Aliane Silva de Castro

VARIAÇÃO DE RIGIDEZ NORMAL NO CONTATO ROCHA E SOLO EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

Dissertação de Mestrado (Geologia)

UFRJ
Rio de Janeiro
2016

UFRJ

Aliane Silva de Castro

VARIAÇÃO DE RIGIDEZ NORMAL NO CONTATO ROCHA E SOLO EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Geologia, Instituto de Geociências, da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, como requisito necessário à obtenção do grau de Mestre em Ciências (Geologia).

Área de concentração:

Geologia de Engenharia e Ambiental

Orientador(es):

Emílio Velloso Barroso
Eurípedes do Amaral Vargas Jr

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Aliane Silva de Castro

Variação de Rigidez Normal no Contato Rocha e Solo em Função do Grau de Saturação. /Aliane Silva de Castro - Rio de Janeiro: UFRJ / IGeo, 2016.

131f.

Dissertação (Mestrado em Geologia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências, Programa de Pós-graduação em Geologia, 2016.

Orientador(es): Emílio Velloso Barroso, Eurípedes do Amaral Vargas Jr.

1. Geologia. 2. Geologia de Engenharia – Dissertação de Mestrado. I. Emílio Velloso Barroso, Eurípedes do Amaral Vargas Jr. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências, Programa de Pós-graduação em Geologia. III. Variação de Rigidez Normal no Contato Rocha e Solo em Função do Grau de Saturação.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Aliane Silva de Castro

VARIAÇÃO DE RIGIDEZ NORMAL NO CONTATO ROCHA E SOLO EM FUNÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-graduação em Geologia, Instituto de Geociências, da Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, como requisito necessário à obtenção do grau de Mestre em Ciências (Geologia).

Área de concentração:

Geologia de Engenharia e ambiental

Orientador(es):

Emílio Velloso Barroso
Eurípedes do Amaral Vargas Jr

Aprovada em: 29/06/2016

Presidente: Andrea Ferreira Borges, UFRJ

Willy Alvarenga Lacerda, COPPE/UFRJ

Armando Prestes Menezes Filho, UERJ

Rio de Janeiro
Junho de 2016

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter colocado durante toda essa trajetória pessoas maravilhosas no meu caminho, por ter me dado força nos momentos difíceis e por ter tornado possível todas as grandes realizações na minha vida.

A minha família – minha mãe Maria do Rosário, meu pai Waldir e minha irmã Ana Paula –, por serem os meus maiores incentivadores e por não me permitirem desistir frente as grandes dificuldades; pela paciência e compreensão nos momentos difíceis e pelo amor incondicional.

Aos amigos que o mestrado me deu: Glauco, Rodrigo, Suellen Bezerra, Camila Nascimento, Daniel, Danielle, Ingrid Lima, Thais Brenda, José Luna e em especial Camila Faria, Mónica Filipa, Suelen Vogel, Marcio Leão e Thais Galvão pela amizade, momentos de descontração, companheirismo e apoio na realização desse trabalho, por terem entrado na minha vida e por a terem tornado melhor.

Aos meus amigos/irmãos Gabriel “Amarelo” Medeiros e Fernanda Setta, pela amizade e companheirismo desde 2005.

As “ogras” do meu coração, Tatiana Regis, Sara Maia e Julia Oliveira que, mesmo distantes, se fazem presentes em todos os momentos.

A Silvana, Vicenzo, Eloa e Nathan, por terem sido minha família no Rio.

Aos amigos Hugo Machado, pela ajuda e paciência no ensino da utilização do AutoCad, e Monique Machado, pela amizade e ombro amigo nos momentos mais difíceis.

Ao professor Ricardo Marroquim e doutorando Daniel Pinto Coutinho, do Laboratório de Computação Gráfica – LCG da Universidade Federal do Rio de Janeiro, por terem cedido a scanner, acompanhado todo o processo do experimento pacientemente e pela ajuda na obtenção das malhas.

Ao Manfredo Egger Latini, da empresa Egger do Brasil, pela confecção das esferas de rocha.

Ao pessoal do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente – LGMA da PUC-RJ, em especial, o Eng. Edson Silva e Amauri pela realização dos ensaios triaxiais.

Ao Francisco Henriques, pela paciência e boa vontade mostrada em todo o processo de realização do ensaio de compressão simples da rocha no CENPES.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

A professora Helena Polivanov, pela ajuda na retirada dos blocos indeformados de solo.

Aos professores Emílio Velloso e Eurípedes Vargas pela orientação e por todo o apoio proporcionado para a realização dessa pesquisa.

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de Mestrado e ao Programa de Pós-graduação em Geologia da UFRJ pela disponibilização de recursos do PROAP.

A todos, meu muito obrigada!!

Rio de Janeiro
Junho de 2016

...Não, não creio em mim.
Em todos os manicômios há doidos malucos com tantas certezas!
Eu, que não tenho nenhuma certeza, sou mais certo ou menos certo?...

...O mundo é para quem nasce para o conquistar
E não para quem sonha que pode conquistá-lo, ainda que tenha razão.

(Álvaro de Campos, heterônimo de Fernando Pessoa. Poema: Tabacaria.)

Rio de Janeiro
Junho de 2016

RESUMO

CASTRO, Aliane Silva de**. Variação de Rigidez Normal no Contato Rocha e Solo em Função do Grau de Saturação** Rio de Janeiro, 2016, 131f. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Programa de Pós-graduação em Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

Desastres naturais são fenômenos cada vez mais comuns e cada vez mais vêm atingindo áreas ou regiões habitadas pelo homem. Dos diversos processos causadores de desastres naturais, os movimentos de massa, mais especificamente do tipo queda de blocos, vêm sendo cada vez mais estudados. Diferentes fatores podem ocasionar a movimentação dos blocos na encosta, cujo alcance e trajetória são de difícil previsão, visto que o seu comportamento é regido pela geometria, pelas interações mecânicas dos blocos com os materiais geológicos na superfície e pela topografia da encosta. Nos estudos das componentes envolvidas no processo de queda de blocos, as propriedades geomecânicas do solo, como a rigidez, podem ser negligenciadas. A fim de suprir essa lacuna, no presente trabalho estudou-se o comportamento da rigidez normal nos contato entre rocha e solo, simulando o choque que ocorre no movimento de queda de blocos, e como a umidade pode vir a influenciar no comportamento dessa rigidez. Para isso foi desenvolvido um experimento de choque para obtenção de dados que estão intrinsecamente relacionados à rigidez normal. Foi realizada também a caracterização mineralógica e geomecânica da rocha e do solo utilizados no experimento, para a determinação de parâmetros a serem usados nos cálculos da rigidez. Foram calculadas a rigidez normal, tangencial e a razão de rigidez, em diferentes umidades, nos contatos onde ocorreram os impactos. Os resultados obtidos mostraram que há uma faixa de umidade no solo que com o aumento da umidade há um aumento da rigidez normal e tangencial no solo. Este tipo de comportamento ocorreu em umidades muito baixas, na faixa de 12% a 15%. Após este intervalo de umidades, verificou-se progressiva redução da rigidez normal no contato solo rocha em função do aumento da umidade do solo. A razão entre as rigidezes normal e tangencial está em torno de 0,90, valor aceitável, uma vez que se encontra próximo aos valores encontrados na escassa literatura que há sobre o assunto.

