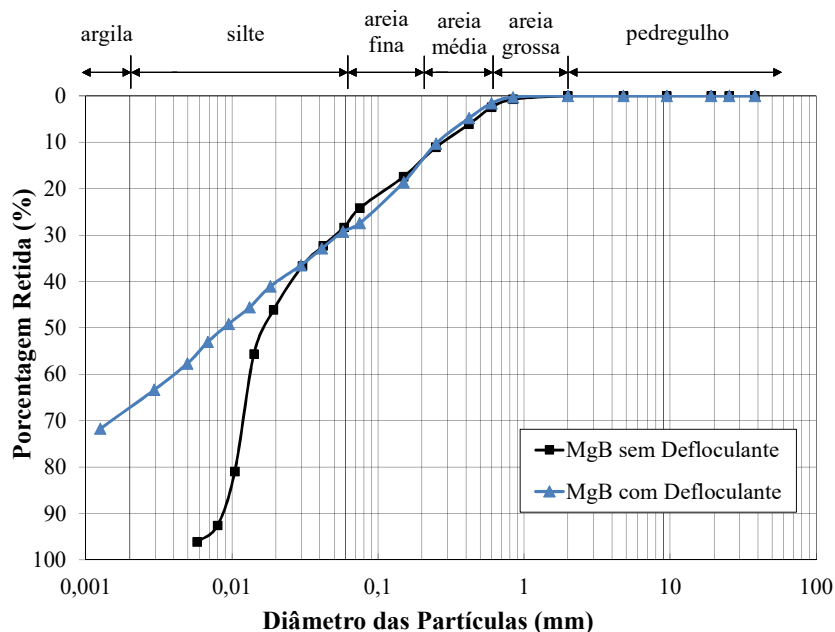
Índice	Solo		
	MgB	MgB-C	SDE
w_{nat} (%)	26,8	20,0	53,4
G	2,664	2,670	2,816
γ_t (kN/m ³)	17,8	18,4	-
γ_d (kN/m ³)	14,0	15,4	-
γ_{sat} (kN/m ³)	18,5	19,4	-
e	0,87	0,71	-
n	0,47	0,41	-
S (%)	82,1	75,9	-

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.2 Granulometria

Foram realizados dois ensaios de granulometria em cada solo. A figura 65 exibe as curvas de composição granulométrica do solo MgB com e sem a presença do agente defloculante.

Figura 65 – Curvas de composição granulométrica do solo MgB com e sem a presença do agente defloculante



(fonte: elaborada pelo autor)

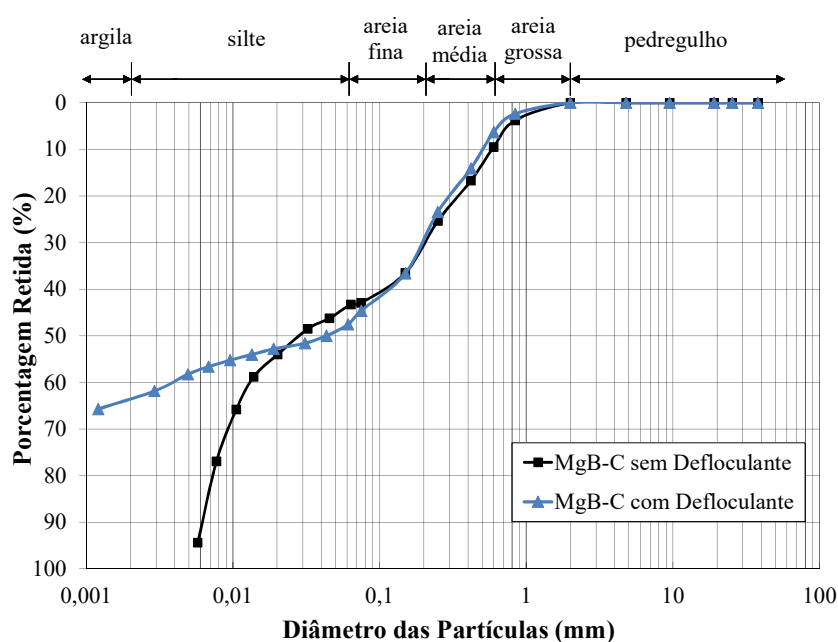
Constata-se, a partir do ensaio com o emprego do agente defloculante, que o solo MgB é predominantemente siltoso (37%), mas possui parcela argilosa muito relevante (33%). Seu teor de areias finas é de cerca de 16%.

A realização do ensaio sem defloculante mostrou-se um procedimento bastante válido. Ao passo que a fração arenosa não sofreu alteração, o percentual de siltes cresceu consideravelmente (72,5%), compensado pela inexistência de argilas. Ou seja, a utilização do agente defloculante acaba detectando a presença de partículas argilosas que, na condição de campo do material, estão agregadas às partículas siltosas ou unidas entre si. O agente defloculante revela, ainda, que as partículas de silte estão mais próximas do limiar argiloso, já que os grumos formados pela união destas duas parcelas não atingem diâmetro equivalente necessário para serem classificados como areia fina.

Quanto ao solo MgB-C, suas curvas granulométricas são apresentadas na figura 66. Neste caso, o ensaio com dispersão e ação do agente defloculante fornece resultados que indicam um equilíbrio entre as frações finas (52,5%) e arenosas (47,5%). O ensaio sem a presença do agente defloculante novamente não é capaz de captar as partículas argilosas e de promover modificações significativas na fração mais grosseira. A fração de 36,2% de argila apontada pelo

ensaio com agente defloculante converte-se em silte (57%) no ensaio sem a utilização do mesmo.

Figura 66 – Curvas de composição granulométrica do solo MgB-C com e sem a presença do agente defloculante



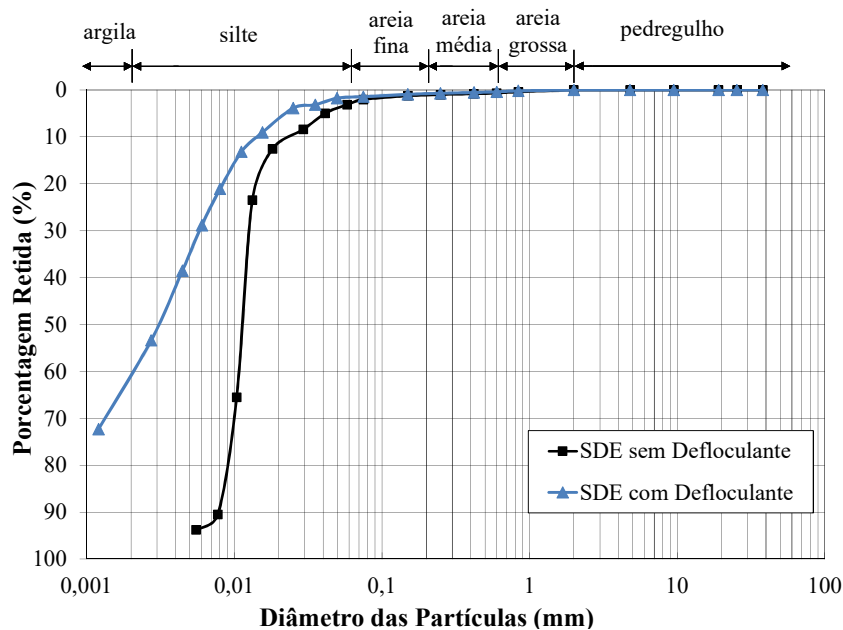
(fonte: elaborada pelo autor)

O solo SDE, cujas curvas de composição granulométrica são exibidas na figura 67, apresenta textura francamente fina (98,2%), com predomínio de siltes (59,2%). As partículas argilosas (39%), que na condição natural estão aderidas entre si ou então às partículas siltosas, podem ser diferenciadas somente no ensaio com a presença do agente defloculante. O ensaio sem a utilização de defloculante aponta que em campo, prevalecem nos grumos de argila e silte dimensões equivalentes de 0,008 mm a 0,2 mm.

Além do intemperismo muito acentuado neste solo, o próprio material que lhe deu origem (dique de diabásio) possui naturalmente minerais de dimensões reduzidas. Isso ocorre em função do seu processo de resfriamento abrupto próximo à superfície terrestre, que não permite que cristais de grandes dimensões se formem.

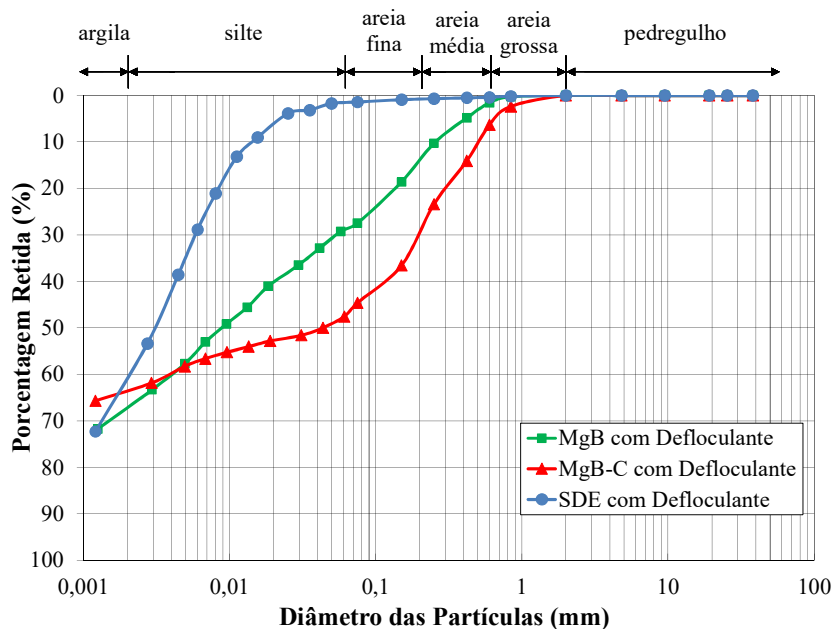
As curvas granulométricas dos três materiais estudados são apresentadas nas figuras 68 e 69, agrupados em ensaios com e sem a ação de defloculante.

Figura 67 – Curvas de composição granulométrica do solo SDE com e sem a presença do agente defloculante



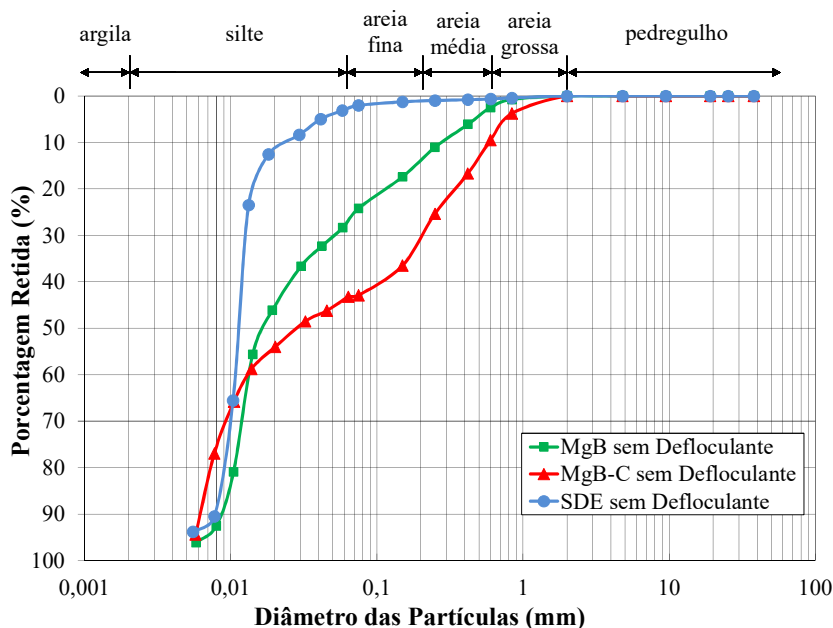
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 68 – Curvas de composição granulométrica dos solos estudados com o emprego do agente defloculante



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 69 – Curvas de composição granulométrica dos solos estudados sem o emprego do agente defloculante



(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se, a partir das curvas granulométricas com defloculante, que os solos MgB e MgB-C possuem fração argilosa semelhante. No entanto, no solo MgB a fração siltosa é muito marcante, enquanto no solo MgB-C esta é menos expressiva. Quanto às frações arenosas, a situação inverte-se.

Estas constatações sugerem que o solo MgB encontra-se em um estágio mais avançado de intemperização. Infere-se que o solo MgB-C ainda conserva cristais de quartzo e possivelmente minerais de feldspato potássico, plagioclásio e mica biotita. Já no solo MgB, os minerais mais sensíveis ao intemperismo encontram-se numa condição de maior degradação, restando alguma porção de quartzo. O índice de vazios dos materiais também corrobora essas observações, tendo em vista que o solo MgB é mais poroso que o solo MgB-C. Estes fatos irão refletir-se no comportamento geomecânico dos materiais, como se verá mais adiante.

O solo SDE, devido à sua natureza distinta e à sua feição em campo, que acaba atraindo o fluxo d'água, possui textura eminentemente fina. Este é claramente o mais degradado dos materiais. Analisando as curvas sem defloculante, nota-se que enquanto os solos MgB e MgB-C possuem distribuição mais homogênea dos diâmetros de partícula, no solo SDE existe grande concentração de grumos abaixo de 0,2 mm.

De qualquer modo, todos os solos possuem estrutura floclulada, já que o efeito causado pela dispersão e pelo emprego do agente defloculante é expressivo em suas curvas de distribuição granulométrica. A tabela 3 exibe resumidamente o percentual de cada fração de solo, de acordo com a NBR 6502.

Tabela 3 – Composição granulométrica percentual dos materiais estudados

Fração	MgB		MgB-C		SDE	
	CD	SD	CD	SD	CD	SD
Pedregulho (%)	0	0	0	0	0	0
Areia grossa (%)	1,5	2,2	5,5	8,0	0	0
Areia média (%)	12,5	11,8	23,5	22,0	0,8	1,0
Areia fina (%)	16,0	13,5	18,5	13,0	1,0	1,5
Silte (%)	37,0	72,5	16,3	57,0	59,2	97,5
Argila (%)	33,0	0	36,2	0	39,0	0

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.3 Limites de Atterberg

Na tabela 4 são apresentados os limites de Atterberg dos materiais. Inicialmente nota-se um comportamento semelhante dos solos MgB e MgB-C e muito discrepante do solo SDE. É possível constatar também que os limites de consistência crescem à medida em que o teor de finos aumenta, de modo que o solo SDE apresenta valores mais elevados, seguido pelo solo MgB e, por fim, o solo MgB-C. White (1949) já havia chegado à conclusão semelhante.

Os solos MgB e MgB-C situam-se em faixas de valores bastante próximas. Ainda assim, os valores mais elevados de limite de liquidez e índice de plasticidade do solo MgB em relação ao solo MgB-C apontam que o nível de intemperismo é mais acentuado naquele material. A maior quantidade de argilominerais presentes no solo MgB propicia uma maior retenção de água adsorvida e um crescimento da faixa plástica de comportamento.

Neste sentido, o solo SDE possui um nível de decomposição muito expressivo. A fração de argilominerais oriundos do processo de intemperização é capaz de reter muita água adsorvida no material, a ponto de o seu teor de umidade natural (53,4%) ser consideravelmente superior aos outros dois solos, que em campo possuem umidade na faixa de 20%. Além disso, o seu elevado limite de liquidez se reflete em um aumento do seu índice de plasticidade.

Tabela 4 – Limites de Atterberg dos materiais estudados

	MgB	MgB-C	SDE
<i>LL</i> (%)	53	47	81
<i>LP</i> (%)	33	32	45
<i>IP</i> (%)	20	15	36

(fonte: elaborada pelo autor)

A tabela 5 exibe a atividade da fração argilosa dos materiais. É importante perceber que os valores variam muito em função da metodologia adotada. De qualquer sorte, os valores calculados pela proposta de Polidori (2007) são sempre superiores aos resultados obtidos através de Skempton (1953), e a comparação entre os dois métodos mostra-se interessante.

Tabela 5 – Atividade da fração argilosa dos solos estudados

Proposta	Atividade		
	MgB	MgB-C	SDE
Polidori (2007)	0,98 - normal	0,71 - inativa	1,48 - ativa
Skempton (1953)	0,61 - inativa	0,41 - inativa	0,92 - normal

(fonte: elaborada pelo autor)

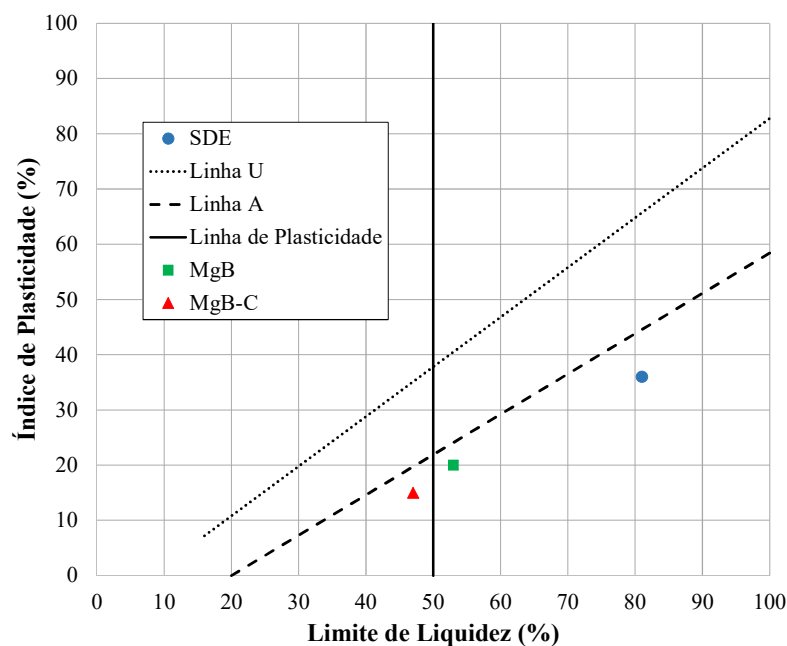
De acordo com a proposta de Skempton (1953), as frações argilosas dos solos MgB e MgB-C são consideradas como inativas. Segundo Polidori (2007), contudo, a fração argilosa do solo MgB passa a ser enquadrada como de atividade normal, enquanto o solo MgB-C mantém-se inalterado. Quanto ao solo SDE, a sua fração argilosa migra de atividade normal para ser considerada como ativa.

Novamente, estes resultados corroboram os fatos de que o solo MgB encontra-se em um grau de intemperização mais avançado que o do seu parceiro MgB-C, e de que o solo SDE, por sua vez, está em um nível muito mais avançado que ambos.

A partir dos limites de consistência e das curvas granulométricas, efetuou-se a classificação dos materiais de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS), regido pela ASTM D 2487. A figura 70 exhibe os índices de plasticidade e os limites de liquidez dos solos estudados plotados na carta de Casagrande.

Todos os materiais são classificados como silte. O solo MgB-C é um silte de baixa plasticidade (ML), enquanto os solos MgB e SDE são siltes de alta plasticidade (MH).