Palavras-chave: Queda de Blocos; Rigidez nos Contatos; Rigidez Normal; Rigidez Tangencial; Razão de Rigidez

Rio de Janeiro
Junho de 2016

ABSTRACT

CASTRO, Aliane Silva de. **Variation of Normal Stiffness in Contact Rock and Soil in Function of Degree of Saturation**. Rio de Janeiro, 2016, 131f. Dissertação (Mestrado em Geologia) – Programa de Pós-graduação em Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016

Natural disasters are increasingly common phenomena and have struck increasingly areas or regions inhabited by man. Of the various processes causing natural disasters, mass movements, specifically the rockfall type is being increasingly studied. Different factors can cause the movement of the blocks on the slope, whose range and trajectory are difficult to predict, since their behavior is governed by the geometry, by the mechanical interactions of the blocks with geological materials at the surface and by the topography of the slope. In studies of the components involved in the rockfall process, the geomechanical properties of the soil, such as stiffness can be neglected. In order to fill this gap, in this work was studied the behavior of normal stiffness in contact between rock and soil, simulating the shock that occurs on the rockfall movement, and how the humidity may come to influence the behavior of this stiffness. For it was developed a shock experiment to obtain data that are intrinsically related to the normal stiffness. Mineralogical and geomechanic characterization were also carried out for the rock and the soil used in the experiment, for the determination of parameters to be used in the calculation of stiffness. Normal stiffness, tangential stiffness and stiffness ratio were determined at different humidities, in the contacts where occurred the impacts. The results showed that there is a range of humidity in the soil, where with increasing humidity, there is an increase in the normal and tangential stiffness in the soil. This kind of behavior occurred in very low humidity, in the range of 12% to 15%. After this interval of humidities, was verified gradual reduction of normal stiffness in the soil-rock contact in function of increase of soil humidity. The ratio between the normal and tangential stiffness is around 0.90, which is an acceptable value, since it is next to the values founded in the literature scant that there is on the subject.

Keywords: Rockfall; Stiffness in Contacts; Normal Stiffness; Tangential Stiffness; Stiffness Ratio;

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Lista de Figuras

Figura 1 - Distribuição dos tipos de desastres naturais no mundo, período 1900-2006 (MARCELINO, 2008). Legenda: IN – inundação, ES – escorregamento, TE – tempestades (furacões, tornados e vendavais), SE – secas, TX – temperatura extrema, IF – incêndio florestais; TR – terremoto; VU - vulcanismo; RE - ressaca. 2
Figura 2 - Variação de ocorrência de desastres naturais entre os anos de 1990 e 2000 (JUNGLES, 2003). 3
Figura 3 - Meses do ano com maior ocorrência de movimentos de massa por região (JUNGLES, 2013). 3
Figura 4 - Relação do ângulo do talude com o tipo de trajetória da queda (modificado de RITCHIE, 1963). 10
Figura 5 - Modelos representativos dos tipos de Colisões. A) Colisão Perfeitamente Elástica e B) Colisão Perfeitamente Inelástica (DIAS & BARROSO, 2006). 13
Figura 6 - Colisão Parcialmente Inelástica, modificado de Cavalcante et al.,(2002). 13
Figura 7 - Os vetores de velocidade de pré e pós impacto nas direções normais e tangenciais (GIANI et al.,2004). 14
Figura 8 - Sequência de posições da queda de uma esfera de gesso sobre uma superfície inclinada, com sua respectiva rotação (CHAU et al., 2002). 15
Figura 9 - Experimento realizado por Giani *et al*., (2004). 17
Figura 10 - Força de indentação sendo aplicada sobre o indentador provocando uma deformação (formação de um raio de contato a) sobre a superfície indentada (modificado de RIBEIRO, 2013). 23
Figura 11 - Contato inicial da esfera com a superfície (modificado de RIBEIRO, 2013). 25
Figura 12 - Indentação perfeitamente rígida (modificado de RIBEIRO, 2013). 26
Figura 13 - Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (FREDLUND & RAHARDJO, 1993- modificado). 28
Figura 14 - Principais pontos da curva característica (VANAPALLI et al., 1999) modificado. 32
Figura 15 - Provável variação da área de água nos diferentes estágios da curva característica (VANAPALLI et al., 1996 apud FEUERHAMEL, 2003). 33

Figura 16 - Forma geral da curva de retenção de acordo com a distribuição de poros (MARINHO, 2005). 34
Figura 17 - Curvas de calibração para as marcas de papel filtro Whatman® nº 42 e Schleicher&Schuell® nº 589 (FREDLUND E RAHARDJO, 1993). 36
Figura 18 - Variação do coeficiente de Poisson (v) com o grau de saturação para solos argilosos (OH e VANAPALLI, 2011 apud RIBEIRO, 2013). 39
Figura 19 - a) Variação do coeficiente de Poisson com o grau de saturação para solo argiloso; b) Variação do coeficiente de Poisson com o grau de saturação para solo siltoso (ALRAMAHI et al., 2010). 40
Figura 20 - Representação esquemática da variação do módulo de Young (E) com a sucção matricial (OH e VANAPALLI, 2011 apud RIBEIRO, 2013). 41
Figura 21 - Município de Sumidouro, na região serrana do Estado do Rio de Janeiro. O ponto na figura indica o local da coleta do material (Google Earth, 2016). 44
Figura 22 - Mapa geológico do Município de Sumidouro – RJ Fonte: Tupinambá et al., (2012). 46
Figura 23 - Mapa Geomorfológico do município de Sumidouro. 47
Figura 24 - Mapa Pedológico do município de Sumidouro. 48
Figura 25 - Blocos de rocha para confecção das esferas. 50
Figura 26 - a) Bloco cúbico de aproximadamente 28cm x 28cm x 28cm; b) Bloco com tecido de proteção. 51
Figura 27 - Difratômetro Bruker com a lâmina de argila. 54
Figura 28 - Lâmina natural preparada pela técnica do gotejamento. 54
Figura 29 - Corpo de prova moldado, antes do papel filtro ser colocado em contato. 57
Figura 30 - Corpo de prova sendo moldado. 58
Figura 31 - a) Corpo de prova usado no ensaio; b) célula triaxial usada no experimento. 59
Figura 32- Corpo de prova de diâmetro BX usado no ensaio de compressão simples de rocha. 60
Figura 33 – Esferas de rocha usadas nos experimentos de amortecimento. 61