Figura 70 – Carta de Casagrande com os limites de consistência plotados dos solos estudados



6.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

6.2.1 Cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto contemplam amostras indeformadas dos solos MgB e MgB-C. Foram efetuados cinco ensaios em cada material, na condição inundada e em estágio único,

sob as tensões normais (σ_n) de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, conforme os procedimentos relatados no capítulo anterior. A tabela 6 apresenta os índices físicos mais relevantes dos dez corpos de prova utilizados nos ensaios de ambos os solos. O grau de saturação (S_0) e o índice de vazios (e_0) correspondem à situação inicial dos corpos de prova, enquanto e_1 representa o índice de vazios pós-adensamento dos mesmos.

Tabela 6 – Índices físicos dos corpos de prova dos solos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto

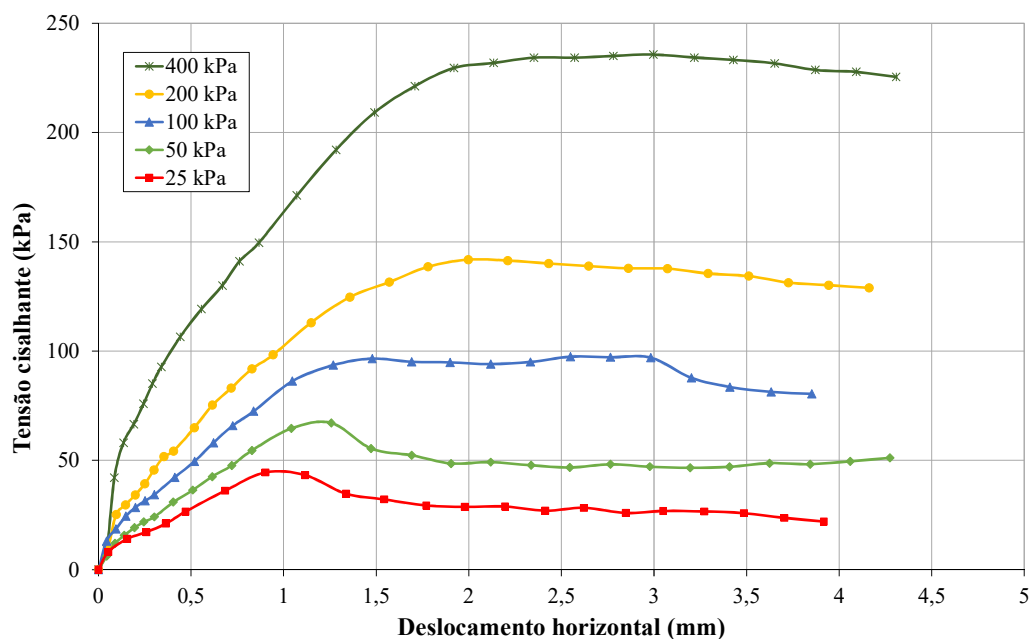
Solo	Índice	Tensão normal aplicada				
		25 kPa	50 kPa	100 kPa	200 kPa	400 kPa
MgB	w_{nat} (%)	23,8	26,7	27,6	29,0	26,6
	S_0 (%)	80,4	82,2	81,9	86,0	80,1
	e_0	0,79	0,87	0,90	0,90	0,89
	e_1	0,78	0,80	0,86	0,79	0,59
MgB-C	w_{nat} (%)	17,4	19,3	19,2	20,4	18,9
	S_0 (%)	65,3	66,0	72,9	73,9	80,1
	e_0	0,71	0,78	0,70	0,74	0,63
	e_1	0,70	0,76	0,65	0,59	0,44

(fonte: elaborada pelo autor)

A figura 71 apresenta a curva de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal obtida para o solo MgB. Nota-se que à medida em que as tensões normais aplicadas aumentam, o solo responde com um acréscimo da resistência ao cisalhamento mobilizada. Além disso, a rigidez aparente é substancialmente maior antes dos corpos de prova terem sofrido 0,15 mm de deformação horizontal, já que neste trecho as curvas assumem inclinação muito íngreme. Na sequência, a inclinação das curvas suaviza de modo quase retilíneo, até o momento da ruptura do material. Fala-se em rigidez aparente porque na verdade este ensaio não é apropriado para a

obtenção de módulo de elasticidade, uma vez que há perda de solo e as deformações laterais são impedidas.

Figura 71 – Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal obtidas para o solo MgB



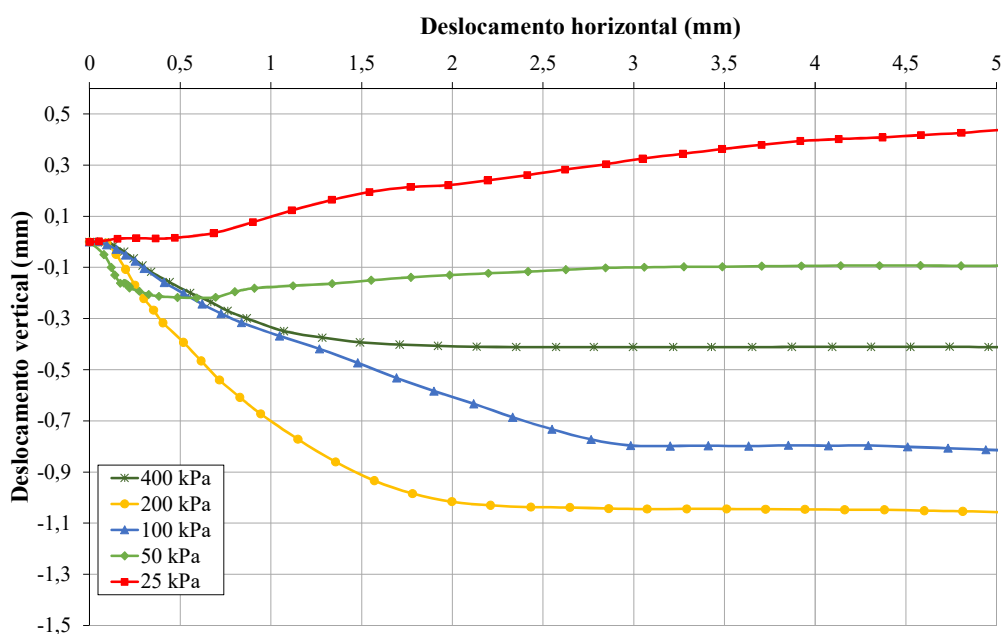
(fonte: elaborada pelo autor)

Constata-se a existência de picos de resistência nos ensaios com $\sigma_n=25$ kPa e $\sigma_n=50$ kPa, e uma queda brusca no ensaio de $\sigma_n=100$ kPa após maiores deformações, sem a formação de pico. Para os demais ensaios, a elevação das tensões normais não permite que haja uma queda abrupta de resistência, gerando um comportamento transicional. Isto é, após a plastificação do solo, é possível que a resistência ao cisalhamento seja mantida mesmo para deformações significativas, embora com pequenos decréscimos.

A curva gerada pelo corpo de prova no ensaio de $\sigma_n=100$ kPa é atípica. Inicialmente o solo atinge a zona de plastificação com a formação de um patamar horizontal, de forma muito semelhante ao ocorrido nos ensaios de $\sigma_n=200$ kPa e $\sigma_n=400$ kPa. Entretanto, a resistência mobilizada se eleva ligeiramente para então ocorrer uma queda mais pronunciada. Ao observar-se a figura 72, que exhibe as deformações verticais em relação às deformações horizontais, constata-se que este corpo de prova tem suas deformações verticais estabilizadas tardiamente em relação aos demais. Isto se dá em virtude de não ter experimentado uma redução no seu

índice de vazios proporcional aos outros corpos de prova durante a fase de adensamento, sendo inclusive aquele de maior valor após o término desta fase, conforme a tabela 6. Ainda, somente quando cessam as deformações volumétricas, após 3 mm de deformação horizontal, que ocorre então a queda mais acentuada na resistência do material.

Figura 72 – Curvas de deformação vertical x deformação horizontal obtidas para o solo MgB



(fonte: elaborada pelo autor)

De qualquer sorte, estas curvas sugerem que o rearranjo da estrutura do solo, em função também da quebra dos grãos promovida por tensões normais de maior magnitude, exerce influência importante no seu comportamento geomecânico. Nos ensaios com $\sigma_n=200$ kPa e $\sigma_n=400$ kPa, apenas quando os corpos de prova alcançam cerca de 2 mm de deformação horizontal e passam a não mais apresentar variação volumétrica que a resistência começa a decrescer, ainda que numa taxa reduzida.

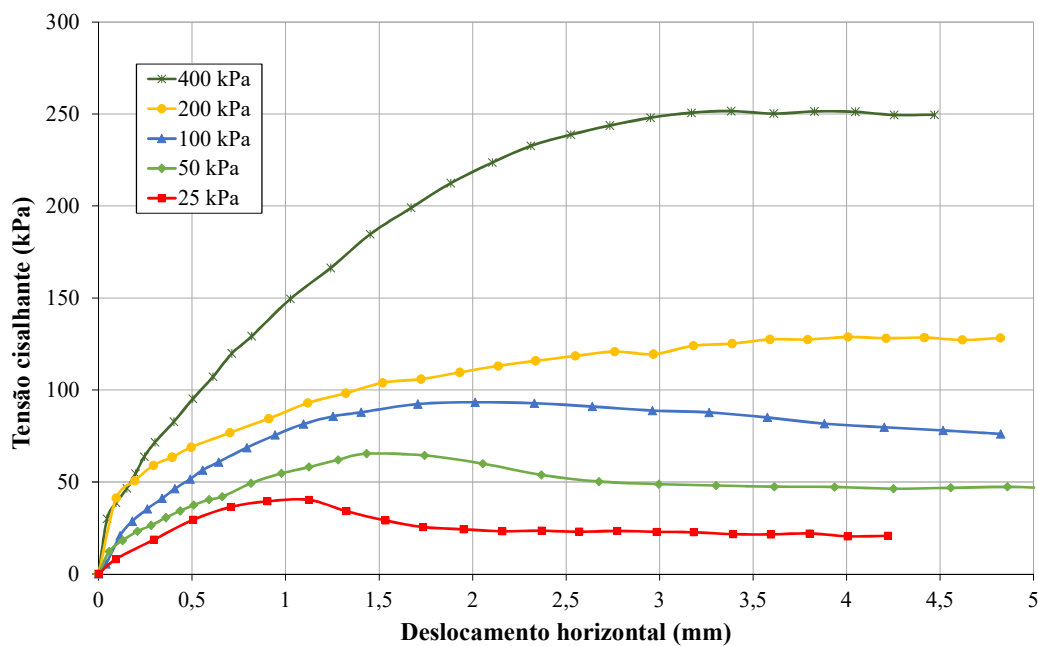
No ensaio de $\sigma_n=400$ kPa o corpo de prova sofre deformações verticais de menor proporção se comparado aos ensaios de $\sigma_n=100$ kPa e $\sigma_n=200$ kPa. Isto ocorre porque durante a etapa de adensamento seu nível de deformação foi muito mais expressivo que os demais, atingindo índice de vazios igual a 0,59, de acordo com a tabela 6.

Nos ensaios sob menores tensões normais pode ser observado comportamento dilatante dos materiais, especialmente no ensaio com $\sigma_n=25$ kPa, que apresenta tendência crescente. O corpo de prova do ensaio de $\sigma_n=50$ kPa apresenta um estágio de compressão inicial, para só então dilatar-se, buscando retornar à sua altura inicial, aparentemente. Este comportamento já foi reportado anteriormente no trabalho de Heidemann (2011). As baixas tensões aplicadas permitem que as partículas de solo possam adaptar-se da maneira mais conveniente quando lhes é imposta uma deformação. Ou seja, aqui a “fábrica” do solo tem mais espaço para agir e seu efeito é mais expressivo do que nos ensaios sob tensões normais mais elevadas, gerando inclusive um pico de resistência.

Quanto ao solo MgB-C, sua curva de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal é apresentada na figura 73. Constata-se que em muitos aspectos o comportamento deste material assemelha-se ao do solo MgB, inclusive na magnitude das tensões cisalhantes mobilizadas. Novamente verifica-se a relação proporcional que se estabelece entre as tensões normais aplicadas e a resistência ao cisalhamento do material, bem como em relação à rigidez aparente dos corpos de prova antes da ruptura. Os picos de resistência, no solo MgB-C, são também mais pronunciados nos ensaios de $\sigma_n=25$ kPa e $\sigma_n=50$ kPa, e em menor grau no ensaio de $\sigma_n=100$ kPa.

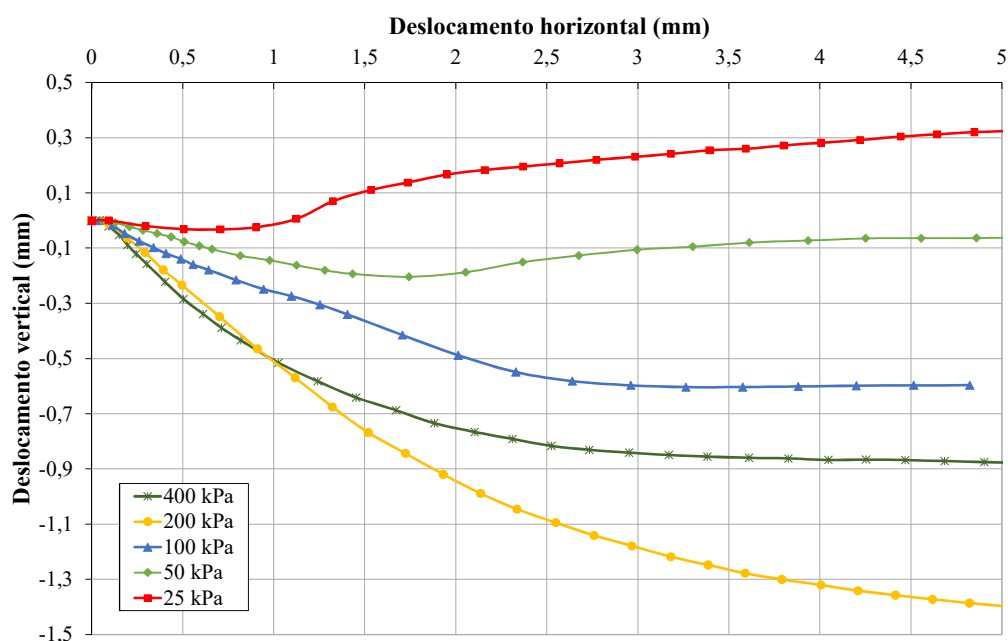
O comportamento do corpo de prova no ensaio de $\sigma_n=200$ kPa difere dos demais. A resistência mobilizada pelo material é sempre crescente, embora a maiores deformações haja a formação de um patamar horizontalizado. Ao observar-se a figura 74, que exhibe as curvas de deformação vertical *versus* deformação horizontal, nota-se que o deslocamento vertical do corpo de prova não estabiliza em momento algum. Portanto, a redução contínua do seu índice de vazios levando-o a uma condição mais densificada, permite que haja um ganho na resistência ao cisalhamento. De qualquer sorte, ainda que a tensão cisalhante mobilizada não sofra nenhum decréscimo, ao menos neste nível de deformações, o solo encontra-se numa condição plastificada.

Figura 73 – Curvas de tensão cisalhante x deformação horizontal obtidas para o solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 74 – Curvas de deformação vertical x deformação horizontal obtidas para o solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

A magnitude das deformações verticais sofridas pelos solos MgB e MgB-C durante a fase de cisalhamento é semelhante, fluando em torno de 1 mm. Nos ensaios de menor carga, ocorre

comportamento dilatante para os dois materiais. Depreende-se, ademais, que se a resistência ao cisalhamento da encosta estiver sendo mantida por parâmetros de resistência de pico, esta pode sofrer instabilização sem que para isso ocorram grandes deformações.

A partir destas curvas, foram geradas envoltórias de resistência ao cisalhamento para os dois materiais (figuras 75 e 76), seguindo o critério de resistência de Mohr-Coulomb. Inicialmente percebe-se que até uma tensão próxima a 200 kPa as envoltórias de ambos os solos possuem tendência curvilínea, sugerindo que a tensão virtual de pré-adensamento dos materiais seja próxima a esse valor. Esse comportamento é típico de materiais argilosos pré-adensados. No solo MgB-C, especialmente, uma reta partindo da origem pode ser traçada até o ponto correspondente a 400 kPa de tensão normal. Nesta faixa de tensões o solo já estaria em condição normalmente adensada. Estes conceitos são discutidos com clareza por Das (2012) e Vargas (1977).

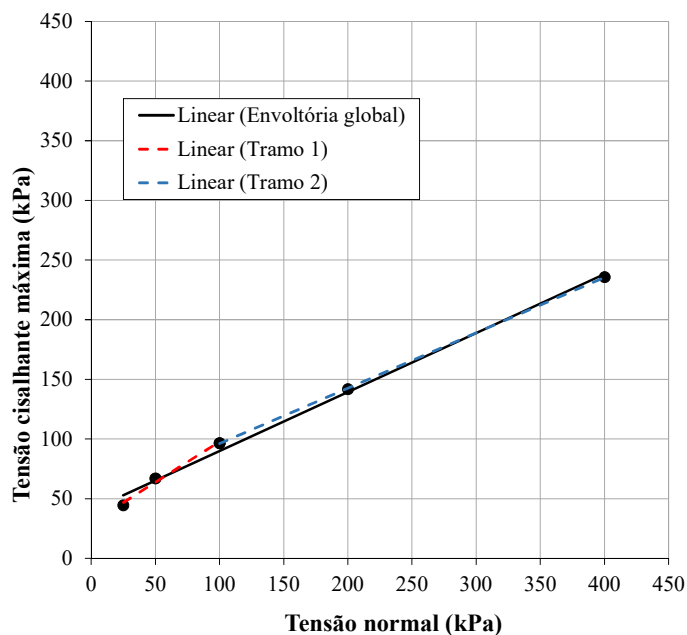
Buscando a definição de envoltórias com um nível de acurácia um pouco maior, foram traçadas duas para cada material. Uma é de caráter global, para a faixa de tensões dos ensaios realizados: 0 a 400 kPa. A outra é bilinear, composta por dois tramos: um que abarca tensões de menor magnitude (0-100 kPa), e outro que vai de 100 a 400 kPa. A tabela 7 apresenta resumidamente as equações de resistência obtidas para cada material.