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Figura 34 - a) Estrutura criada para o experimento de amortecimento. b) Em detalhe o tubo de 50cm por onde a esfera caía. 62
Figura 35 - Bocal da estrutura, com a alavanca aberta. 62
Figura 36 - Scanner MinoltaVivid 9i scaneando a superfície do bloco1. 63
Figura 37 - Ambiente de trabalho do software Mesh Lab. 64
Figura 38 - Malha com as deformações causadas pela queda das esferas. 65
Figura 39 - Ambiente de trabalho do AutoCad Civil 3D 2015, usado para medir o raio da área do contato. 66
Figura 40 - Encosta na área de estudo com perfis convexo a plano (Foto de Barroso, 2014). 69
Figura 41 - Presença de blocos rochosos na parte central e planar da encosta (Foto de Barroso, 2014). 70
Figura 42 – Processo de ravinamento em decorrência do pisoteio dos animais (Foto de Barroso, 2014). 71
Figura 43 - Desenvolvimento de uma voçoroca na área estudada (Foto de Barroso, 2014). 71
Figura 44 – Solo sendo classificado segundo a carta de Munsell. 72
Figura 45 - Rocha encontrada na área de estudo em detalhe. 73
Figura 46 - Fotomicrografia da lamina petrográfica da rocha encontrada na área de estudo, nicóis cruzados, escala de 2mm. Cristal de plagioclásio medindo 2,12mm e cristal de piroxênio medindo 0,84mm. 74
Figura 47- Curva Granulométrica do solo. 76
Figura 48 - Carta de plasticidade com o resultado do solo. 77
Figura 49 - Difratogramas da fração argila: lâminas natural, glicoladae aquecida. 79
Figura 50 - Difratograma da fração argila sem a presença dos óxidos e hidróxidos de ferro. 79
Figura 51 - Difratograma da fração silte. 80
Figura 52 - Curva Característica do solo estudado (Sucção Mátrica x Umidade Gravimétrica). 81
Figura 53 - Curva Característica do solo estudado (Sucção Mátrica x Umidade Volumétrica). 82

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Figura 54 - Curva Característica do solo estudado (Sucção Mátrica x Grau de Saturação).....82
Figura 55 - Resultado dos ensaios triaxial.....83
Figura 56 - Relação entre umidade gravimétrica e módulo de elasticidade não drenados. 84
Figura 57 - Relação não linear entre o módulo de elasticidade não drenado e o grau de saturação.....85
Figura 58- Relação entre o módulo de elasticidade não drenado e o grau de saturação (RIBEIRO, 2013).....86
Figura 59 - Curvas tensão x deformação para os quatro ciclos de carregamento e recarregamento. 87
Figura 60 – Gráfico entre os valores do módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera grande. 91
Figura 61 - Gráfico entre os valores do módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera média.....91
Figura 62- Gráfico entre os valores do módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera pequena. 92
Figura 63 - Gráfico entre os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera grande. 93
Figura 64- Gráfico entre os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera média. 94
Figura 65 - Gráfico entre os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera pequena. .94
Figura 66 – Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Grande. 95
Figura 67 - Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Média. 96
Figura 68 - Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Pequena. 96
Figura 69 - Gráfico entre Rigidez Tangencial e Umidade Gravimétrica da Esfera Grande. 98

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Figura 70 - Gráfico entre Rigidez Tangencial e Umidade Gravimétrica da Esfera Média. 99
Figura 71 - Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Pequena. 99

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Lista de Quadros

Quadro 1- Classificação de movimentos de massa para dinâmica ambiental brasileira segundo Augusto Filho (1992).....8
Quadro 2 - Parâmetros que influenciam no movimento de queda de bloco.....20
Quadro 3 - Argilominerais presentes nas frações argila e silte. 78

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Resumo dos diferentes valores dos coeficientes de restituição. Modificado de Heidenreich (2004). 18
Tabela 2 - Fórmulas matemáticas para a curva característica (RIBEIRO, 2013). 35
Tabela 3 - Índices físicos e Limites de Atterberg. 74
Tabela 4 - Composição Granulométrica em porcentagem. 76
Tabela 5 - Índices Físicos da Rocha. 77
Tabela 6 - Relação entre os módulos de elasticidade não drenados e as umidades do solo. 83
Tabela 7- Equações de ajuste para os módulos de elasticidade não drenados e o grau de saturação. 85
Tabela 8 - Relação entre os módulos de elasticidade não drenados e as umidades do solo CH (RIBEIRO, 2013). 85
Tabela 9 - Valores do Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson da rocha. 87
Tabela 10 - Valores das umidades gravimétricas e tamanho das esferas. 88
Tabela 11 - Valores de profundidade de deslocamento e área do contato. 88
Tabela 12 - Valores do módulo de elasticidade não drenadodo solo no local do impacto. 90
Tabela 13 - Valores de E* em função da Umidade Gravimétrica. 93
Tabela 14 - Valores da Rigidez Normal nos contatos em função da Umidade Gravimétrica. 95
Tabela 15 - Valores das Razões de Rigidezes nos contatos em função da Umidade Gravimétrica. 96
Tabela 16 - Valores de Rigidez Tangencial nos contatos em função da Umidade Gravimétrica. 98

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Lista de Símbolos

a: Raio da superfície do contato;

ε : Coeficiente de Restituição;

ε_n:Coeficiente de Restituição Normal;

ε_t: Coeficiente de Restituição Tangencial;

E: Modulo de elasticidade;

g: Teor de umidade volumétrico

h: distancia entre um ponto da periferia do indentador e a superfície do espécime;

K: Razão de rigidez

k_n: Rigidez normal;

k_t: Rigidez Tangencial;

δ: Deslocamento da superfície indentada;

$\vec{P}$: Força;

$\overrightarrow{Pm}$: Pressão máxima exercida no contato;

r: Distancia radial;

R': Relativo a curvatura do indentador;

R_s: Relativo a curvatura da superfície indentada;

S: Grau de Saturação;

ϕ = Potencial total;

ϕ_m= Potencial matricial;

ϕ_o = Potencial osmótico;

Ψt = sucção total;

Ψm = sucção matricial;

Ψo = sucção osmótica;

Ψ_r = Sucção matricial residual;

u_a : poro-pressão de ar;

u_w: poro-pressão de água;

u_z: Deslocamento normal;

v: Coeficiente de Poisson;

w: Teor de umidade gravimétrico;

Rio de Janeiro
Junho de 2016

σ: tensão total;

ε_a: Deformação axial;

ε_r: Deformação radial;

θ = Teor de umidade volumétrica;

θ_r = Teor de umidade volumétrica residual;

θ_s = Teor de umidade volumétrica de saturação;

α_v , n, m = Parâmetros de ajuste;

γs: Peso especifico real dos grãos;

γd :Peso específico aparente seco;

γt: Peso específico aparente úmido;

e: Índice de vazios;

LL: Limite de Liquidez;

LP: Limite de Plasticidade;

IP: Índice de Plasticidade;

ρd: Massa específica aparente seca,

ρs: Massa específica aparente saturada,

n: Porosidade aparente;

Rio de Janeiro
Junho de 2016

SUMÁRIO

Agradecimentos iv

Resumo vii

Abstract viii

Lista de Figuras ix

Lista de Quadros xiv

Lista de Tabelas xv

Lista de Símbolos xvi

1. INTRODUÇÃO 1

1.1 Objetivos 5

1.2 Estruturação da Dissertação 6

2. REFERÊNCIA TEÓRICA 7

2.1 Queda de Blocos 7

2.1.1. Movimentos de Massa 7

2.1.2 Queda de Blocos 9

2.1.3 Parâmetros envolvidos no cálculo de trajetórias de queda de blocos 11

2.2 Coeficiente de Restituição 11

2.2.1 Determinação dos Coeficientes de Restituição 14

2.2.1.1 Histórico de Procedimentos em Laboratório 14

2.2.1.2 Histórico de Procedimentos de Campo 16

2.2.1.3 Valores do Coeficiente de Restituição 18

2.2.1.4 Influência de Outros Parâmetros nos Valores do Coeficiente de Restituição 20

2.3 Mecânica do Contato e Rigidez no Contato 22

2.4 Solos Não Saturados 28

Rio de Janeiro
Junho de 2016

2.4.1 Potencial Total da Água no Solo e Sucção 29
2.4.2 Curva Característica.....31
2.4.3 Método do Papel Filtro 35
2.4.4 Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson.....37
2.5 Resumo 41
3. ÁREA DE ESTUDO.....43
3.1 Localização.....43
3.2 Geologia, Geomorfologia e Pedologia Local.....44
4. MATERIAIS E MÉTODOS 49
4.1. Etapa de Campo.....49
4.2. Etapa de Laboratório 51
4.2.1 Ensaios de Caracterização Física do Solo e da Rocha.....51
4.2.2 Ensaio de Caracterização Mineralógica do Solo – Difração de Raios - X.52
4.2.3 Curva Característica – Método do Papel Filtro.....55
4.2.4 Ensaio de Compressão Triaxial do Solo 57
4.2.5 Ensaio de Compressão Simples da Rocha. 59
4.3 Experimento de Amortecimento.....60
4.4 Procedimentos Para os Cálculos das Rigidezes 68
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES 69
5.1 Condições Gerais da Encosta 69
5.2 Descrição do Solo e Rocha: Macroscópica e Microscopia 72
5.3 Ensaios de Caracterização Física 74
5.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios – X.....78
5.5 Curva Característica 80
5.6 Ensaio de Compressão Triaxial do Solo.....83

Rio de Janeiro
Junho de 2016

5.7 Ensaio de Compressão Simples da Rocha.....86
5.8 Experimento de Amortecimento.....87
5.9 Cálculos das Rigidezes.....89
5.9.1 Parâmetros para os cálculos das rigidezes.....89
5.9.2 Cálculos das Rigidezes nos Contatos.....92
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....101
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....103

Rio de Janeiro
Junho de 2016

1. INTRODUÇÃO

A UNISDR *(The United Nation Office for Disaster Risk Reduction)* (2009) definiu desastre como uma grave perturbação do funcionamento de uma comunidade ou uma sociedade envolvendo uma considerável perda de vidas humanas, materiais, econômicas ou ambientais, cujos impactos excedem a capacidade da comunidade ou sociedade afetada em lidar usando seus próprios recursos.

Tominaga et al.,(2015) definiram desastres naturais como: **"**Quando os fenômenos naturais atingem áreas ou regiões habitadas pelo homem, causando-lhe danos, passam a se chamar desastres naturais."

Os desastres podem ser classificados em naturais ou antropogênicos. Desastres naturais são aqueles causados por fenômenos da natureza, de grande intensidade, que ocorrem independente da ação humana, mas que podem ser agravados ou não pela ação do homem, como chuvas intensas provocando inundações e escorregamentos, tornado e furacão, etc. Desastres antropogênicos são aqueles decorrentes de ações humanas, ou seja, as atividades humanas são seu agente causador, como por exemplo, incêndios urbanos, contaminação de rios, rompimento de barragens, etc. (TOMINAGA et al., 2015).

Segundo UN-ISDR (2004), o número de pessoas em risco vem crescendo consideravelmente, onde mais de 90 por cento se encontra em países em desenvolvimento. Em teoria os desastres naturais podem ameaçar a todos, independente da situação financeira, mas, na prática, tendem a atingir em maior parte, os mais humildes. Isso ocorre porque a população de baixa renda, a nível mundial, é mais numerosa, em sua maioria vivendo em áreas densamente povoadas, em habitações precárias e em terrenos com maior suscetibilidade a riscos.

Utilizando os dados sobre desastres do banco global Emergency Events Database (EM-DAT), no período 1900-2006, Marcelino (2008) concluiu que o continente com o maior número de registros foi o asiático (Figura 1), seguido pelo americano.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