Tabela 7 – Envoltórias de resistência dos solos MgB e MgB-C a partir de ensaios de cisalhamento direto

	Envoltória	Validade (kPa)	Equação	R ²	ϕ' (°)	c' (kPa)
MgB	Global	0 – 400	$\tau = 0,49\sigma_n + 40,5$	0,99	26,1	40,5
	Tramo 1	0 – 100	$\tau = 0,68\sigma_n + 29,8$	0,98	34,2	29,8
	Tramo 2	100 – 400	$\tau = 0,46\sigma_n + 49,6$	1,0	24,7	49,6
MgB-C	Global	0 – 400	$\tau = 0,54\sigma_n + 32,2$	0,99	28,3	32,2
	Tramo 1	0 – 100	$\tau = 0,69\sigma_n + 26,2$	0,97	34,6	26,2
	Tramo 2	100 – 400	$\tau = 0,54\sigma_n + 32,0$	0,99	28,3	32,0

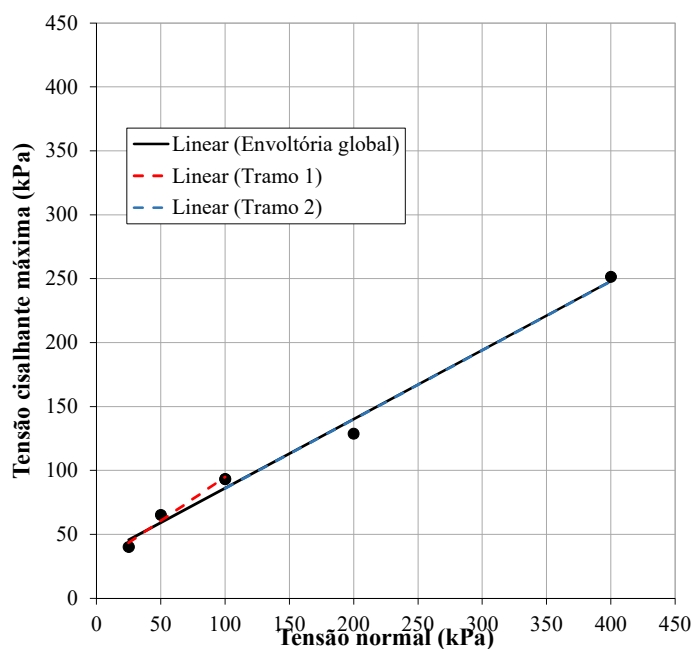
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 75 – Envoltórias de ruptura obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto para o solo MgB



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 76 – Envoltórias de ruptura obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto para o solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

Algumas observações podem ser tecidas a partir destas envoltórias. Primeiramente deve-se ter em mente que o intercepto coesivo (c') é um coeficiente de ajuste das equações, não

significando, portanto, a coesão real dos materiais. Além disso, todas as envoltórias apresentam um ótimo ajuste, indicado pelo coeficiente de regressão linear próximo a 1.

As envoltórias globais também corroboram a discussão quanto ao grau de intemperização dos materiais. A condição mais degradada do solo MgB reflete-se em um menor valor de ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'). Sua maior coesão também é coerente com as curvas de composição granulométrica, que indicam um teor de finos cerca de 30% maior em relação ao solo MgB-C. A partir da comparação entre as envoltórias globais e bilineares, nota-se que a queda de um parâmetro é compensada pelo incremento do outro. De qualquer forma, as diferenças entre elas são razoáveis, com exceção das envoltórias global e do tramo 2 do solo MgB-C, mostrando-se praticamente iguais neste caso.

As figuras 77 e 78 apresentam a configuração final de dois corpos de prova submetidos a ensaios de cisalhamento direto. Visualiza-se o deslocamento horizontal imposto aos dois materiais, formando planos de cisalhamento regulares e com aspecto polido.

Figura 77 – Aspecto final de corpo de prova do solo MgB cisalhado



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 78 – Aspecto final de corpo de prova do solo MgB-C cisalhado



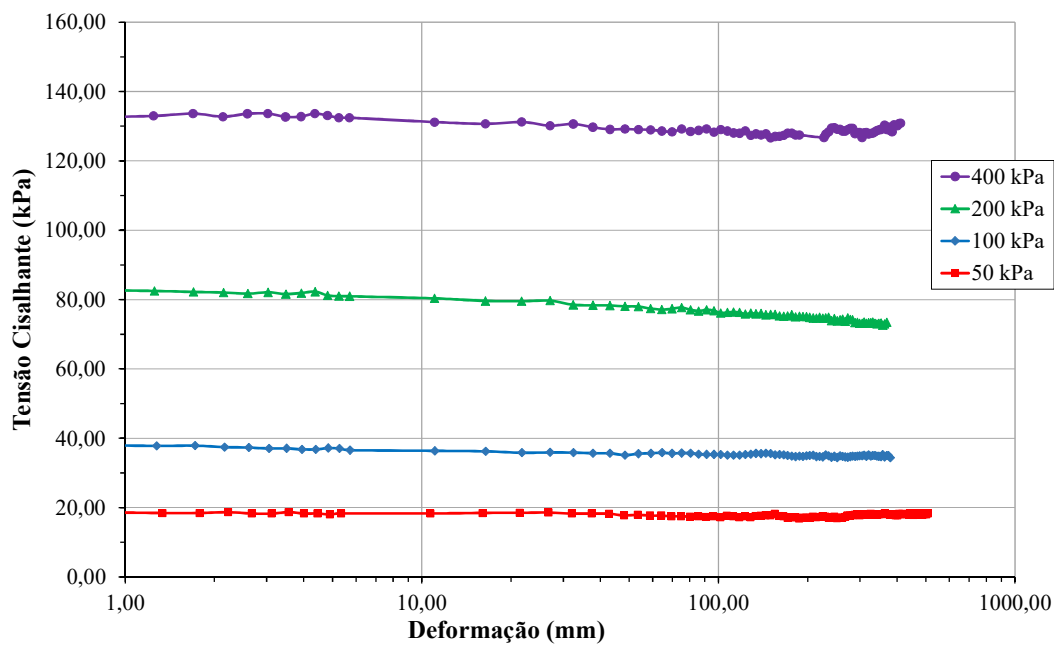
(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.2 Ring shear

Os ensaios *ring shear* versaram sobre todos os solos coletados. Corpos de prova indeformados foram ensaiados sob tensões normais de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. A técnica utilizada consistiu em pré-cisalhar os corpos de prova a velocidade constante, antes da realização do ensaio propriamente dito, conforme os procedimentos constantes no capítulo anterior.

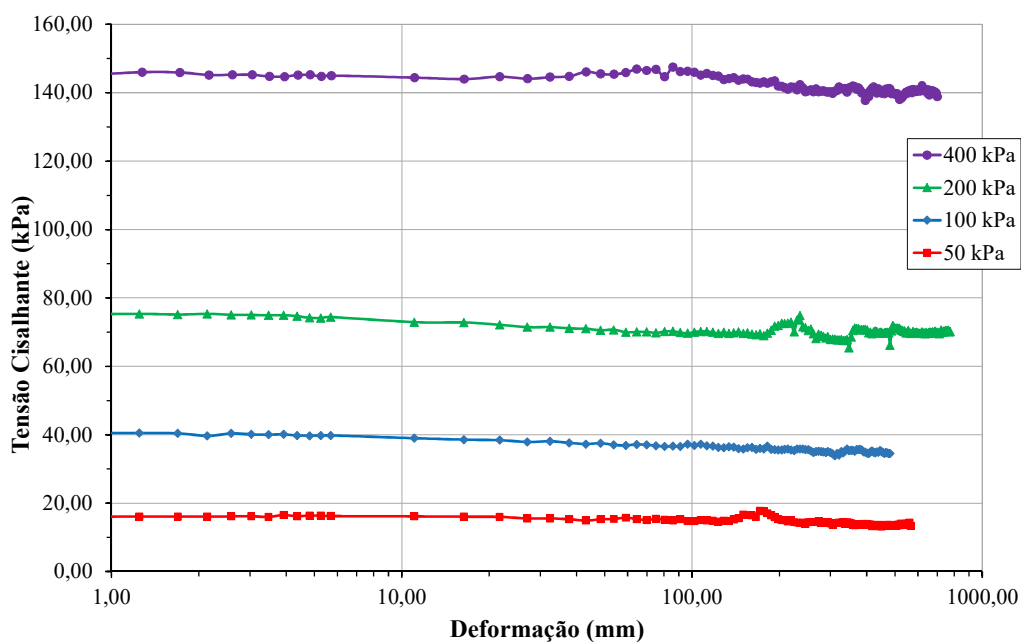
As figuras 79, 80 e 81 exibem as curvas de tensão cisalhante em relação à deformação linear obtidas para os solos MgB, MgB-C e SDE.

Figura 79 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação obtidas para o solo MgB

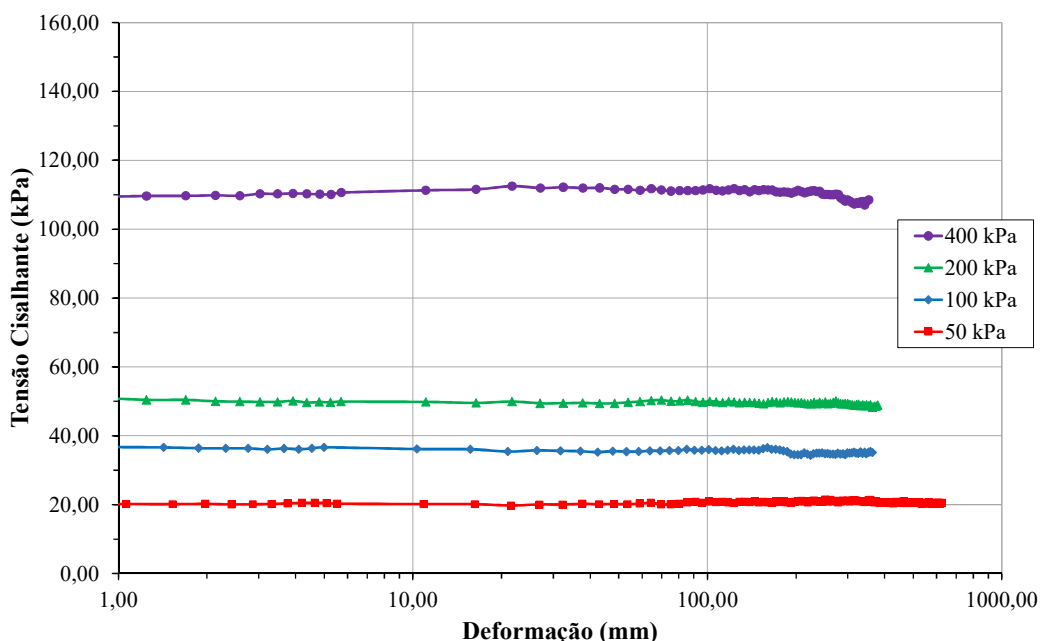


(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 80 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação obtidas para o solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 81 – Curvas tensão cisalhante *versus* deformação obtidas para o solo SDE

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir das curvas, é possível verificar que picos de resistência não foram formados. Este comportamento é gerado não apenas pelo fato das amostras serem de natureza remoldada, mas também pelo pré-cisalhamento imposto às mesmas, que acaba causando deformações consideráveis antes do início do ensaio. Além disso, constata-se que algumas amostras atingem a condição residual com menores deslocamentos sofridos do que outras. A curva de 200 kPa do solo MgB, a título de exemplo, não apresenta uma tendência clara de estabilização ao final do ensaio, enquanto as curvas de 50 kPa e 100 kPa de todos os solos alcançam essa condição antes mesmo de terem sofrido 400 mm de deformação.

Em alguns casos nota-se, inclusive, um acréscimo de resistência durante ou ao final do ensaio, especialmente nas curvas de 400 kPa de todos os solos. Este fato possivelmente está ligado ao surgimento de atrito entre o cabeçote do equipamento e a célula de cisalhamento, em virtude da extrusão elevada de material. A extrusão é tanto maior quanto maiores as tensões envolvidas. Este problema ocorre com frequência nos ensaios de *ring shear* efetuados com o equipamento de Bromhead (1979), tendo já sido discutido por diversos autores, como Stark e Vettel (1992) e Anayi et al. (1989). Não à toa modificações no equipamento foram sugeridas com o intuito de atenuar esta deficiência, conforme descrito no capítulo anterior.

Os solos MgB e MgB-C possuem comportamentos semelhantes, e mobilizam tensões cisalhantes claramente maiores do que o solo SDE em tensões normais mais elevadas (100 kPa,

200 kPa e 400 kPa). Já para a carga de 50 kPa, não houve diferença significativa. Além disso, nota-se que o SDE não apresenta curvas com variações bruscas ou acentuadas, exceto no trecho final do ensaio de 400 kPa, por conta do surgimento de atrito indesejado. Ou seja, o seu comportamento enquanto cisalhado é mais regular do que o dos outros solos, ao menos a grandes deformações.

A granulometria dos solos neste ensaio não apresenta tanta influência, já que as amostras são constituídas apenas de partículas com diâmetro equivalente menor que 0,42 mm. Os argilominerais é que condicionam com maior intensidade o comportamento dos materiais testados (LUPINI et al., 1981). Skempton (1985) afirma que solos com frações argilosas menor que 25% tendem a apresentar comportamento turbulento, com ângulos de atrito residuais superiores a 20°, enquanto solos que contam com mais de 50% de argila na sua composição apresentam comportamento deslizante. Neste trabalho os materiais possuem fração argilosa intermediária entre 25% e 50%, e estariam mais propensos a apresentar comportamento transicional, de acordo com o mesmo autor. Entretanto, estas conclusões devem ser encaradas com cautela, uma vez que foram obtidas a partir de ensaios em solos artificialmente cimentados, em trabalho realizado por Lupini et al. (1981).

Ainda assim, os solos MgB e MgB-C, que contam com menor quantidade de argila, aproximam-se da condição turbulenta, com ângulos de atrito próximos a 20°, como se verá mais adiante. Neste caso os materiais não chegam a sofrer uma reorientação expressiva porque não possuem quantidade significativa de partículas lamelares, havendo interferência considerável de partículas maciças. O solo SDE, diversamente, apresenta menor resistência devido não apenas à sua fração de finos ser significativamente maior que a dos outros materiais, mas também porque seus argilominerais possivelmente são de natureza distinta. Havendo partículas lamelares em maior quantidade, o solo pode experimentar uma reorientação muito mais intensa, gerando efeitos nos seus parâmetros de resistência.

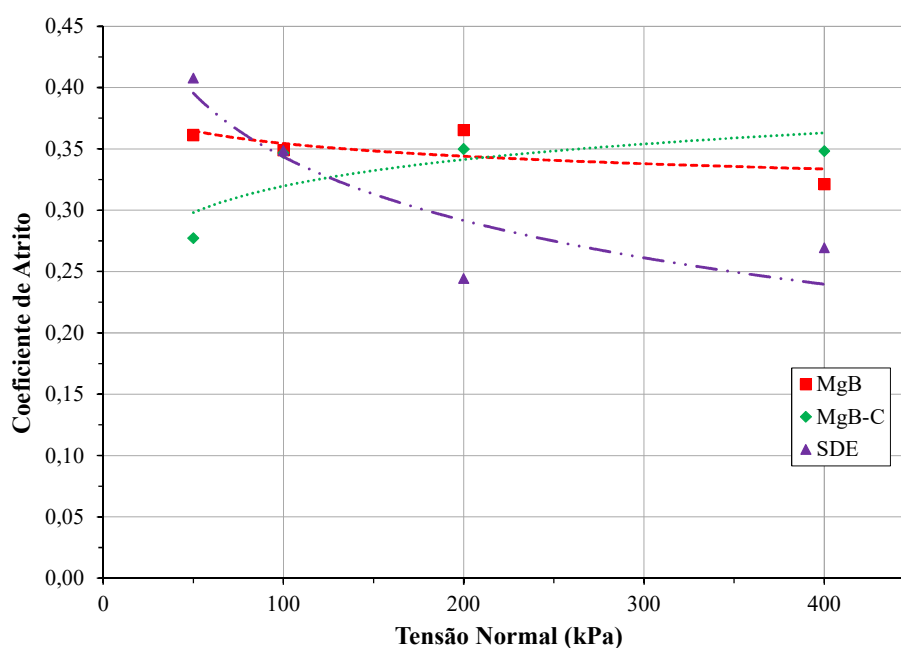
A figura 82 exibe as curvas de coeficiente de atrito residual *versus* tensão normal obtidas para todos os ensaios. O coeficiente de atrito residual (μ_{res}) é dado pela relação entre a tensão cisalhante residual (τ_{res}) e a tensão normal (σ_n) aplicada em cada ensaio.

Verifica-se que o coeficiente de atrito do solo SDE, inicialmente, apresenta relação inversamente proporcional à tensão aplicada, mas esta tendência desaparece em tensões mais

elevadas. Conforme discutido anteriormente, o solo SDE é aquele que possui possivelmente o comportamento mais próximo ao deslizante, ou seja, a influência de partículas maciças é menor. Além disso, a envoltória de ruptura dessa amostra é a mais curvilínea de todas, o que explica a redução do coeficiente de atrito residual. Hawkins e Privett (1985) afirmam que esse comportamento pode ocorrer em solos com fração argilosa acima de 50% ou em siltes médios e finos, que é o caso do solo SDE. Já os solos MgB e MgB-C apresentam uma tendência de valores constantes para o coeficiente de atrito.

De qualquer sorte, para tensões mais elevadas, os coeficientes de atrito dos três materiais não são tão discrepantes. Para os solos MgB e MgB-C pode ser indicado um valor próximo a 0,33, enquanto que para o SDE, um valor de 0,27.

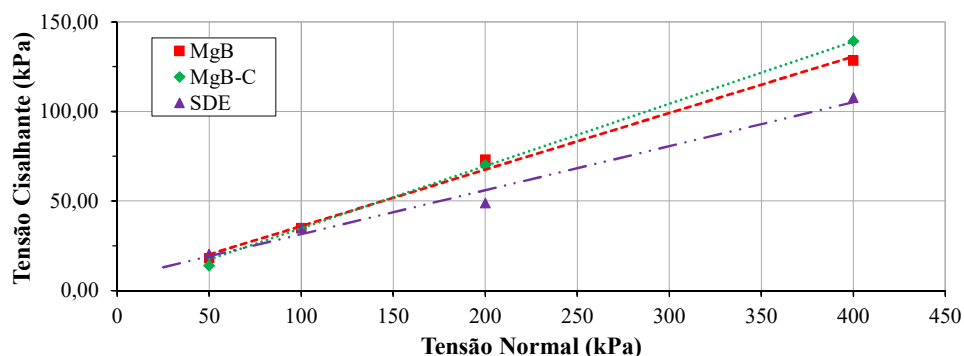
Figura 82 – Curvas do coeficiente de atrito residual *versus* tensão normal obtidas para os solos estudados



(fonte: elaborada pelo autor)

A figura 83 exibe as envoltórias de ruptura residuais definidas para cada solo. Julgou-se desnecessário o traçado de envoltórias bilineares, tendo em vista a variação irrisória que este procedimento acarretou nos parâmetros de resistência principalmente dos solos MgB e MgB-C. Nota-se que os coeficientes de regressão linear são muito próximos a 1. A tabela 8 apresenta as equações derivadas de cada envoltória.