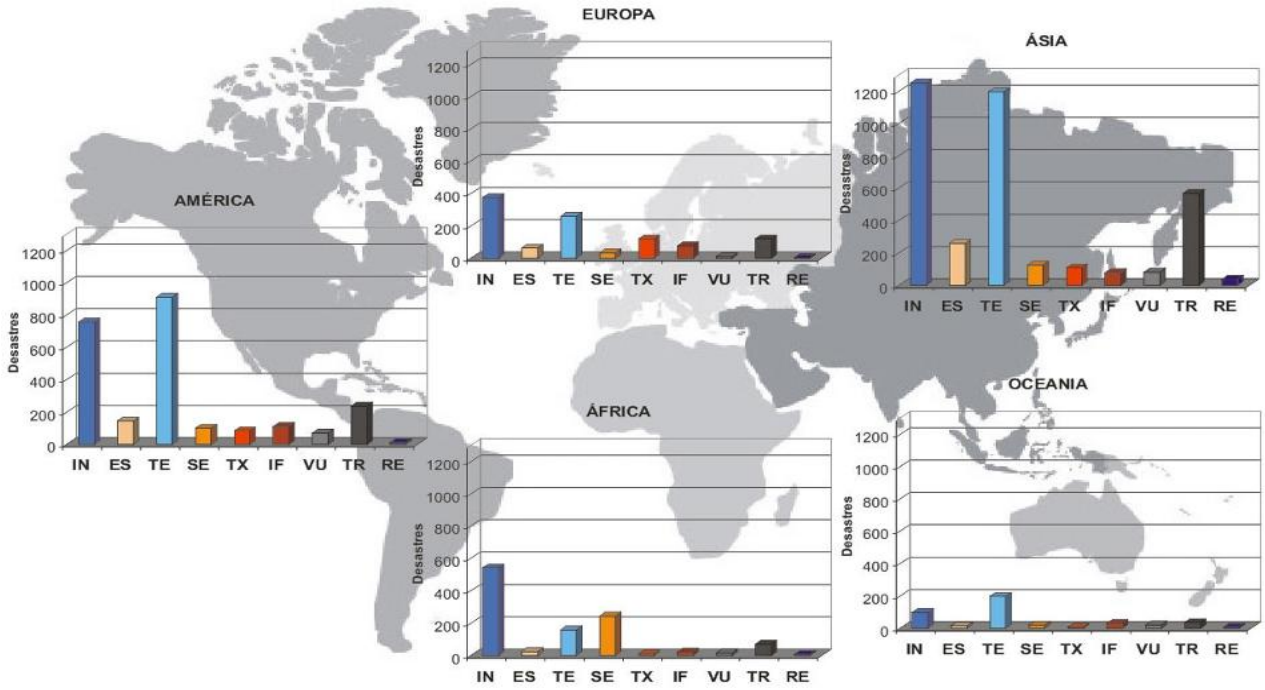

Figura 1 - Distribuição dos tipos de desastres naturais no mundo, período 1900-2006 (MARCELINO, 2008). Legenda: IN – inundação, ES – escorregamento, TE – tempestades (furacões, tornados e vendavais), SE – secas, TX – temperatura extrema, IF – incêndio florestais; TR – terremoto; VU - vulcanismo; RE - ressaca.

No Brasil, de 1993 a 2012 houve um crescimento de casos de desastres naturais. Dos 38.996 registros: 8.515 (22%) ocorreram na década de 1990; 21.741 (56%) ocorreram na década de 2000; e 8.740 registros, ocorreram nos anos 2010, 2011 e 2012, totalizando 23% dos casos em apenas três anos (JUNGLES, 2013). Na figura 2 está a diferença de registros entre os anos de 1990 e 2000 por tipos de desastres. O desastre que mais teve variação entre as décadas foi o movimento de massa, com aumento de 21,7 vezes (JUNGLES, 2013). O autor englobou os diferentes tipos de movimentos de massa numa mesma categoria. Ainda segundo EM-DTA (2016), os principais desastres naturais que ocorrem no Brasil são inundações e escorregamentos, e o tipo de desastre que causa maior número de mortes é a enxurrada, com 58,15% do total, seguido por movimentos de massa com 15,6% (JUNGLES, 2013).

As regiões brasileiras com maior número de eventos de movimento de massa são as regiões Sudeste e Sul, correspondendo respectivamente 79,8% e 13,6% do total de registro oficiais. Dentre os estados da região Sudeste, o Estado de Minas Gerais apresentou o maior número de registros, 208, seguido por São Paulo com

165, e Rio de Janeiro com 153. Quanto à frequência com que esses movimentos de massa acontecem, na figura 3 é apresentado o gráfico com os meses que apresentam a maior quantidade de registros desses movimentos. Como pode-se observar os eventos ocorrem, em sua maioria, nos meses de janeiro, fevereiro, março, novembro e dezembro, meses mais chuvoso e associados às estações de verão e primavera (JUNGLES, 2013).

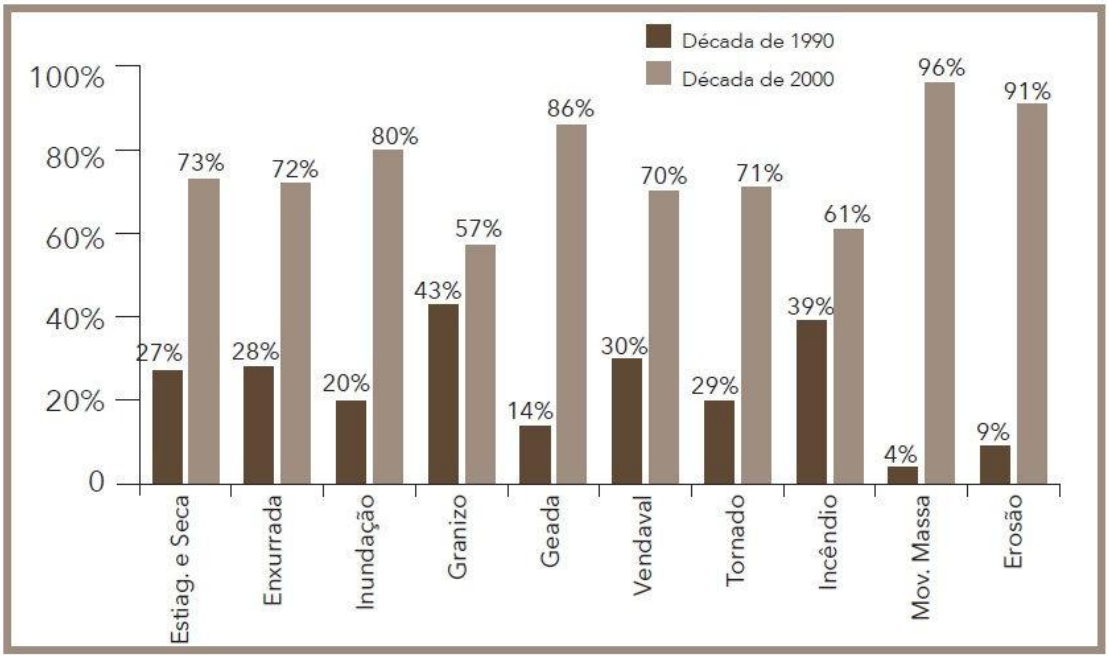

Figura 2 - Variação de ocorrência de desastres naturais entre os anos de 1990 e 2000 (JUNGLES, 2003).