Figura 83 – Envoltórias de ruptura residuais obtidas para os solos estudados



(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 8 – Equações de resistência residual dos solos estudados neste trabalho

Solo	Equação	R ²	ϕ' (°)	c' (kPa)
MgB	$\tau_{res} = 0,32\sigma_n + 4,5$	0,99	17,5	4,5
MgB-C	$\tau_{res} = 0,35\sigma_n$	1,0	19,2	0
SDE	$\tau_{res} = 0,25\sigma_n + 6,9$	0,98	13,8	6,9

(fonte: elaborada pelo autor)

As equações que descrevem as envoltórias de ruptura indicam uma maior resistência ao cisalhamento residual do solo MgB-C. O solo SDE, por sua vez, é o que apresenta os menores parâmetros. Neste ensaio, especialmente, a parcela coesiva também deve ser encarada apenas como um coeficiente de ajuste matemático, pois o seu valor teórico é nulo.

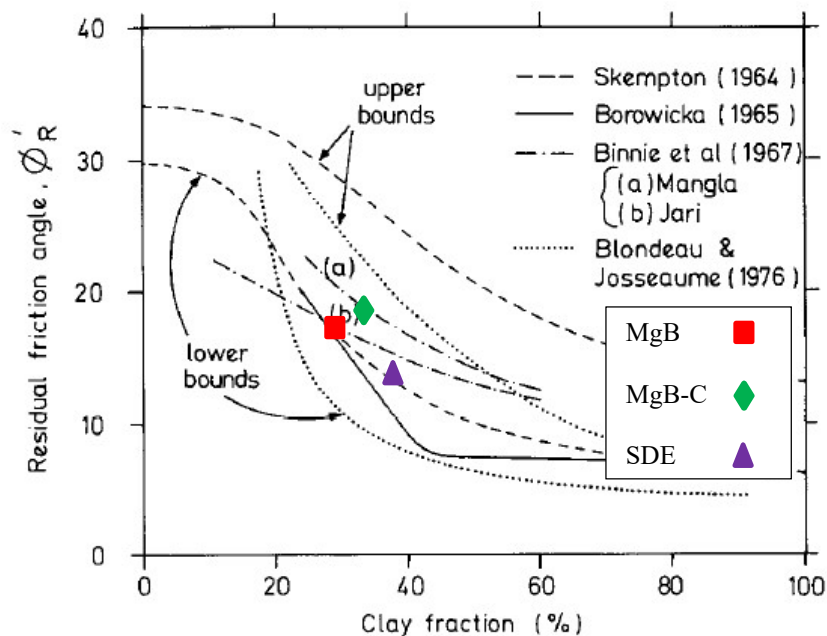
Os solos deste trabalho possivelmente seguem as tendências reportadas por Skempton (1985) e Lupini et al. (1981). Segundo estes autores, caulinitas podem gerar ângulos de atrito da ordem de 15°, enquanto micas, ilitas e montmorilonitas valores ainda mais baixos, menores inclusive que 10°. Entende-se que os solos MgB e MgB-C, de atividade normal ou até mesmo inativos, podem ser constituídos principalmente por caulinitas, ao passo que o SDE possivelmente apresenta uma composição mineralógica mais diversificada, com menor quantidade de caulinitas. Salienta-se, entretanto, que estes são apenas indicativos gerais, esperados para estes materiais à luz de todos os resultados que vem sendo apresentados até o momento, não correspondendo necessariamente à realidade.

Da avaliação dos parâmetros de resistência, nota-se também que o solo SDE se aproxima mais da condição deslizante, enquanto os outros dois materiais estariam em uma condição transicional, mas próximos da turbulenta, conforme discutiu-se anteriormente.

As figuras 84, 85 e 86 apresentam propostas encontradas na literatura que procuram correlacionar propriedades físicas de um solo ao seu ângulo de atrito interno residual. No caso das figuras 84 e 85, são apresentadas as propostas compiladas por Lupini et al. (1981). Já a figura 86, exibe a carta criada por Rigo et al. (2006).

Em relação à figura 84, que utiliza a parcela argilosa do solo, o solo SDE encaixa-se perfeitamente no limite inferior proposto por Skempton (1964), enquanto o solo MgB-C no limite superior de Binnie et al. (1967). Já o solo MgB enquadra-se tanto na proposta de Skempton (1964), quanto nas de Borowicka (1965) e Binnie et al. (1967). Depreende-se que para a faixa de valores de fração argilosa do solo MgB (cerca de 33%), a variabilidade nos valores de ângulo de atrito residual é menor, mesmo para materiais de origens e locais distintos.

Figura 84 – Compilação de correlações entre a fração argilosa de um solo e o seu ângulo de atrito interno residual

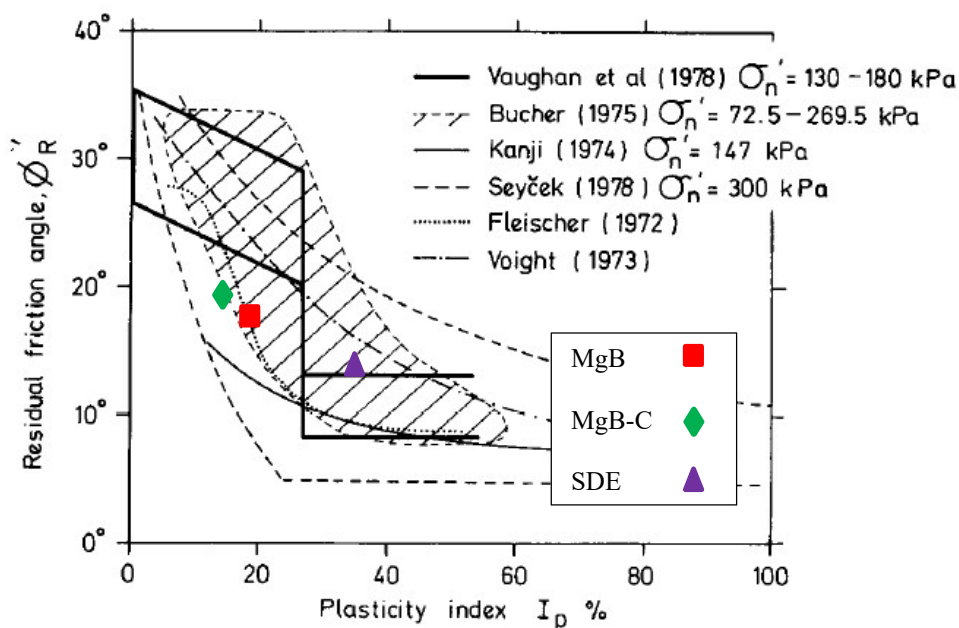


(fonte: adaptada de LUPINI et al., 1981)

Quanto à figura 85, o índice de plasticidade é correlacionado ao ângulo de atrito residual. Neste caso, o solo SDE encontra-se próximo ao limite traçado por Vaughan et al. (1978). Já o solo

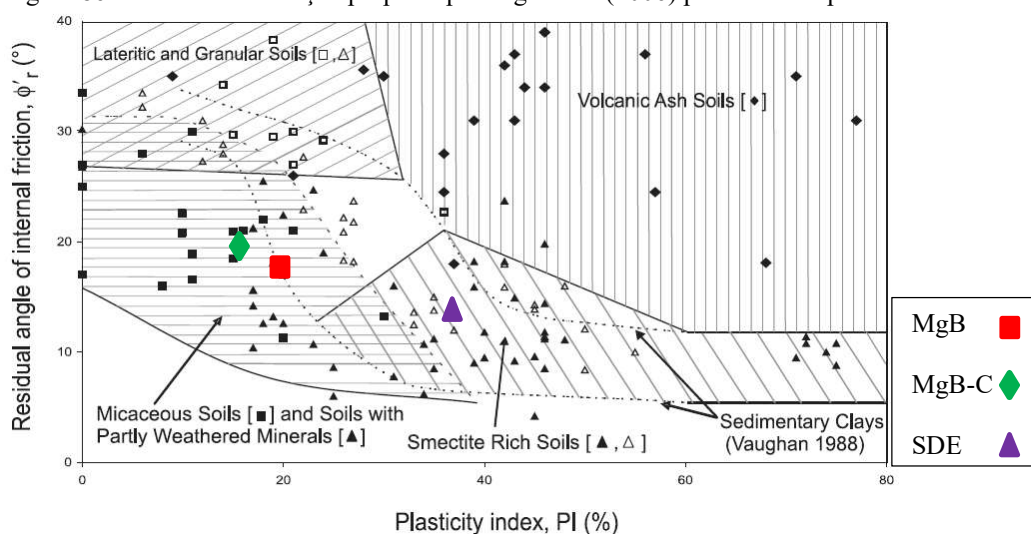
MgB enquadra-se na curva de Fleischer (1972). Em comum com os três solos é o fato de que a faixa de valores propostos por Bucher (1975) abarca todos eles. Em relação aos valores encontrados por Kanji (1974), para solos tropicais, não houve correspondência satisfatória.

Figura 85 – Compilação de correlações entre o índice de plasticidade de um solo e o seu ângulo de atrito interno residual



(fonte: adaptada de LUPINI et al., 1981)

Figura 86 – Carta de correlação proposta por Rigo et al. (2006) para solos tropicais



(fonte: adaptada de RIGO et al., 2006)

A carta desenvolvida por Rigo et al. (2006) é muito interessante, pois além de correlacionar o índice de plasticidade ao ângulo de atrito residual, também salienta alguns aspectos associados à mineralogia, à origem e à degradação dos materiais, particularmente para solos tropicais. Neste sentido, o solo SDE apresenta comportamento similar ao dos solos ricos em esmectita, enquanto os solos MgB e MgB-C são mais afeitos a solos com minerais parcialmente alterados.

De modo geral, percebe-se que os solos deste trabalho encontram boa correspondência com os valores da literatura. Ainda assim, estas correlações devem ser vistas com ressalva e não podem ser generalizadas.

6.2.3 Compressão triaxial

Três ensaios de compressão triaxial foram realizados no solo MgB-C, no intuito da obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento na condição não-drenada. Além disso, buscou-se compará-los aos parâmetros de resistência obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto. As tensões confinantes efetivas aplicadas foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. A tabela 9 apresenta alguns dos índices físicos dos três corpos de prova indeformados que foram utilizados nos ensaios.

Tabela 9 – Índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão triaxial não-drenada

Índice	Tensão confinante efetiva aplicada		
	50 kPa	100 kPa	200 kPa
w_{nat} (%)	20,94	20,42	20,64
S_0 (%)	77,8	82,6	77,7
e_0	0,72	0,66	0,71
e_1	0,71	0,65	0,68

(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se, através da figura 87, que a ruptura dos três corpos de prova nos ensaios se deu através de um plano de cisalhamento bem característico, embora no ensaio de $\sigma'_c = 100$ kPa o

corpo de prova também tenha apresentado um formato abaulado. Assim, os cálculos de correção de área durante o cisalhamento foram efetuados utilizando a equação 3 até a tensão cisalhante de pico, e de acordo com a equação 4 no restante do ensaio. De qualquer forma, verificou-se que as correções utilizando tanto o método parabólico, quanto o método cilíndrico, produzem uma diferença de resultados muito pequena.

A forma como as rupturas se deram, ao longo de um plano único, são coerentes com as curvas de tensão desvio *versus* deformação axial obtidas nos ensaios, exibidas na figura 88. Em todas as curvas há um pico muito pronunciado, indicando a natureza rígida do solo MgB-C. Nos corpos de prova que rompem apresentando uma forma de “barril” característica, espera-se que não haja um pico de resistência, mas sim que as tensões cisalhantes sejam mobilizadas gradualmente.

Verifica-se, analisando em conjunto a figura 88 e a figura 89, que a poro-pressão relativa no momento em que ocorre a plastificação do solo, apresenta tendência inversamente proporcional ao aumento da tensão confinante efetiva. Isto é, no ensaio com $\sigma'_c = 50$ kPa, a poro-pressão gerada quando o solo sofre plastificação (cerca de 0,4% de deformação axial) é muito próxima à máxima poro-pressão que se desenvolve durante o ensaio. Já no ensaio com $\sigma'_c = 100$ kPa, no momento da plastificação a poro-pressão que ocorre já não é tão próxima à máxima gerada, e no ensaio de $\sigma'_c = 200$ kPa esse comportamento é ainda mais evidente.

Nota-se que, inicialmente, todos os corpos de prova apresentam uma tendência contrativa, verificada pela elevação das poro-pressões. Após o pico de resistência ter sido ultrapassado nos ensaios de $\sigma'_c = 50$ kPa e $\sigma'_c = 100$ kPa, os corpos de prova passam a apresentar tendência dilatante e, conseqüentemente, a poro-pressão decresce, atingindo inclusive valores negativos no primeiro ensaio. O surgimento de pressão neutra negativa explica o ganho de resistência que é verificado na curva tensão desvio após deformações elevadas.

Já no ensaio com $\sigma'_c = 200$ kPa, após a ruptura se verifica que as pressões neutras se mantêm estáveis. Ou seja, aparentemente a estrutura do solo já foi destruída e as deformações ocorrem com volume constante. Esse comportamento é típico de argilas pré-adensadas (BARNES, 2005).

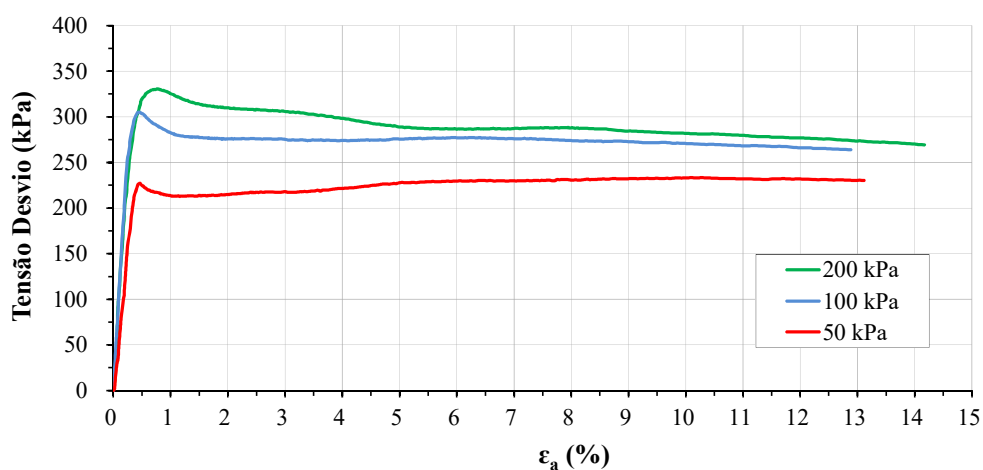
Ao analisarmos as trajetórias de tensão efetiva, exibidas na figura 90, verifica-se que, de fato a tensão virtual de pré-adensamento do solo MgB-C deve situar-se na faixa de 100-200 kPa. Nos dois primeiros ensaios, com $\sigma'_c=50$ kPa e $\sigma'_c=100$ kPa, as trajetórias apresentam curvatura à direita, ao passo que no ensaio com $\sigma'_c=200$ kPa a trajetória é forçada a seguir para a esquerda. Além disso, nos ensaios com $\sigma'_c=50$ kPa e $\sigma'_c=100$ kPa, após os corpos de prova terem atingido a tensão de pico, a tendência da trajetória é afastar-se da envoltória de ruptura. Isto se dá em função do decréscimo da poro-pressão.

Figura 87 – Corpos de prova cisalhados, correspondentes aos ensaios com $\sigma'_c=50$ kPa, $\sigma'_c=100$ kPa e $\sigma'_c=200$ kPa (esquerda para direita)

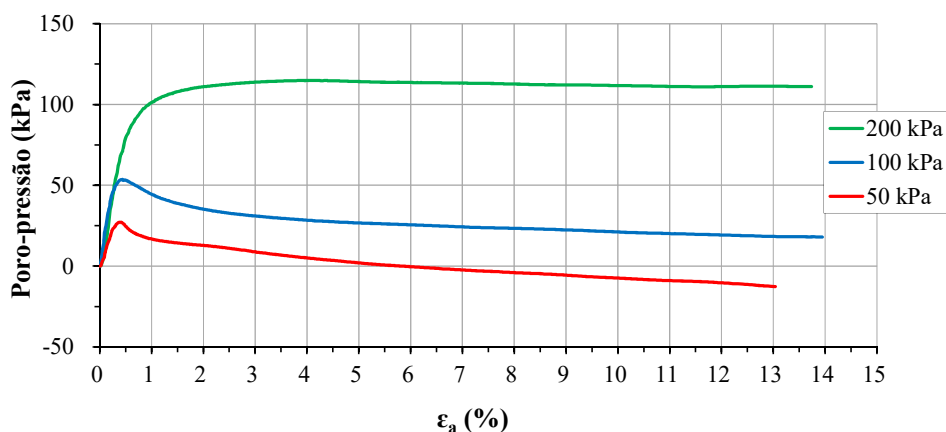


(fonte: elaborada pelo autor)

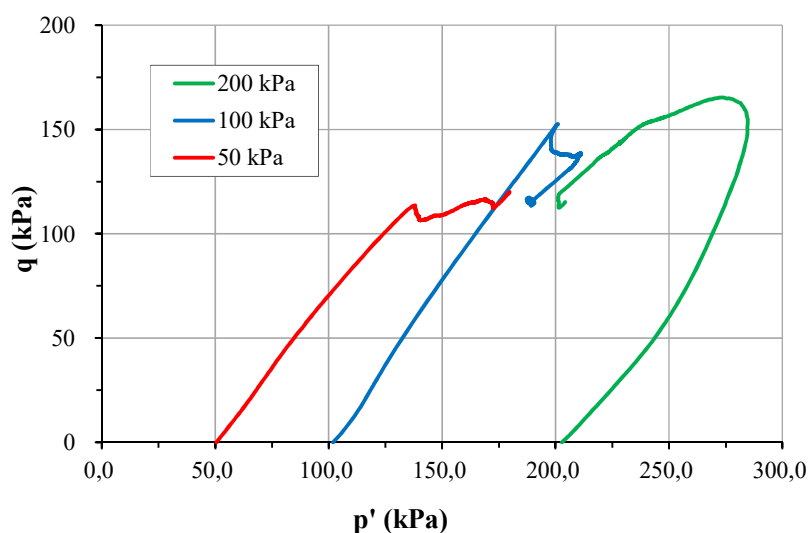
Figura 88 – Curvas de tensão desvio *versus* deformação axial do solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 89 – Curvas de poro-pressão *versus* deformação axial do solo MgB-C

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 90 – Trajetórias de tensão efetiva do solo MgB-C no espaço p' x q 

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da linha k_f , foram definidos os parâmetros de resistência. O ângulo de atrito corresponde ao arco seno da tangente da inclinação da envoltória de ruptura, enquanto a coesão é obtida através do intercepto da envoltória dividido pelo cosseno do ângulo de atrito. Tendo em vista o caráter curvilíneo da linha k_f , foram traçadas três envoltórias de ruptura: uma global e a outra composta por dois tramos. As equações são apresentadas na tabela 10.

Tabela 10 – Envoltórias de resistência do solo MgB-C

Envoltória	Validade (kPa)	Equação	R ²	ϕ' (°)	c' (kPa)
Global	0 – 200	$\tau = 0,38\sigma_n + 66,5$	0,88	28,3	66,5
Tramo 1	0 – 100	$\tau = 0,64\sigma_n + 25,5$	1,0	32,6	25,5
Tramo 2	100 – 200	$\tau = 0,54\sigma_n + 32,0$	1,0	8,25	124,9

(fonte: elaborada pelo autor)

A equação global e a equação do tramo 2 fornecem parâmetros incompatíveis com o material graças à excessiva curvatura da linha k_f . No ensaio de $\sigma'_c=200$ kPa a resistência mobilizada pelo solo é levemente maior que no ensaio de $\sigma'_c=100$ kPa. A equação do tramo 1, por outro lado, apresenta parâmetros similares aos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto. Essa questão e outras mais relacionadas aos parâmetros de resistência dos solos deste trabalho são analisadas no próximo item.

6.2.4 Discussão dos parâmetros de resistência

Apresenta-se, na tabela 11, um apanhado geral das equações que descrevem as envoltórias de ruptura dos três materiais desta pesquisa: solos MgB, MgB-C e SDE.

Constata-se que os parâmetros de resistência de pico do solo MgB-C, obtidos por meio de ensaios triaxiais não-drenados e de cisalhamento direto, ao menos na faixa de tensões de 0 a 100 kPa, são muito semelhantes. Este fato é bastante coerente, tendo em vista que os dois ensaios fornecem parâmetros em termos de tensões efetivas. No caso do ensaio CIU, os círculos de Mohr de tensões totais são apenas transladados para a esquerda em valor igual ao da magnitude das poro-pressões.

Ademais, essa similaridade entre parâmetros indica que os ensaios de cisalhamento direto transcorreram com velocidade suficientemente baixa para que não fosse gerada poro-pressão. Na verdade, a rigor verifica-se que os parâmetros obtidos por este ensaio são levemente superiores aos obtidos pelos ensaios CIU. Isto ocorre porque a caixa de cisalhamento impõe um

plano de ruptura ao corpo de prova, não correspondendo necessariamente ao plano de maior fraqueza do material.

Verifica-se que os parâmetros de resistência dos solos MgB e MgB-C são relativamente próximos. Porém, a tendência do solo MgB é possuir uma coesão mais elevada e um ângulo de atrito menor que o solo MgB-C. Esta afirmação reforça aquilo que já foi discutido em diversas ocasiões neste trabalho: o solo MgB encontra-se em um nível de alteração maior que o solo MgB-C.

Tabela 11 – Parâmetros de resistência obtidos a partir de todos os ensaios de resistência ao cisalhamento executados no presente trabalho

Solo	Ensaio	Envoltória	Validade (kPa)	Equação	ϕ' (°)	c' (kPa)
MgB	CD	Global	0 – 400	$\tau = 0,49\sigma_n + 40,5$	26,1	40,5
	CD	Tramo 1	0 – 100	$\tau = 0,68\sigma_n + 29,8$	34,2	29,8
	CD	Tramo 2	100 – 400	$\tau = 0,46\sigma_n + 49,6$	24,7	49,6
	RS	Global	0 – 400	$\tau_{res} = 0,32\sigma_n + 4,5$	17,5	4,5
MgB-C	CD	Global	0 – 400	$\tau = 0,54\sigma_n + 32,2$	28,3	32,2
	CD	Tramo 1	0 – 100	$\tau = 0,69\sigma_n + 26,2$	34,6	26,2
	CD	Tramo 2	100 – 400	$\tau = 0,54\sigma_n + 32,0$	28,3	32,0
	RS	Global	0 – 400	$\tau_{res} = 0,35\sigma_n$	19,2	0
	CIU	Global	0 – 200	$\tau = 0,38\sigma_n + 66,5$	28,3	66,5
	CIU	Tramo 1	0 – 100	$\tau = 0,64\sigma_n + 25,5$	32,6	25,5
	CIU	Tramo 2	100 – 200	$\tau = 0,54\sigma_n + 32,0$	8,25	124,9
SDE	RS	Global	0 – 400	$\tau_{res} = 0,25\sigma_n + 6,9$	13,8	6,9

(fonte: elaborada pelo autor)

O comportamento destes materiais também é muito característico quanto ao surgimento de picos de resistência. Salienta-se, mais uma vez, que se a resistência da encosta for mantida por parâmetros nestas condições, caso ocorram pequenos deslocamentos, uma ruptura brusca pode ocorrer. Ademais, os dois materiais também podem sofrer uma queda de resistência demasiada se deslocamentos suficientemente grandes forem impostos a eles.

6.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Foram realizados 4 ensaios de condutividade hidráulica para a determinação da permeabilidade em condição não-saturada²³ do solo MgB-C, todos sob tensão efetiva de 30 kPa. Um ensaio foi realizado em um permeâmetro de parede flexível (equipamento triaxial) para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica saturado. Neste ensaio o corpo de prova foi submetido a tensões confinantes efetivas de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

Na tabela 12 são apresentados os resultados de permeabilidade obtidos a partir das medidas efetuadas em ensaios não-saturados (k_{n-sat}). Um valor médio de k_{n-sat} também é exibido. Os índices físicos dos três primeiros corpos de prova foram já apresentados no item 6.2.3. Entretanto, são agora novamente exibidos ao lado dos índices físicos do quarto corpo de prova, para fins de comparação, na tabela 13.

Pode ser verificado, inicialmente, que todos os coeficientes de condutividade hidráulica se situam dentro da mesma ordem de grandeza (10^{-7} m/s). Nota-se também uma grande diferença entre os tempos requeridos para que o primeiro e o quarto corpo de prova obtenham um volume de água percolado semelhante. Algumas informações podem ser extraídas em conjunto das tabelas anteriores: (i) os corpos de prova 2 e 3 apresentam índices físicos discrepantes, mas suas permeabilidades são muito semelhantes; (ii) o k_{n-sat} do corpo de prova de número 4 é cerca de quatro vezes menor que o do corpo de prova 2, mas seu índice de vazios é superior; (iii) o grau de saturação do corpo de prova 2 é superior ao do corpo de prova 1, mas sua permeabilidade é menor. Assim, constata-se que as diferentes vazões experimentadas por todos os corpos de

²³ Doravante os ensaios efetuados na fase de percolação serão tratados como “ensaios não-saturados”, de modo que o coeficiente de condutividade hidráulica obtido nesta condição será referido também como não-saturado (k_{n-sat}). Sabe-se, entretanto, que estes não são ensaios não-saturados verdadeiros. Adotou-se esta terminologia apenas para haver uma diferenciação simples e clara em relação ao ensaio saturado.

prova não se devem ao grau de saturação e ao índice de vazios distintos entre eles. Estas diferenças podem ser atribuídas a heterogeneidades naturais e à existência de bolhas de ar em maior profusão em alguns corpos de prova.

Tabela 12 – Coeficiente de condutividade hidráulica não-saturado do solo MgB-C

Corpo de prova	Δt (h)	ΔV (cm ³)	k_{n-sat} (m/s)	k_{n-sat} médio (m/s)
1	6,25	500	$9,12 \times 10^{-7}$	$4,7 \times 10^{-7}$
2	21,75	790	$4,27 \times 10^{-7}$	
3	21,6	810	$4,30 \times 10^{-7}$	
4	44,6	480	$1,25 \times 10^{-7}$	

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 13 – Índices físicos dos corpos de prova dos solos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto

Índice	Corpo de prova			
	1	2	3	4
w_{nat} (%)	20,94	20,42	20,64	18,65
S_0 (%)	77,8	82,6	77,7	72,6
e_0	0,72	0,66	0,71	0,69

(fonte: elaborada pelo autor)

De qualquer sorte, estes valores de permeabilidade devem ser encarados com cautela, visto que apenas a etapa de percolação não é capaz de saturar o corpo de prova. Além disso, o coeficiente de condutividade hidráulica não é constante durante o ensaio. A tendência é que os valores aumentem com o decorrer do tempo até um certo valor limite, já que a expulsão das bolhas de ar e o aumento do grau de saturação do corpo de prova ocorrem paulatinamente. Para que o S unitário seja atingido, a água intersticial dos corpos de prova deve ser submetida a tensões muito mais elevadas. Ademais, devido à configuração do ensaio, perdas de volume de água percolada podem existir devido à sua evaporação no recipiente.

Apesar das ressalvas, este tipo de ensaio é válido, pois sua execução é simples e os valores obtidos são representativos do material *in situ*, especialmente em períodos chuvosos. Nestas condições o maciço pode atingir um grau de saturação elevado, como nestes ensaios.

As figuras 91 e 92 apresentam os valores de coeficiente de condutividade hidráulica saturados (k_{sat}) em função da variação da tensão confinante efetiva e do índice de vazios do quarto corpo de prova. Os procedimentos de realização deste ensaio estão descritos no capítulo anterior.

É possível notar uma clara tendência de redução do k_{sat} quando o corpo de prova é submetido a um incremento da tensão confinante efetiva. Esta elevação de tensões leva o material a um estado mais denso, afetando a sua permeabilidade.

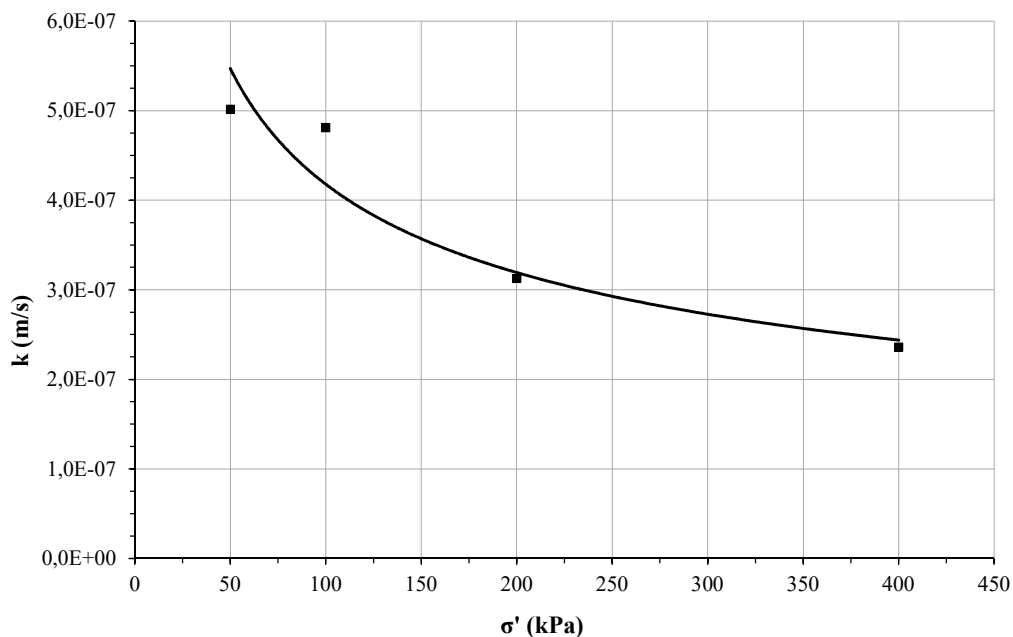
Sabe-se que a existência de macro poros em solos residuais tropicais é típica (MASSAD, 2005; VARGAS, 1977). Tendo em vista que eles constituem uma rede de canalículos no solo permitindo a passagem de água, não é de se espantar que a destruição deste tipo de estrutura afete a permeabilidade do material.

Comportamento similar já foi reportado por outros autores. Heidemann (2011), ao estudar a condutividade hidráulica de um solo residual granulítico, e Silveira (2008), após realizar uma série de ensaios de campo e de laboratório em um depósito coluvionar, verificaram que o aumento das tensões efetivas gera uma queda de até uma ordem de grandeza na condutividade hidráulica do solo.

Neste estudo a ocorrência da redução da permeabilidade com o aumento das tensões efetivas é muito nítida. Porém, não é tão pronunciada quanto nos trabalhos mencionados, embora as faixas de tensão sejam similares. Isso sugere que o fluxo que se desenvolve no solo MgB-C não é tão dependente dos macroporos que existem na sua estrutura, ou então que as tensões confinantes efetivas utilizadas não são suficientes para destruí-los.

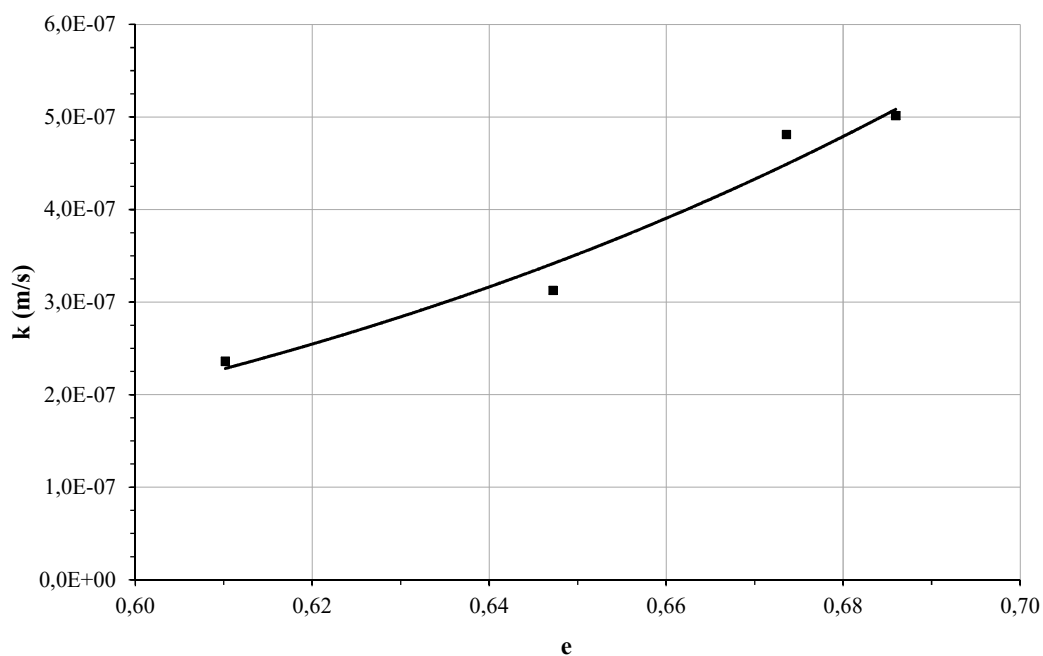
É possível ainda perceber que o k_{sat} do ensaio de 100 kPa apresenta pouca diferença em relação ao k_{sat} do ensaio de 50 kPa. Este comportamento pode ser influenciado pela estrutura do solo, tendo em vista que para este nível de tensão possivelmente o material ainda se encontra abaixo da sua tensão virtual de pré-adensamento e mantém seus macro-poros preservados.

Figura 91 – Curva do coeficiente de condutividade hidráulica saturado *versus* tensão confinante efetiva para o solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 92 – Curva do coeficiente de condutividade hidráulica saturado *versus* índice de vazios para o solo MgB-C



(fonte: elaborada pelo autor)

A tabela 14 apresenta as equações destas curvas, obtidas a partir de ajuste por uma equação de potência. Taylor (1948) apresenta uma correlação para solos argilosos com forma muito

semelhante a deste trabalho, tendo este autor percebido a relação inversamente proporcional existente entre o índice de vazios e a permeabilidade. Das (2012) compila uma série de equações obtidas por diversos outros autores.

Tabela 14 – Equações obtidas para o coeficiente de condutividade hidráulica saturado em função da tensão confinante efetiva e do índice de vazios para o solo MgB-C

Relação	Equação	R ²
k_{sat} versus σ'	$k_{sat} = 2 \times 10^{-6} (\sigma')^{-0,388}$	0,93
k_{sat} versus e	$k_{sat} = 7 \times 10^{-6} e^{6,8398}$	0,96

(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando-se os resultados dos ensaios não-saturados e do ensaio na condição saturada, nota-se que os valores de permeabilidade obtidos são de mesma magnitude (10^{-7} m/s). Este valor é usual para solos siltosos. A baixa condutividade hidráulica do solo MgB-C pode ser também explicada pela presença relevante de fração fina indicada pela sua curva granulométrica.

O valor de k_{n-sat} ($1,25 \times 10^{-7}$ m/s) obtido a partir do quarto ensaio, sob tensão confinante efetiva de 30 kPa, é cerca de quatro vezes menor que o k_{sat} obtido sob tensão efetiva de 50 kPa ($5,0 \times 10^{-7}$ m/s). Este valor é coerente, já que ambos os resultados são oriundos do mesmo corpo de prova. Além disso, reflete sua condição de não-saturação e de estar submetido a uma menor tensão efetiva. Ainda assim, os valores de k_{n-sat} e k_{sat} obtidos neste trabalho são muito próximos. Isso indica que para a saturação do solo MgB-C, valores de contra-pressão muito elevados não são requeridos, já que as bolhas de ar difusas em sua estrutura podem ser removidas facilmente.

7 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

São apresentadas neste capítulo as análises de estabilidade realizadas neste trabalho. Estas simulações, além de permitirem avaliar as condições de campo que levaram a encosta a sofrer instabilização, também propiciam uma aferição da validade dos parâmetros de resistência obtidos. Ainda assim, qualquer método sofisticado de análise jamais irá substituir a experiência e o “juízo de engenharia” (NASH, 1987).

Nestas análises, empregou-se o conceito de razão de poro-pressão (r_u). Segundo Lerouil (2001), as relações entre as poro-pressões e as tensões totais verticais atuantes é que vão comandar a estabilidade de uma encosta. O parâmetro r_u também é atrativo porque simplifica as análises de estabilidade, uma vez que não há necessidade da hipotetização de diferentes níveis d'água no maciço. A equação 7 exprime matematicamente a razão de poro-pressão:

$$r_u = \frac{u}{\gamma_t z} \quad (\text{equação 7})$$

Sendo:

r_u = razão de poro-pressão;

u = poro-pressão;

γ_t = peso específico natural do solo;

z = profundidade.

O *software* Slope/W (versão agosto/2015) foi empregado. Este programa incorpora conceitos de equilíbrio limite e pode fornecer fatores de segurança tanto em termos determinísticos como probabilísticos. Neste trabalho foram efetuadas análises de caráter determinístico, somente.

Quanto ao método de análise, optou-se pelo de Morgenstern-Price, que é considerado rigoroso. A dedução minuciosa e as suposições e premissas deste e outros métodos podem ser encontradas em Fredlund e Krahn (1977) e Nash (1987).

Em relação ao perfil geomecânico, utilizou-se como base o perfil geológico desenvolvido no capítulo 4. Na camada de solo residual maduro, foram imputados os parâmetros de resistência correspondentes ao solo MgB. Na camada de solo residual jovem, os parâmetros do solo MgB-C foram inseridos. Já a camada de solo saprolítico foi considerada simplificada como impenetrável.

A primeira análise consistiu em verificar qual a magnitude das poro-pressões geradas que levaram o talude à ruptura. Neste caso o fator de segurança é conhecido e igual a 1. Inicialmente foi realizada uma análise (figura 93) apenas com os parâmetros obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto, indicados na tabela 15. Tendo em vista que a camada de solo residual maduro possui 4 metros de espessura, utilizou-se a envoltória do tramo 1 para o solo MgB, com validade para tensões menores que 100 kPa. Para o solo MgB-C, utilizou-se a envoltória do tramo 2, com validade para tensões maiores que 100 kPa. Quanto ao peso específico dos materiais, utilizou-se o valor saturado, pois a encosta possivelmente rompeu nesta condição.