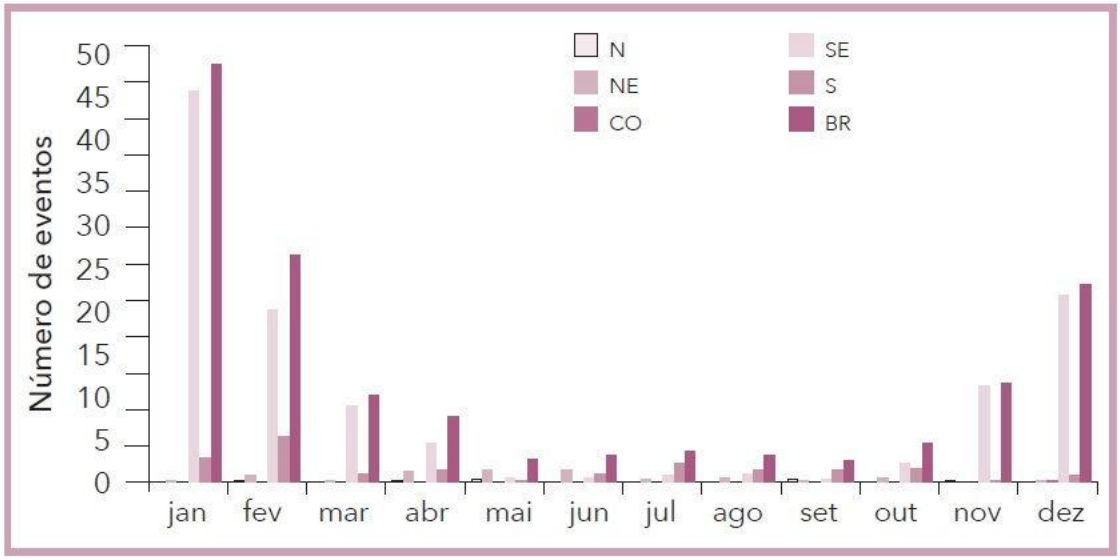

Figura 3 - Meses do ano com maior ocorrência de movimentos de massa por região (JUNGLES, 2013).

Rio de Janeiro
Junho de 2016

No contexto de desastres naturais, movimentos de massa do tipo quedas de blocos (fenômeno que envolve a queda, ao longo de um declive, de um ou mais blocos ou fragmentos de rocha) representam um grande perigo à segurança, não só em áreas montanhosas, como também em cortes de estradas, de pedreiras, e - infelizmente, se tornado cada dia mais comum – em áreas urbanas. Um único evento, mesmo que em pequenas proporções, pode pôr vidas humanas em perigo e gerar elevados custos devido à necessidade de construção de estruturas de proteção e/ou reconstrução de áreas atingidas (SPADARI et al., 2011).

Amaral (2004) evidenciou que a partir de 1993, o número de eventos associados à queda de blocos, como o destacamento de blocos de rocha de pedreiras abandonadas, se tornou 8% de ocorrências na cidade do Rio de Janeiro. Em estudo recente realizado no estado de Espírito Santo, dos 59 municípios mapeados para risco geológicos, que correspondem a 76% do território do estado, três apresentavam queda de blocos como processo dominante. Com base nas tipologias dos processos adversos avaliados, as áreas foram categorizadas com risco de grau alto e muito alto, e os processos foram divididos em inundação, queda e rolamento de blocos, erosão, deslizamento em taludes, deslizamento planar, deslizamento rotacional, rastejo, ravinamento, sulcos e solapamento de margens. O processo de queda de blocos contabilizou 16,34% das áreas de risco de grau alto e 15,57% das áreas em grau muito alto (LAZARETTI et al., 2015).

Por se tratar de um fenômeno com difícil previsão, é necessário mapear e monitorar as áreas suscetíveis à queda, visando reconhecer as possíveis trajetórias desses blocos (em particular a distância máxima que esses blocos podem alcançar, assim como a sua velocidade de deslocamento), para a implementação de medidas de proteção de áreas urbanas, visando sempre a prevenção de perdas de vidas.

Até a década de 80, as medidas remediadoras do fenômeno de queda de blocos eram baseadas em modelos empíricos, uma vez que a compreensão do assunto era bastante limitada. Desde então, com o desenvolvimento de *softwares* computacionais, combinado às experiências adquiridas com a observação do fenômeno, em particular com os ensaios *in situ* e em laboratório, o conhecimento

sobre o fenômeno aumentou significativamente, permitindo assim realizar análises mais racionais e previsões mais precisas (AZZONI et al., 1995).

A liberação de um bloco da face de rocha pode ocorrer em quatro tipos de movimentos diferentes ou combinados, que são: queda livre, rolamento, deslizamento e/ou por salto (repique). Entre os quatro tipos de movimentos, o fenômeno de salto ou repique (quando o bloco impacta sucessivamente em uma superfície de inclinação) é um dos mais difíceis de prever, visto que o seu comportamento é regido pela geometria, pelas características mecânicas dos blocos e a pela topografia da encosta.

Durante os sucessivos choques do bloco com a superfície do talude parte de sua energia cinética é dissipada e a parcela de energia conservada durante o impacto é conhecida como Coeficiente de Restituição, uma grandeza física que pode ser expressa em termos de velocidades e energias. A determinação dessa grandeza pode ser obtida por experimentos em laboratório ou *in situ* e por retroanálise.

Os valores do coeficiente de restituição são influenciados pelas características do terreno em que os blocos impactam, que geralmente são caracterizadas por uma descrição pouco acurada do material da encosta (como formações rochosas, detritos angulosos, solo macio) e por vezes completado por algumas informações sobre a rugosidade da superfície e a sua compacidade. Embora esse tipo de classificação seja prática ela não é satisfatória do ponto de vista científico, por essa razão uma investigação da característica geomecânica do solo, como resistência e rigidez, é imprescindível para uma melhor compreensão do fenômeno de restituição (LABIOUSE E DESCOEUDRES, 1999).

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como motivação o estudo do parâmetro rigidez entre contato rocha e solo, que é negligenciado nos estudos de queda de blocos e constitui um fator de grande importância para obter informações para um futuro planejamento na prevenção de desastres.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

O principal objetivo é determinar as rigidezes do contato entre solo e rocha, numa simulação de queda de bloco, utilizando a teoria da mecânica do contato.

Além disso, compreender como a variação na umidade do solo influencia nessa rigidez, e no seu comportamento geomecânico. Além do objetivo principal, o estudo visa desenvolver um experimento de amortecimento para a aquisição de parâmetros fundamentais para o cálculo da rigidez.

1.2 Estruturação da Dissertação

Essa dissertação é composta por sete capítulos a seguir descritos.

O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao problema e o objetivo da realização dessa pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada a referência teórica sobre os temas relacionados, destaque para o tópico Mecânica do Contato e Rigidez.

O Capítulo 3 compreende a localização e descrição da geologia, geomorfologia e pedologia de onde o material usado para o experimento foi adquirido.

No Capítulo 4 são apresentados os materiais e métodos adotados para obtenção das características físicas, mineralógicas e propriedades elásticas do material. Neste capítulo é descrito o experimento de amortecimento e o seu objetivo.

No Capítulo 5 são descritos e analisados os resultados obtidos nos ensaios realizados no capítulo 4.