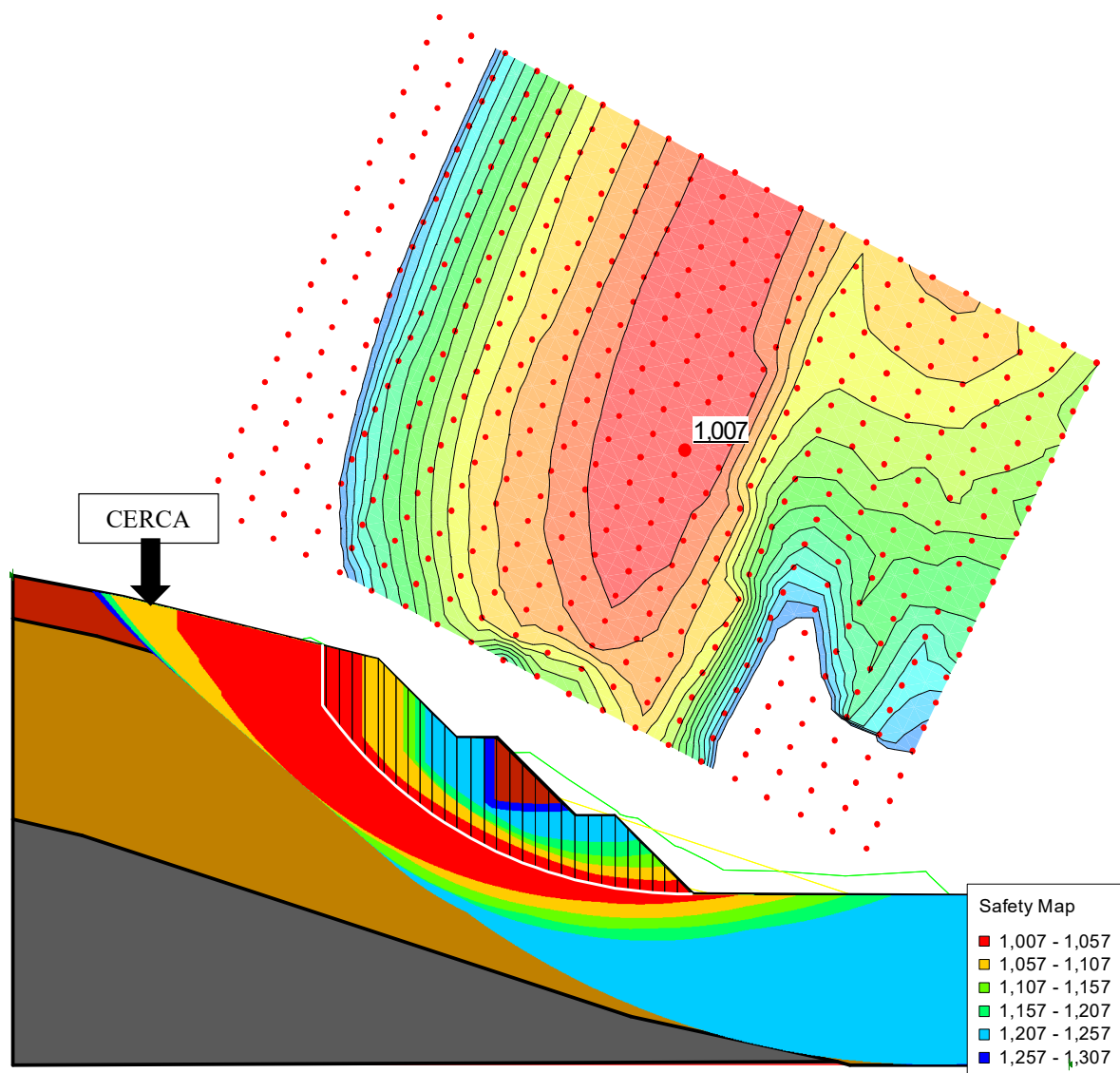
Para que se atingisse a ruptura, foi necessário impor um r_u igual a 0,4, valor bastante elevado. Além disso, foi definida uma trinca de tração na crista do talude, completamente preenchida por água. Nota-se que a zona crítica indicada pelo programa (em vermelho) encontra correspondência com a localização da superfície de ruptura visualizada em campo. Entretanto, a rigor, a superfície de menor fator de segurança encontra-se afastada da cerca. Desse fato podem ser levantadas três hipóteses: (i) o escorregamento se deu de maneira remontante, sendo a região próxima à cerca a última a ser afetada; (ii) a superfície de ruptura é, na verdade, complexa, podendo haver um plano preferencial de movimentação em decorrência de uma estrutura reliquiar; (iii) combinação das duas hipóteses anteriores.

Tabela 15 – Parâmetros de resistência derivados dos ensaios de cisalhamento direto, utilizados na análise da figura 93

Solo	Envoltória	Ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)
MgB	Tramo 1	CD	34,2	29,8
MgB-C	Tramo 2	CD	28,3	32,0

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 93 – Retroanálise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento direto, com $r_u = 0,40$



(fonte: elaborada pelo autor)

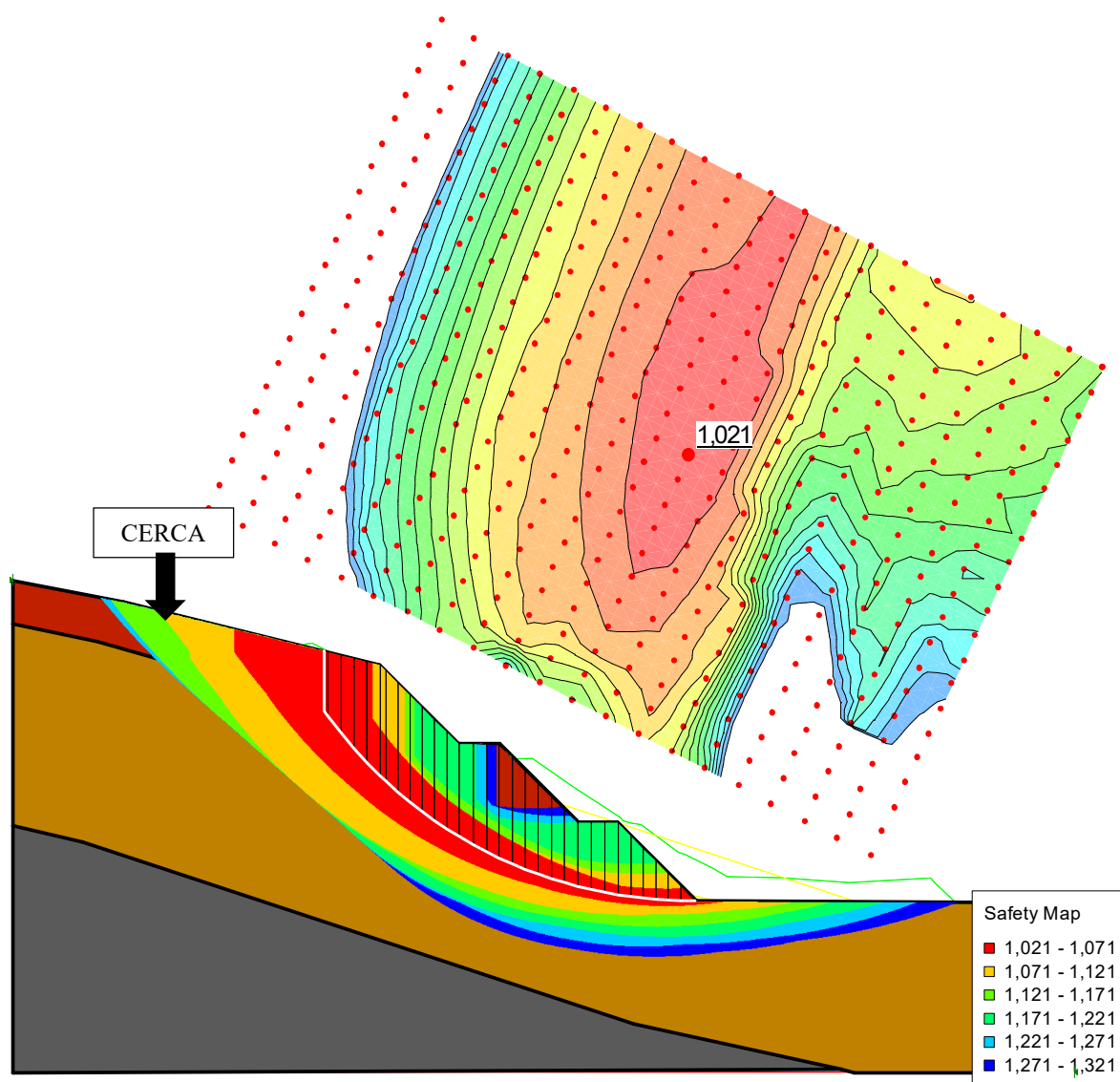
Para a segunda análise foram empregados os mesmos parâmetros para o solo MgB. No entanto, para o solo MgB-C, foi empregado o tramo 1 da envoltória de ruptura dos ensaios triaxiais. Embora, a rigor, essa equação não seja válida para um estado de tensões maior que 100 kPa, não existe nenhuma restrição em utilizá-la porque os parâmetros por ela fornecidos são muito próximos daqueles indicados pelo ensaio de cisalhamento direto nessa faixa de tensões. A tabela 16 indica estes parâmetros, e a figura 94 exhibe a análise.

Tabela 16 – Parâmetros de resistência derivados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, utilizados na análise da figura 94

Solo	Envoltória	Ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)
MgB	Tramo 1	CD	34,2	29,8
MgB-C	Tramo 1	CIU	32,6	25,5

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 94 – Retroanálise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, com $r_u = 0,39$

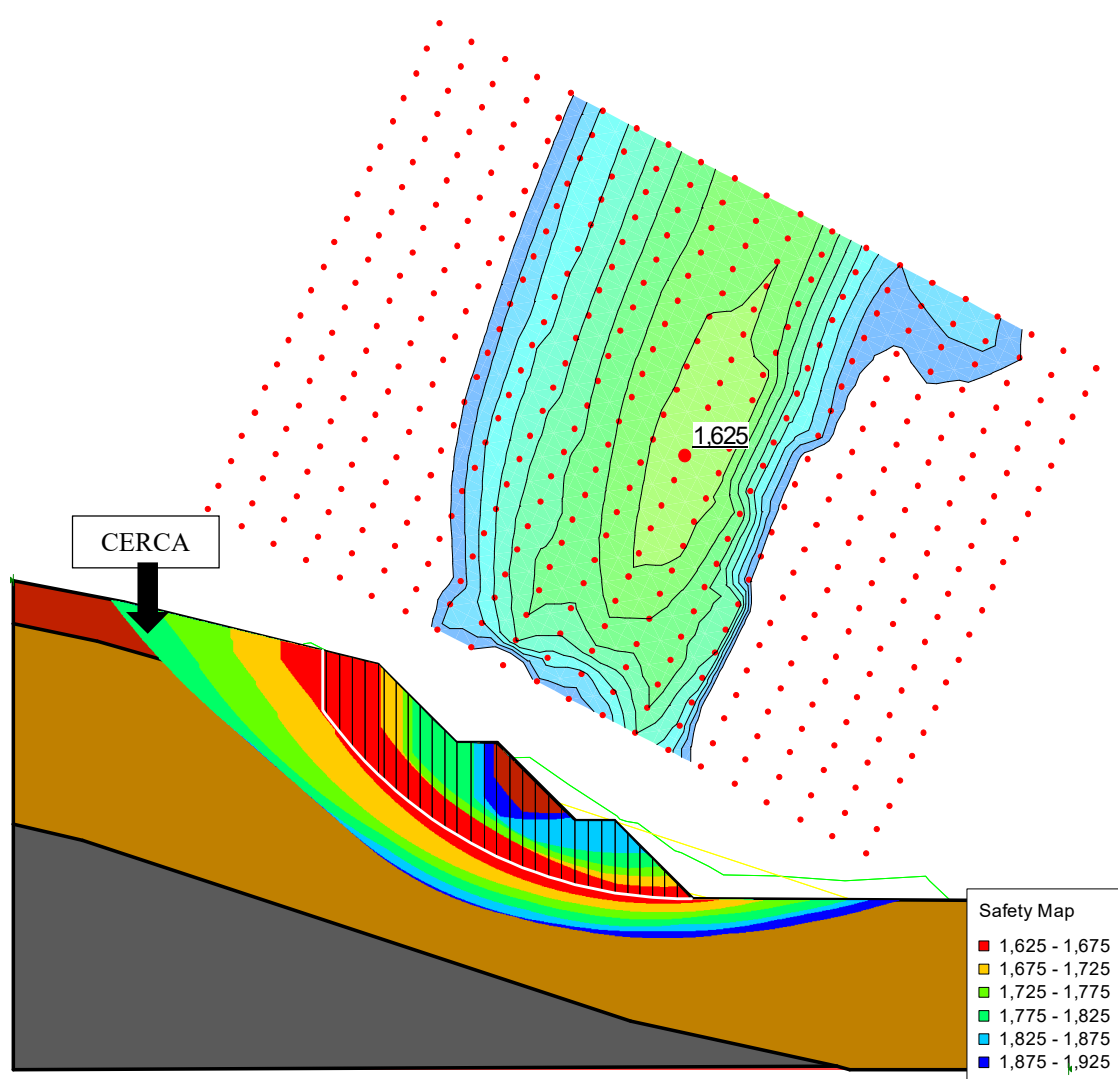


(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se que com parâmetros de resistência ligeiramente menores, a razão de poro-pressão acaba resultando em menor valor também (0,39), como já era esperado. Entretanto, essa diferença é irrisória. De qualquer modo, as duas retroanálises indicam que o talude rompeu com pressões neutras elevadas.

A terceira análise consistiu em avaliar qual o fator de segurança do talude em períodos secos. Considerou-se $r_u = 0$ e os pesos específicos dos materiais na condição natural. Foram utilizados os mesmos parâmetros de resistência da análise anterior. A figura 95 exibe a análise nestas condições.

Figura 95 – Análise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, com $r_u = 0$

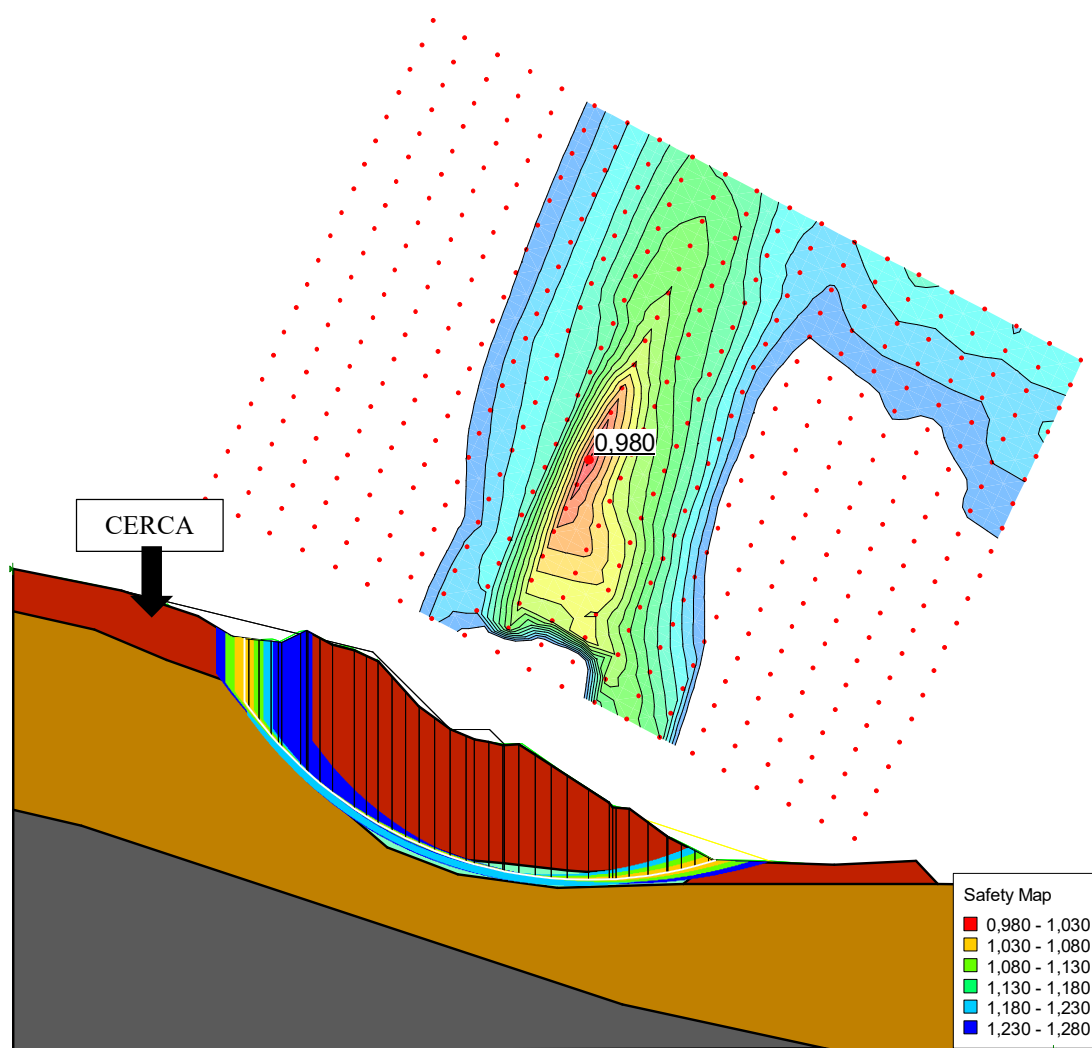


(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se que sem a ocorrência de poro-pressão, o talude trabalha com níveis de segurança adequados, destacando novamente o papel que as chuvas exercem sobre a sua estabilidade. Entretanto, deve-se notar que estas análises não consideram a existência de estruturas reliquiárias e descontinuidades, que podem afetar de forma marcante a estabilidade da encosta.

A análise exibida pela figura 96 foi realizada empregando os parâmetros de resistência ao cisalhamento residuais dos solos MgB e MgB-C em uma zona de plastificação inserida no maciço. Foi utilizado um valor de $r_u = 0,05$, simulando situações de precipitação pluviométrica intermitente, de baixa intensidade. Além disso, empregou-se o levantamento topográfico datado de julho, que indica o perfil do terreno em uma situação na qual a encosta já havia rompido.