No Capítulo 6 são descritas as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros, e no Capítulo 7 são apresentadas as referências ao qual o trabalho se baseou.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

2. REFERÊNCIA TEÓRICA

2.1 Queda de Blocos

2.1.1. Movimentos de Massa

Os movimentos gravitacionais de massa correspondem aos mecanismos de transporte de sedimentos, solos e rochas, na direção descendente de uma encosta ou talude com relação a uma superfície estável, induzidos pela força gravitacional. As causas diretas que acarretam o movimento de massa dependem de fenômenos naturais, atividades humanas e acidentais. Deste modo os fenômenos naturais podem ser originados por: carregamentos por água ou neve, percolação de água nos poros do solo, ou descontinuidades da rocha; a ação de atividades humanas devido a: terraplenagem, construção de edificações, mineração, deposição de resíduos industriais; e, por fim, as causas acidentais podem ser consequência tanto de fenômenos naturais (movimentos sísmicos, atividade vulcânica) como de origem humana (detonação de cargas explosivas, equipamento pesado) (FLÓREZ-GÁLVEZ, 2012).

Para cada um dos casos citados, amplos estudos têm sido feitos sobre o tema, mas devido à grande diversidade de enfoque, à complexidade dos processos envolvidos e à multiplicidade de ambientes de ocorrência, não tem sido possível chegar a um único sistema de classificação de movimentos de massa (GUIDICINI E NIEBLE, 1984).

Uma das classificações de maior relevância e que tem sido possível de ser aplicada no contexto regional brasileiro é a definida por Cruden e Varnes (1996), baseada na proposta de Varnes (1978), cujo critério de identificação dos deslizamentos está baseado no material envolvido (solo, detritos ou rocha) que acompanha o movimento (queda, tombamento, deslizamento, escoamento e corridas).

Augusto Filho (1992) apresentou uma classificação sobre os movimentos de massa, que melhor se adapta às características dos principais grandes grupos de

processos de escorregamento na dinâmica ambiental brasileira, conforme mostra o Quadro 1.

Quadro 1- Classificação de movimentos de massa para dinâmica ambiental brasileira segundo Augusto Filho (1992)

Processos	Características do Movimento-Material-Geometria
Rastejo *(Creep)*	-vários planos de deslocamentos (internos) -velocidades muito baixas a baixas e decrescente com a profundidade -movimentos constantes, sazonais ou intermitentes -material constituinte: solos, depósitos, rocha alterada ou fraturada -geometria indefinida
Escorregamento (*slides)*	-poucos planos de deslocamento (externos) -velocidades médias a altas -pequenos a grandes volumes de material -geometria e material variável: 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
Quedas *(Fall)*	-sem planos de deslocamento -movimento tipo queda livre ou plano inclinado -velocidades muito altas -material rochoso -pequenos a médios volumes -geometria variável: lascas, placas e blocos ROLAMENTO DE MATACÃO TOMBAMENTO
Corridas *(Flow)*	-muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) -movimento semelhante ao de um líquido viscoso -desenvolvimento ao longo das drenagens -velocidades médias a altas -movimentação de solos, rochas, detritos e água -grandes volumes de material -extensos raios de alcance, mesmo em áreas planas

2.1.2 Queda de Blocos

Quedas de blocos são processos associados à presença de descontinuidades físicas (fraturas e falhas) dentro dos maciços rochosos que somados ao intemperismo físico e químico gera mudanças nas forças atuantes e na resistência dos maciços. Estes processos resultam em elementos como blocos e/ou lascas de diferentes tamanhos que podem ser destacados de superfícies de rocha muito íngremes (ROCHA, 2009).

Os desprendimentos de placas ou lascas se formam a partir de estruturas acamadas ou xistosas por alívio de tensões ou variação térmica. Nas rochas ígneas os blocos de rocha são formados como consequência do intemperismo químico, que ocorre nas juntas ou diaclases formadas ao longo do corpo rochoso. Esses blocos podem se desprender em função da variação térmica, ação da gravidade, perda da sustentação dos blocos por ação erosiva da água, alívio de tensões, vibrações e outras (GUIDICINI e NIEBLE 1984). O deslocamento dessas lascas e/ou blocos pode ocorrer em queda livre ou por deslizamento ao longo de uma superfície inclinada, sendo que as quedas não necessariamente se encontram associadas a processos de ruptura maiores. O deslocamento dos blocos como ilustrado na Figura 4 pode ocorrer por queda livre, rolamento, deslizamento ou por salto (repique), em função da geometria da superfície do talude e do bloco, assim como da declividade.

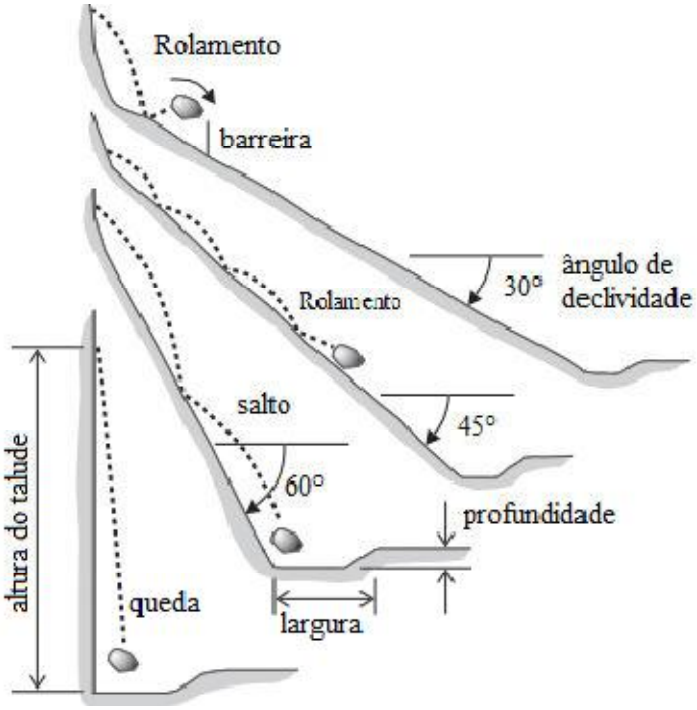

Figura 4 - Relação do ângulo do talude com o tipo de trajetória da queda (modificado de RITCHIE, 1963).

Durante a queda, o bloco pode desenvolver dois ou mais tipos de movimentos, que são fortemente influenciados pela inclinação da encosta. Em encostas muito íngremes, o movimento predominante é a queda livre. Segundo Ritchie (1963), a queda livre ocorre se a inclinação da encosta excede 76º, porém o valor pode variar dependendo das condições do local. A queda livre pode ser intercalada com movimentos de saltos, se a inclinação média da encosta diminui ao longo da seção. Na primeira colisão, os blocos tendem a se quebrar, acarretando uma perda de energia considerável (BOZZOLO & PAMINI, 1986).

Se a inclinação média da encosta é menor do que aproximadamente 45º, um bloco em salto muda gradualmente seu movimento para rolamento, caso a inclinação média aumente, o bloco pode desenvolver movimentos de saltos ou queda livre. Caso contrário, o bloco continua a desenvolver movimentos de rolamento até a sua paralisação completa, que se dá devido à grande perda de energia por fricção com a superfície (ROCHA, 2009).