Figura 96 – Análise com parâmetros de resistência oriundos dos ensaios de cisalhamento torcional, cisalhamento direto e triaxiais, com $r_u = 0,05$



(fonte: elaborada pelo autor)

Esta análise é muito coerente e bastante representativa da situação da encosta pós-ruptura. Nota-se que, de fato, após grandes deformações, a estabilidade do talude é sofrível. Mesmo na presença de chuvas de pequena magnitude, a encosta volta a movimentar-se. A mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento residuais explica por que, após a ruptura ocorrida em fevereiro, movimentações constantes ocorreram ao longo do ano de 2015, provavelmente intensificando-se nos meses de outubro e novembro, com magnitudes de precipitação pluviométrica muita elevadas.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 CONCLUSÕES

Este trabalho pautou-se na investigação das causas responsáveis pela ruptura de um talude de corte em um solo residual. O movimento de massa ocorrido em 19 de fevereiro de 2015 pode ser classificado como um escorregamento rotacional lento, movimentando cerca de 25.000 m³ de material. O solo envolvido na ruptura é residual de migmatito, sendo constituído predominantemente por siltes de baixa e alta plasticidade.

Três solos distintos foram identificados na encosta. O comportamento do solo SDE (Solo de Descontinuidade Estrutural) mostrou-se muito diverso do comportamento dos solos MgB (Solo Residual de Migmatito de Horizonte B) e MgB-C (Solo Residual de Migmatito de Horizonte B-C). Este último é predominante na encosta, abrangendo um manto de alteração com espessura da ordem de 20 m.

Diques de diabásio ocorrem em profusão na região, e as análises tanto de caracterização física, quanto de resistência ao cisalhamento dos materiais coletados, bem como as inspeções de campo, indicaram qualitativamente que o solo SDE é oriundo da intemperização deste tipo de estrutura. Os solos MgB e MgB-C, por sua vez, apresentam comportamento semelhante, tanto na condição de resistência residual, quanto na de pico. O solo MgB apresenta nível de alteração um pouco mais acentuado que o solo MgB-C.

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo MgB-C é da ordem de 10^{-7} m/s, valor típico de solos siltosos. Essa baixa permeabilidade possivelmente contribuiu para o retardo na ocorrência do movimento de massa em relação ao pico de chuvas.

A ruptura do talude foi controlada por diversos fatores. As chuvas que precipitaram sobre o leste catarinense em fevereiro de 2015, ultrapassando em quase 70% as suas médias históricas, especialmente a chuva torrencial do dia 14, foram as responsáveis pela deflagração do movimento gravitacional de massa profundo no talude, que se deu no dia 19 de fevereiro. Elas exerceram o papel de agente efetivo imediato.

Às discontinuidades estruturais que, supõe-se, tenham afetado o movimento, atribui-se o papel de agente predisponente. No momento em que as escavações atuaram, tomando para si o papel de agente efetivo preparatório, as estruturas reliquiárias também entraram em cena, faltando então apenas um estímulo externo que desencadeasse o processo, o que não tardou a ocorrer. Possivelmente o desconfinamento da massa de solo permitiu que as estruturas reliquiárias condicionassem a estabilidade do talude, o que não ocorreria na situação natural da encosta. Além disso, as intervenções antrópicas no talude deram espaço ao surgimento de trincas de tração, permitindo que as águas das chuvas se infiltrassem no maciço com maior eficiência.

As análises de estabilidade efetuadas com os parâmetros de resistência ao cisalhamento residuais obtidos através de ensaios *ring shear*, confirmam que após a ruptura o talude passou a mobilizar a sua resistência residual. As análises de estabilidade também indicam que a ruptura só é possível no talude quando da atuação de poro-pressões elevadas. Isso é condizente com o episódio de movimentação de massa de fevereiro, que se deu nestas condições.

Por outro lado, as análises também sugerem fortemente que estruturas reliquiárias tenham participado neste processo, uma vez que os valores de razão de poro-pressão obtidos, da ordem de 0,4, são excessivamente elevados. Contudo, quantificar a importância ou a parcela de contribuição destes elementos na geração do fenômeno é uma tarefa assaz complicada, pelo seu modo de ocorrência na natureza e também pelas limitações computacionais.

Em suma, o tema deste trabalho revela-se muito complexo. De qualquer sorte, visitas de campo, ensaios de laboratório e análises de estabilidade mostraram-se procedimentos de grande valia na busca de uma melhor compreensão dos fatores que governam a estabilidade da encosta.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dada a abrangência e complexidade do tema deste trabalho, muitas portas se abrem para estudos futuros no local. Neste sentido, apresentam-se a seguir algumas sugestões:

- a) realização de ensaios oedométricos com corpos de prova indeformados e remoldados no intuito de investigar a estruturação dos solos, de modo que estes ensaios também irão auxiliar na compreensão dos ensaios de resistência ao cisalhamento;
- b) execução de ensaios triaxiais não-drenados adicionais;

- c) execução de ensaios de resistência ao cisalhamento em corpos de prova remoldados, inclusive no solo SDE;
- d) execução de ensaios de condutividade hidráulica saturada em um número maior de corpos de prova;
- e) execução de ensaios de expansibilidade, os quais permitem avaliar o potencial dos solos quanto à expansão, especialmente do solo SDE;
- f) investigação da composição mineralógica destes solos, através de ensaios de difratometria de raios-x;
- g) descrição e análise de lâminas petrográficas obtidas a partir de amostras de rocha coletadas na encosta;
- h) execução de análises que levem em conta a deformabilidade dos materiais, através de *softwares* como o Plaxis e o Sigma, especialmente para avaliar os efeitos das escavações sobre o terreno.

REFERÊNCIAS

AHRENDT, A. **Movimentos de massa gravitacionais – proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão - SP.** 2005. 389 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

AHRENDT, A.; ZUQUETTE, L. V. Triggering factors of landslides in Campos do Jordão city, Brazil. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 62, n. 3, p. 231-244, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2487**: classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). USA, 2000.

_____. **D3080**: direct shear test of soils under consolidated drained conditions. USA, 1998.

_____. **D4767**: consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. USA, 1995.

_____. **D5084**: measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. USA, 1990.

_____. **D6467**: torsional ring shear test to determine drained residual shear strength of cohesive soils. USA, 2006.

ANAYI, J. T.; BOYCE, J. R.; ROGERS, C. D. F. Comparison of alternative methods of measuring the residual strength of a clay. **Transportation Research Record**, n. 1192, p. 16-26, 1988.

ANAYI, J. T.; BOYCE, J. R.; ROGERS, C. D. F. Modified Bromhead ring shear apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, v. 12, n. 2, p. 171-173, 1989.

ANDERSON, S. A.; SITAR, N. Analysis of rainfall-induced debris flows. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 121, n. 7, p. 544-552, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 6459**: solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7180**: solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 9604**: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 11682**: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

AU, S. W. C. The influence of joint-planes on the mass strength of Hong Kong saprolitic soils. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 29, n. 3, p. 199-204, 1996.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992, Rio de Janeiro. **Anais...** p. 721-733. v. II.

AYDIN, A. Stability of saprolitic slopes: nature and role of field scale heterogeneities. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 6, n. 1, p. 89-96, 2006.

BARNES, G. **Soil mechanics: principles and practice**. 2nd ed. Basingstoke, United Kingdom: Palgrave MacMillan, 2000.

BERNARDES, J. de A. **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss**. 2003. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BIANCHINI, M. R. **Estudo da instabilidade de um talude rodoviário em São Jerônimo/RS**. 2000. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

BISHOP, A.W.; GREEN, G. E.; GARGA, V. K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J. D. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. **Geotechnique**, v. 21, n. 4, p. 273-328, 1971.

BRABB, E. E. The world landslide problem. **Episodes**, v. 14, n. 1, p. 52-61, 1991.

BROMHEAD, E. N. A simple ring shear apparatus. **Ground Engineering**, v. 12, n. 5, p. 40-44, 1979.

BROMHEAD, E. N. **The stability of slopes**. London: Surrey University Press, New York: Chapman & Hall, 1986.

BROMHEAD, E. N. Landslide slip surfaces: their origins, behaviour and geometry. In: SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 9., 2004, Rio de Janeiro. **Proceedings...** p. 3-21. v. 1.

BUDETTA, P. Assesment of rockfall risk along roads. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 4, n. 1, p.71-81, 2004.

CHEN, H.; LEE, C. F.; LAW, K. T. Causative mechanisms of rainfall-induced fill slope failures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 6, p. 593-602, 2004.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos solos**. 7. ed. (reimpr.). Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. Landslides types and processes. In. TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (Ed.). **Landslides: investigation and mitigation**. Washington, D.C.: National Academy Press, 1996. p. 36-75. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DELLE ROSE, M.; INTERNÒ, G. Recognition of landslides and their influence on the human settlement at Montemesola, Southern Italy. In: SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 9., 2004, Rio de Janeiro. **Proceedings...** p. 221-227. v. 1.

DOLINAR, B.; SKRABL, S. Atterberg limits in relation to other properties of fine-grained soils. **Acta Geotechnica Slovenica**, v. 10, n. 2, 2013.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Manual for design & construction monitoring of soil nail walls**. In: BYRNE, R. J.; COTTON, D.; PORTERFIELD, J.; WOLSCHLAG, C.; UEHLACKER, G. (Ed.). Publication N. FHWA-AS-96-069R. Washington, D.C. 1996.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2. ed. rev. e ampl. (1. reimpr.). Curitiba: Ed. UFPR, 2009.

FLORES, J. A. A.; PELLERIN, J. R. G. M.; ÉGAS, H. M. Movimentos gravitacionais de massa no município de Gaspar, Vale do Itajaí, SC, na catástrofe de novembro de 2008. Caracterização dos processos por critérios geomorfológicos, geológicos e pedológicos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA FÍSICA APLICADA, 13., 2009, Viçosa. **Anais...** Viçosa: UFV, 2009.

FOSSEN, H. **Geologia estrutural**. (1. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2012 (reimpr. 2013).

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 14, n. 3, p. 429-439, 1977.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas**. Rio de Janeiro, 2014. v. I.

GARLAND, G. G.; OLIVIER, M. J. Predicting landslides from rainfall in a humid, sub-tropical region. **Geomorphology**, v. 8, n. 2, p. 165-173, 1993.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de taludes**. (1. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2012 (reimpr. 2013).

GLADE, T. Establishing the frequency and magnitude of landslide-triggering rainstorm events in New Zealand. **Environmental Geology**, v. 35, n. 2-3, p. 160-174, 1998.

GOBBI, F. S. **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaise da cidade de Porto Alegre**. 2005. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GOODMAN, R. E. **Introduction to rock mechanics**. 2nd ed. New York: John Wiley & Sons, 1989.

GROTZINGER, J.; JORDAN, T. **Para entender a Terra**. 6. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. rev. e ampl. (9. reimpr.). São Paulo: Blücher, 1983 (reimpr. 2014).

GULLÀ, G.; ANTRONICO, L.; IAQUINTA, P.; TERRANOVA, O. Susceptibility and triggering scenarios at a regional scale for shallow landslides. **Geomorphology**, v. 99, n. 1-4, p. 39-58, 2008.

HAWKE, R. M.; McCONCHIE, J. A. Variability of in situ moisture measurements and implications for modeling hillslope processes. **Environmental and Engineering Geoscience**, v. 9, n. 3, p. 213-223, 2003.

HAWKINS, A.B.; PRIVETT, K. D. Measurement and use of residual shear strength of cohesive soils. **Ground Engineering**, v. 18, n. 8, p. 22-29, 1985.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, 1982. 3 v.

HEIDEMANN, M. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar - SC**. 2011. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José: intemperismo e comportamento geotécnico**. 2015. 299 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

HEIDEMANN, M.; BRESSANI, L. A.; FLORES, J. A. A. Influência de descontinuidades geológicas na estabilidade de uma encosta em São José-SC. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 14., 2013, Rio de Janeiro. **Anais...** São Paulo: CBGE, 2013. 1 CD.

HEIDEMANN, M.; BRESSANI, L. A.; FLORES, J. A. A.; PORTO, M.; BARRA, B. S.; PÉREZ, Y. A. G. Caracterização geotécnica e mineralógica de uma argila formada sob atividade hidrotermal. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 15., 2015, Bento Gonçalves. **Anais...** São Paulo: CBGE, 2015. 1 CD.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **The landslide handbook: a guide to understanding landslides**. Reston, Virginia: US Geological Survey, 2008. 129 p. Circular 1325.

HOEK, E.; READ, J.; KARZULOVIC, A.; CHEN, Z. Y. Rock slopes in Civil and Mining engineering. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, 2000, Melbourne. **Proceedings...** p. 1-16.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Estimativa da população 2015. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2015/estimativa_tcu.shtm>. Acesso em: 23 jan. 2016.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual técnico de pedologia**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <<http://loja.ibge.gov.br/manual-tecnico-de-pedologia-e-o-guia-pratico-de-campo-pedologia.html>>. Acesso em: 10 mar. 2016.

IRFAN, T. Y. Structurally controlled landslides in saprolitic soils in Hong Kong. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 16, n. 3, p. 215-238, 1998.

JEMEC, M.; KOMAC, M. Rainfall patterns for shallow landsliding in perialpine Slovenia. **Natural Hazards**, v. 67, n. 3, 2013.

KIRKPATRICK, W. M.; KHAN, A. J.; MIRZA, A. A. The effects of stress relief on some overconsolidated clays. **Géotechnique**, v. 36, n. 4, p. 511-525, 1986.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. Movimentos de massa coluviais. In: MESA REDONDA SOBRE ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE ENCOSTAS, 1985, Rio de Janeiro. **Anais... ABMS**, v. 3, p. 1-19.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LARSEN, M. C.; SIMON, A. A rainfall intensity-duration threshold for landslides in a humid-tropical environment, Puerto Rico. **Geografiska Annaler, Series A**, v. 75 A, n 1-2, p. 13-23, 1993.

LEROUIL, S. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. **Géotechnique**, v. 51, n. 3, p. 197-243, 2001.

LI, C.; MA, T.; ZHU, X.; LI, W. The power-law relationship between landslide occurrence and rainfall level. **Geomorphology**, v. 130, n. 3-4, p. 221-229, 2011.

LI, Y. R.; WEN, B. P.; AYDIN, A.; JU, N. P. Ring shear tests on slip zone soils of three giant landslides in the Three Gorges Project area. **Engineering Geology**, v. 154, p. 106-115, 2013.

LUPINI, J.F.; SKINNER, A. E.; VAUGHAN, P. R. The drained residual strength of cohesive soils. **Géotechnique**, v. 31, n. 2, p.181-213, 1981.

MANDAL, S.; MAITI, R. Assessing the triggering rainfall-induced landslip events in the Shivkhola watershed of Darjiling Himalaya, West Bengal. **European Journal of Geography Volume**, v. 4, n. 3, p.21-37, 2013.

MASSAD, F. **Escavações a céu aberto em solos tropicais: região Centro-Sul do Brasil**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MEEHAN, C. L.; BRANDON, T. L.; DUNCAN, J. M. Measuring drained residual strengths in the Bromhead ring shear. **Geotechnical Testing Journal**, v. 30, n. 6, 2007.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3rd ed. New Jersey, USA: John Wiley & Sons, 2005.

NASH, D. A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis. In: ANDERSON, M. G.; RICHARDS, K. S. (Ed.). **Slope stability: geotechnical engineering and geomorphology**. New York: John Wiley & Sons, 1987. p. 11-73.

NICHEL, A. **Diagnóstico, monitoramento e concepção de medidas de estabilização do colúvio do km 23+400 da rodovia RS/115**. 2011. 136 f. Dissertação (Mestrado em

Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

NUNES, A. L. L. S. Convivência com rupturas – barreiras contra queda de blocos. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 6., 2013, Angra dos Reis. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2013. p. 83-123.

NUNES, A. L. L. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Debris flows e técnicas de mitigação e convivência. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 14., 2014, Covilhã, Portugal. **Anais...** Covilhã: Universidade da Beira Interior, 2014. p. 41-74.

OCAKOGLU, F.; GOKCEOGLU, C.; ERCANOGLU, M. Dynamics of a complex mass movement triggered by heavy rainfall: a case study from NW Turkey. **Geomorphology**, v. 42, n. 3-4, p. 329-341, 2002.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. S. F. J. (Ed.) **Handbook of slope stabilization**. Berlin: Springer-Verlag, 2004.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1995.

PERROTTA, M. M.; SALVADOR, E. D.; LOPES, R. C.; DAGOSTINO, L. Z.; WILDNER, W.; RAMGRAB, G. E.; PERUFFO, N.; FREITAS, M. A.; GOMES, S. D.; CHIEREGATI, L. A.; SILVA, L. C.; SACHS, L. L. B.; SIVA, V. A.; BATISTA, I. H.; MARCONDES, P. E. P. Folha Curitiba SG-22. In: SCHOBENHAUS, C.; GONÇALVES, J. H.; SANTOS, J. O. S.; ABRAM, M. B.; LEÃO NETO, R.; MATOS, G. M. M.; VIDOTTI, R. M.; RAMOS, M. A. B.; JESUS, J. D. A. de (Ed.) **Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo**. Brasília: CPRM, 2004. Sistema de Informações Geográficas. Programa Geologia do Brasil.

PERUCCACCI, S.; BRUNETTI, M. T.; LUCIANI, S.; VENNARI, C.; GUZZETTI, F. Lithological and seasonal control on rainfall thresholds for the possible initiation of landslides in central Italy. **Geomorphology**, v. 139, p. 79-90, 2012.

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, 2., 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: ABMS, 1997, p. 443-452. v. 1.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. (2. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2006 (reimpr. 2011).

POLIDORI, E. Relationship between the Atterberg limits and clay content. **Soils and Foundations**, v. 47, n. 5, p. 887-896, 2007.

RAHARDJO, H.; ONG, T. H.; REZAUR, R. B.; LEONG, E. C. Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 12, p. 1532-1543, 2007.

RAHARDJO, H.; LI, X. W.; TOLL, D. G.; LEONG, E. C. The effect of antecedent rainfall on slope stability. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 19, n. 3, p. 371-399, 2001.

RAIMUNDO, H. A. **Aspectos geotécnicos e pluviométricos associados a instabilidade de encostas em Florianópolis-SC**. 1998. 343 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

RIGO, M. L. **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**. 2000. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

RIGO, M. L. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. 2005. 351 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

RIGO, M. L.; PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A.V. D.; SILVEIRA, R. M. The residual shear strength of tropical soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 43, n. 4, p. 431-447, 2006.

SANTA CATARINA. Gabinete de Planejamento e Coordenação. **Atlas de Santa Catarina**. Rio de Janeiro: Aerofoto Cruzeiro, 1986.

SAWYER, E. W. **Atlas of migmatites**. 2nd ed. Ottawa: NRC Research Press, 1996. Special publication, v. 9., Canadian Mineralogist.

SCHEIBE, L. F. A geologia de Santa Catarina – sinopse provisória. **Geosul**, v. 1, n. 1, p. 7-38, 1986.

SCHUSTER, R. L. Socioeconomic significance of landslides. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (Ed.). **Landslides: investigation and mitigation**. Washington, D.C.: National Academy Press, 1996. p. 12-35. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council.

SKEMPTON, A. W. Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. **Géotechnique**, v. 35, n. 1, p. 3-18, 1985.

SKEMPTON, A. W. Long-term stability of clay slopes. **Géotechnique**, v. 14, n. 2, p. 77-102, 1985.

SKEMPTON, A. W. The colloidal activity of clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS, 3., 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich. p. 57-61.

SILVANO, A. P. Rainfall as a trigger of shallow mass movements. A case study in the Dolomites, Italy. **Environmental Geology**, v. 35, n. 2, p. 184-189, 1998.

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

SILVEIRA, R. M. **Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS)**. 2008. 301 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

STARK, T. D.; HUSSAIN, M. Drained residual strength for landslides, 2010, Florida. In: GEOFLORIDA 2010: advances in analysis, modeling and design. **Proceedings...** Florida, 2010. p. 3217-3226.

STARK, T. D.; EID, H. T. Modified Bromhead ring shear apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, v.16, n. 1, p. 100-107. 1993.

STARK, T. D.; VETTEL, J. J. Bromhead ring shear test procedure. **Geotechnical Testing Journal**, v.15, n. 1, p. 24-32. 1992.

STEVENSON, P. C. Grasping the nettle – the Tasmanian geological survey's work on landslides, 1971-1988. **Papers and proceedings of the Royal Society of Tasmania**, v.145, p. 39-50, 2011.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. (16 reimpr.). New York: John Wiley & Sons, 1948 (reimpr. 1967).

TERZAGHI, K. Mechanism of landslides. In. PAIGE, S. (Ed.). **Application of geology to engineering practice**: Berkeley volume. New York: Geological Society of America, 1950. p. 83-123.

TIKA, T. E.; HUTCHINSON, J. N. Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface. **Géotechnique**, v. 49, n. 1, p. 59-74, 1999.

TIWARI, B.; MARUI, H. Objective oriented multistage ring shear test for shear strength of landslide soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 2, p.

TOMAZZOLI, E. R.; FLORES, J. A. A.; BAUZYS, F. Movimentos de massa ocorridos no evento do Morro do Baú, vale do Itajaí (SC): caracterização geológico-geomorfológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 5., 2009, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2009.

TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. do (Org.). **Desastres naturais: conhecer para prevenir**. 3. ed. São Paulo: Instituto Geológico, 2015.

TURNER, A. K.; JAYAPRAKASH, G. P. Introduction. In. TURNER, A. K.; SCHUSTER, R. L. (Ed.). **Landslides: investigation and mitigation**. Washington, D.C.: National Academy Press, 1996. p. 3-11. Special Report 247, Transportation Research Board, National Research Council.

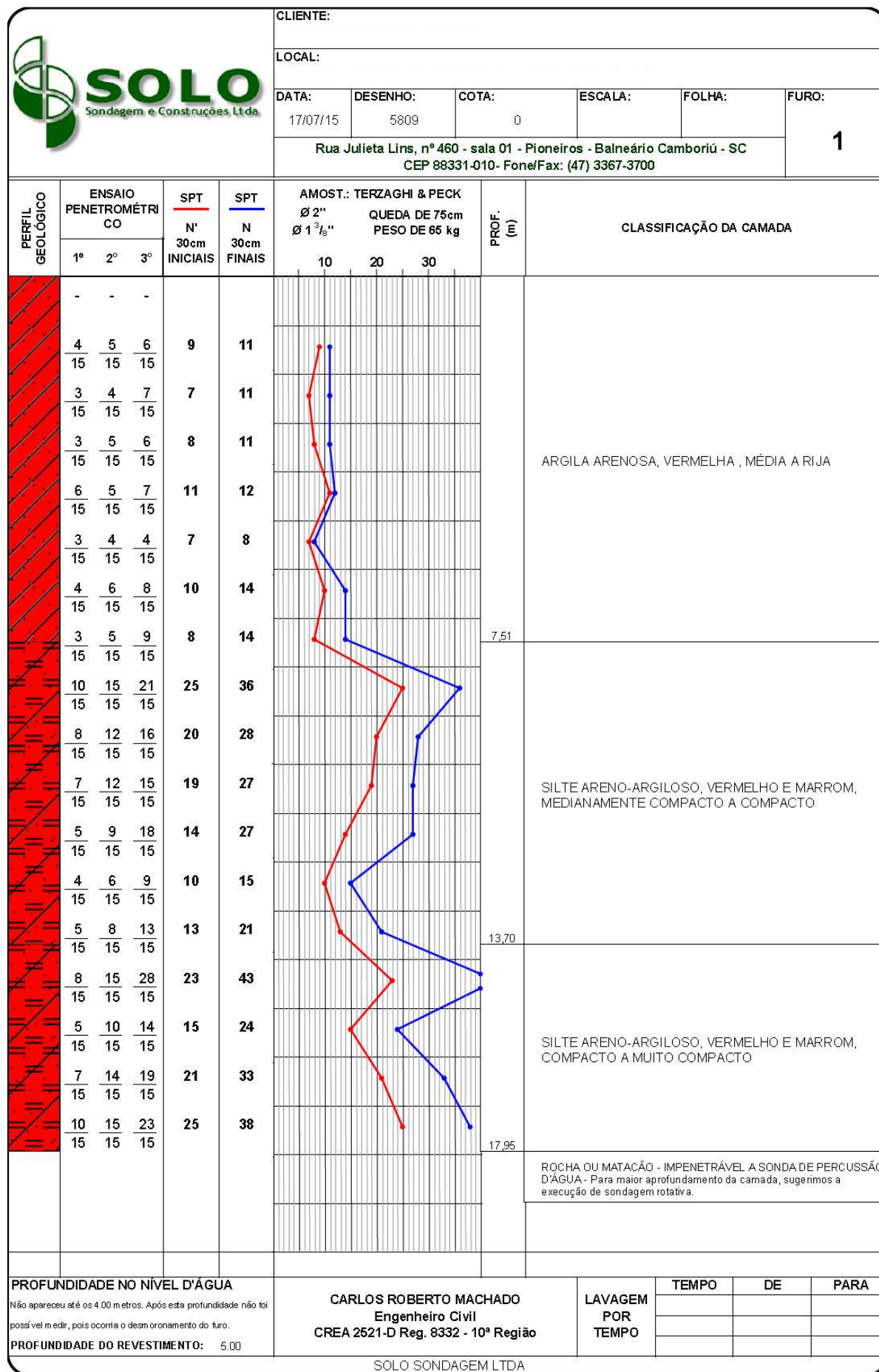
VAN ASCH, Th. W. J.; BUMA, J.; VAN BEEK, L. P. H. A view on some hydrological triggering systems in landslides. **Geomorphology**, v. 30, n. 1-2, p. 25-32, 1999.



VARGAS, M. **A história da matematização da natureza**. 1. ed. São Paulo: ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental; ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

- VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.
- VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Ed.). **Landslides: analysis and control**. Washington, D.C.: National Academy of Sciences, 1978. p. 11-33. Special Report 176, Transportation Research Board, Commission on Sociotechnical Systems, National Research Council.
- VOIGHT, B. Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils. **Géotechnique**, v. 23, n. 4, p. 600-601, 1973.
- WHITE, W. A. Atterberg plastic limits of clay minerals. **American Mineralogist**, v. 34, n. 7-8, 1949.
- WILDNER, W.; CAMOZZATO, E.; TONIOLO, J. A.; IGLESIAS, C. M. F.; LAUX, J. H. **Mapa geológico do Estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2014. Programa Geologia do Brasil. Suprograma de Cartografia Geológica Regional.
- WOLLE, C. M. **Análise dos escorregamentos translacionais numa região da Serra do Mar no contexto de uma classificação de mecanismos de instabilização**. 1988. 406 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.
- WOLLE, C. M.; CARVALHO, P. A. S. Ruptura de um talude rodoviário condicionada por estruturas reliquiares e sua estabilização. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 5., 1987, São Paulo. **Anais...** São Paulo: CBGE, 1987. p. 135-151. v. 2.
- WYLLIE, D. C.; MAH, C. W. **Rock slope engineering: civil and mining**. 4th ed. New York: Spon Press, 2004.


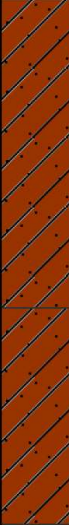
**ANEXO A – Planta Baixa de Localização das Sondagens
e da Seção Transversal Utilizada no Perfil Geomecânico**



ANEXO B – Boletins de Sondagens SPT



		CLIENTE:																					
		LOCAL:																					
		DATA:	DESENHO:	COTA:	ESCALA:	FOLHA:	FURO:																
		06/07/15	5809	0			Rua Julieta Lins, nº 460 - sala 01 - Pioneiros - Balneário Camboriú - SC CEP 88331-010- Fone/Fax: (47) 3367-3700				2												
PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA													
	1º	2º	3º	Nº 30cm INICIAIS	Nº 30cm FINAIS	Ø 2" / Ø 1 3/8"	QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg																
						10	20	30															
	-	-	-																				
	3/15	5/15	5/15	8	10																		
	3/15	4/15	7/15	7	11					ARGILA SILTOSA, MARROM, MÉDIA A RIJA													
	4/15	5/15	7/15	9	12																		
	3/15	4/15	8/15	7	12				4.61														
	3/15	5/15	6/15	8	11					ARGILA SILTOSA, MARROM E CINZA, RIJA													
	4/15	5/15	7/15	9	12				6.56														
	4/15	6/15	10/15	10	16																		
	4/15	5/15	10/15	9	15					SILTE ARGILO-ARENOSO, MARROM, RIJO A DURO													
	5/15	8/15	15/15	13	23																		
	5/15	7/15	14/15	12	21																		
	6/15	8/15	13/15	14	21				11.48														
	3/15	9/15	17/15	12	26																		
	4/15	10/15	16/15	14	26																		
	9/15	13/15	19/15	22	32																		
11/15	15/15	25/15	26	40					SILTE ARGILO-ARENOSO, MARROM CLARO, DURO														
10/15	11/15	10/15	21	21																			
12/15	13/15	14/15	25	27																			
8/15	10/15	13/15	18	23																			
5/15	9/15	15/15	14	24				19.85															
ROCHA OU MATAÇÃO - IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA. - Para maior aprofundamento da camada, sugerimos a execução de sondagem rotativa.																							
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA Não apareceu até os 4.00 metros. Após esta profundidade não foi possível medir, pois ocorria o desmoronamento do furo. PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 5.00				CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região				LAVAGEM POR TEMPO		<table border="1"> <thead> <tr> <th>TEMPO</th> <th>DE</th> <th>PARA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		TEMPO	DE	PARA									
TEMPO	DE	PARA																					
SOLO SONDAAGEM LTDA																							

PERFIL GEOLOGICO		ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (M)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA				
		1º	2º	3º	Nº 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS	Ø 2" Ø 1 3/8"	QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg							
							10	20	30						
		-	-	-											
		2	4	4	6	8									
		15	15	15											
		3	4	4	7	8									
		15	15	15											
		2	4	5	6	9					3.81				
		15	15	15											
		3	4	5	7	9									
		15	15	15											
		3	5	7	8	12									
		15	15	15											
		4	4	6	8	10									
		15	15	15											
		3	5	8	8	13					8.51				
		15	15	15											
4	7	9	11	16											
15	15	15													
3	5	8	8	13											
15	15	15													
3	7	11	10	18											
15	15	15													
4	6	9	10	15											
15	15	15													
4	6	10	10	16											
15	15	15													
3	5	10	8	15											
15	15	15													
4	6	12	10	18											
15	15	15													
5	8	13	13	21											
15	15	15													
4	7	16	11	23											
15	15	15													
5	8	13	13	21											
15	15	15													
6	10	18	16	28											
15	15	15													
7	13	15	20	28											
15	15	15							20.00						
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA Não apareceu até os 4.00 metros. Após esta profundidade não foi possível medir, pois ocorria o desmoronamento do furo.					PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 6.00					CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região		LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
SOLO SONDAGEM LTDA															

		CLIENTE:										
		LOCAL:										
		DATA:	DESENHO:	COTA:	ESCALA:	FOLHA:	FURO:					
		13/07/15	5809	0				4 Rua Julieta Lins, nº 460 - sala 01 - Pioneiros - Balneário Camboriú - SC CEP 88331-010 - Fone/Fax: (47) 3367-3700				
PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT N° 30cm INICIAIS	SPT N 30cm FINAIS	AMOST.: TERZAGHI & PECK						PROF. (m)
	1°	2°	3°			Ø 2"	QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg					
						Ø 1 3/8"	10	20	30			
	-	-	-	6	9					4.68	ARGILA POUCO ARENOSA, MARROM, MÉDIA A RIJA	
	2/15	4/15	5/15	7	9						7.97	ARGILA POUCO ARENOSA, MARROM, RIJA A DURA
	3/15	4/15	5/15	8	11							ROCHA OU MATAÇÃO - IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA - Para maior aprofundamento da camada, sugerimos a execução de sondagem rotativa.
	3/15	5/15	6/15	12	17							
	5/15	7/15	10/15	13	21							
	5/15	8/15	13/15	10	15							
	4/15	6/15	9/15	12	17							
5/15	7/15	10/15										
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA Não apareceu até esta profundidade.		CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região				LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA			
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 5,00												
SOLO SONDAEM LTDA												

				CLIENTE:																		
				LOCAL:																		
				DATA: 14/07/15	DESENHO: 5809	COTA: 0	ESCALA:	FOLHA:	FURO: 4 A													
Rua Julieta Lins, nº 460 - sala 01 - Pioneiros - Balneário Camboriú - SC CEP 88331-010 - Fone/Fax: (47) 3367-3700																						
PERFIL GEOLÓGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA												
	1º	2º	3º	Nº 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS	Ø 2" / Ø 1 3/8"	QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg															
	3	5	7	8	12					ARGILA POUCA ARENOSA, MARROM, MÉDIA A RIJA												
	15	15	15																			
	4	5	8	9	13																	
	5	8	10	13	18					22.70	ARGILA SILTOSA, MARROM ESCURO, RIJA A DURA											
	15	15	15																			
4	8	12	12	20																		
3	5	9	8	14																		
15	15	15																				
4	5	8	9	13						25.48	ROCHA OU MATAÇÃO - IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA - Para maior aprofundamento da camada, sugerimos a execução de sondagem rotativa.											
15	15	15																				
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA Não apareceu até os 4.00 metros. Após esta profundidade não foi possível medir, pois ocorria o desmoronamento do furo.				CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região			LAVAGEM POR TEMPO		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th>TEMPO</th> <th>DE</th> <th>PARA</th> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>		TEMPO	DE	PARA									
TEMPO	DE	PARA																				
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 5.00				SOLO SONDAEM LTDA																		

SOLO - Sondagem e Construções Ltda

Rua 501 nº 110 - Fone (47) 367-3700
 CEP 88330-000 - Balneário Camboriú - Santa Catarina
 Ensaio SPT - Standard Penetration Test

Cliente.....
 Local..... Cidade.....
 Nº da sondagem..... nº do furo S.P.T. 04A

Data do Início 14.10.15 Hora do Início 10.30 HRS
 Data do Término 16.10.15 Hora do Término 16.00 HRS

TC	Trado Cavaderia
TE	Trado Espiral
LV	Lavagem
SP	Sondagem Percussão

Revestimento: 5mts

Nível d'água

Cota de Nível

Hora	Data	Profundidade
10.40	14.10.15	COTA 3MTS NA DAF A REÇEU
N.A Final		



Lavação	
Tempo	profund.



Metro	Golpes	Golpes	Golpes	Material	Amostra nº	Avanço
1mt	2	3	5	areia média e fina arenosa	1º	
2mt	3	4	6	" "	2º	
3mt	3	4	7	" "	3º	
4mt	4	6	9	" "	4º	
5mt	3	5	6	" "	5º	
6mt	4	6	8	" "	6º	
7mt	3	4	6	" "	7º	
8mt	4	6	8	" "	8º	
9mt	5	6	8	" "	9º	
10mt	5	7	10	" "	10º	
11mt	6	7	11	" "	11º	
12mt	4	6	9	" "	12º	
13mt	4	5	7	" "	13º	
14mt	4	5	6	" "	14º	
15mt	3	6	7	" "	15º	
16mt	4	5	6	" "	16º	
17mt	5	7	10	" "	17º	
18mt	3	4	6	" "	18º	
19mt	3	3	5	" "	19º	
20mt	3	5	7	" "	20º	
21mt	4	5	8	" "	21º	
22mt	5	8	10	" "	22º	
23mt	4	8	10	areia média e fina arenosa	23º	
24mt	3	5	9	" "	24º	
25mt	4	5	8	" "	25º	
25'47				form. areia média e fina arenosa		
25'48				form. areia		

fim S.P.T. 04A

OBS: Os procedimentos da sondagem foram executados de acordo com a Norma Brasileira. (NBR 8464)

Nome - Sondador..... Ass.Sondador..... Engenheiro Responsável.....

		CLIENTE:															
		LOCAL:															
		DATA:	DESENHO:	COTA:	ESCALA:	FOLHA:	FURO:	4 B									
27/07/15						5809						0					
PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA							
	1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS	Ø 2"	QUEDA DE 75cm	Ø 1 3/8"			PESO DE 65 kg						
						10	20	30									
	-	-	-	7	10					ARGILA ARENOSA, MARROM, MÉDIA A RIJA							
	3	4	6	7	10												
	15	15	15	7	12												
	3	4	8	7	12												
	15	15	15	5	9												
	2	3	6	9	12												
15	15	15	7	10													
4	5	7	8	13													
15	15	15	12	18													
4	8	10															
15	15	15															
									7.61	ROCHA OU MATAÇÃO - IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA - Para maior aprofundamento da camada, sugerimos a execução de sondagem rotativa.							
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA Não apareceu até esta profundidade.					CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região					LAVAGEM POR TEMPO		TEMPO	DE	PARA			
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 5.00																	
SOLO SONDAEM LTDA																	

			CLIENTE:								
			LOCAL:								
			DATA: 28/07/15	DESENHO: 5809	COTA: 0	ESCALA:	FOLHA:	FURO: 4 D			
Rua Julieta Lins, nº 460 - sala 01 - Pioneiros - Balneário Camboriú - SC CEP 88331-010 - Fone/Fax: (47) 3367-3700											
PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	AMOST.: TERZAGHI & PECK			PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	
	1º	2º	3º	Nº 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS	Ø 2" Ø 1 3/8"	QUEDA DE 75cm PESO DE 65 kg	10			20
	-	-	-	5	8						ARGILA ARENOSA, MARROM, MÉDIA A RIJA
	2/15	3/15	5/15	6	9						
	2/15	4/15	5/15	7	10						
	3/15	4/15	6/15	9	12						
	4/15	5/15	7/15	10	13						
	4/15	6/15	7/15						5,56		ROCHA OU MATAÇÃO - IMPENETRÁVEL A SONDA DE PERCUSSÃO D'ÁGUA - Para maior aprofundamento da camada, sugerimos a execução de sondagem rotativa.
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA Não apareceu até esta profundidade.						CARLOS ROBERTO MACHADO Engenheiro Civil CREA 2521-D Reg. 8332 - 10ª Região			LAVAGEM POR TEMPO		TEMPO DE PARA
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 4,00											
SOLO SONDAEM LTDA											