2.1.3 Parâmetros envolvidos no cálculo de trajetórias de queda de blocos

No movimento de massa do tipo quedas de blocos, além dos diferentes processos sofridos pelas rochas que caem (deslizamento, rolamento, queda livre e repique), ocorre uma interação com os materiais que compõem as diferentes superfícies impactadas pela rocha, e para explicar as condições e efeitos de uma queda de blocos faz-se necessário o entendimento dos parâmetros envolvidos e o conhecimento prévio dos possíveis mecanismos a serem desenvolvidos em cada processo (deslizamento, rolamento, queda livre e repique) (FLORES-GALVEZ, 2012).

Os principais parâmetros envolvidos na análise dos movimentos de blocos são: a massa do bloco, a velocidade inicial horizontal, a velocidade inicial vertical, a velocidade angular, o ângulo de atrito, os coeficientes de restituição e os parâmetros dos diversos materiais geológicos presentes em uma dada encosta (MACHADO, 2013).

2.2 Coeficiente de Restituição

O coeficiente de restituição corresponde à energia cinética dissipada em sucessivos impactos de sólidos e essas colisões podem ser classificadas pela capacidade de conservação de energia no choque.

Dentre os parâmetros envolvidos no movimento de massa do tipo queda de blocos, o coeficiente de restituição (ε) talvez seja o mais importante e difícil de ser obtido (STEVENS, 1998). Sua determinação exige medidas específicas realizadas em lançamentos experimentais de blocos in situ ou por retroanálise de movimentos já ocorridos.

Geralmente quando um bloco em movimento se choca com a superfície do talude parte de sua energia é dissipada. O coeficiente de restituição está relacionado à parcela de energia que é conservada no impacto, pois quanto maior for a energia perdida, menor é o coeficiente de restituição.

A colisão perfeitamente elástica ocorre quando uma esfera, solta de uma altura h, após colidir com uma superfície plana alcança uma altura igual à inicial, onde o valor do coeficiente de restituição é igual a um (*ε =1*). Isso indica que a energia cinética envolvida na colisão foi preservada. No caso da esfera manter-se em repouso após colidir com a superfície há a chamada colisão perfeitamente inelástica, onde o valor do coeficiente de restituição é igual a zero (*ε =0*). Isso indica que a energia cinética envolvida na colisão foi totalmente dissipada, como no exemplo mostrado na Figura 5.

No caso de blocos de rocha, há perda gradual da energia à medida que ocorrem as sucessivas colisões dos blocos com a superfície. Assim, um bloco ao rolar em uma encosta terá uma altura menor a cada colisão em relação à altura apresentada anteriormente e chegará a um momento onde esta altura será zero, pois toda a energia foi dissipada (Figura 6). A dissipação total da energia significa que o bloco não mais se movimentará, tendo atingido seu alcance máximo. Para este comportamento é dado o nome de Colisão Parcialmente Inelástica, onde o coeficiente de restituição (ε) possui valor entre zero e a unidade (0< ε <1) e pode ser obtido pela razão entre as velocidades depois (V_{post}) e antes (V_{pre}) do impacto, conforme equação 1.

$$\varepsilon = \frac{V_{post}}{V_{pre}} \quad (1)$$

Rio de Janeiro
Junho de 2016

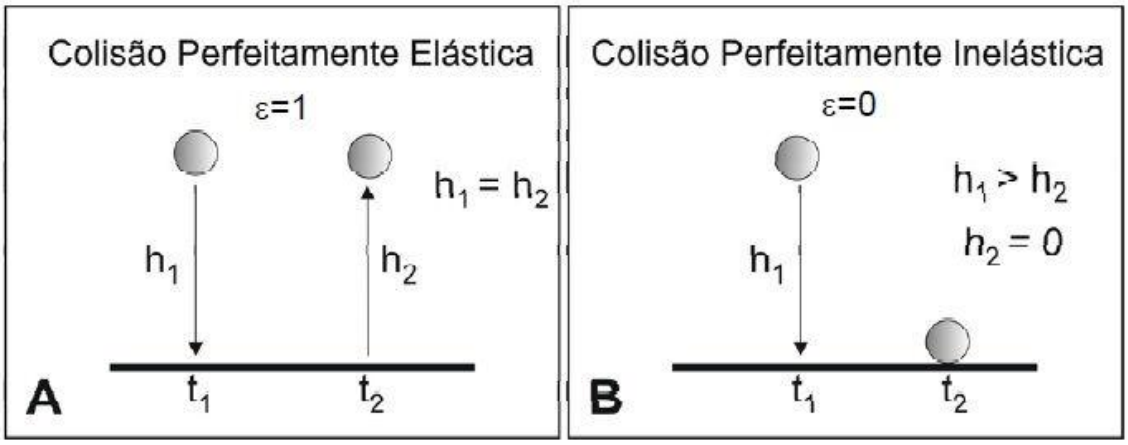

Figura 5 - Modelos representativos dos tipos de Colisões. A) Colisão Perfeitamente Elástica e B) Colisão Perfeitamente Inelástica (DIAS & BARROSO, 2006).

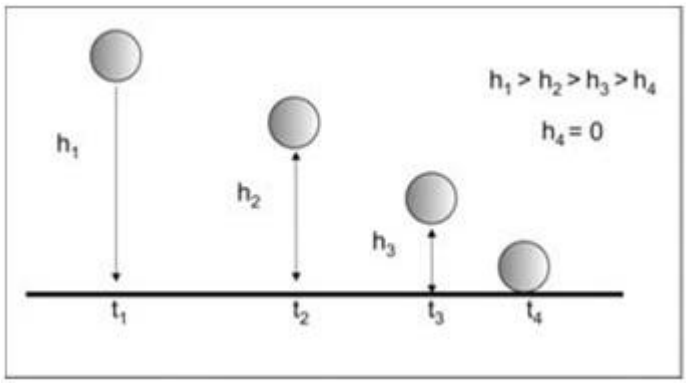

Figura 6 - Colisão Parcialmente Inelástica, modificado de Cavalcante et al.,(2002).

Em superfícies inclinadas, como no caso das encostas, o coeficiente de restituição é formado por duas componentes, uma normal e outra tangencial. Essas componentes são definidas respectivamente segundo as equações 2 e 3, e seus vetores de velocidade são ilustrados na figura 7.

Coeficiente Normal:

$$\varepsilon_n = \frac{Vn^{post}}{Vn^{pre}} \quad (2)$$

Onde: Vn^{post} é a velocidade normal após o impacto; e

Vn^{pre} é a velocidade normal anterior ao impacto.

Coeficiente Tangencial:

$$\varepsilon_t = \frac{Vt^{post}}{Vt^{pre}} \quad (3)$$

Onde: Vt^{post}é a velocidade tangencial após o impacto; e
Vt^{pre}é a velocidade tangencial anterior ao impacto.

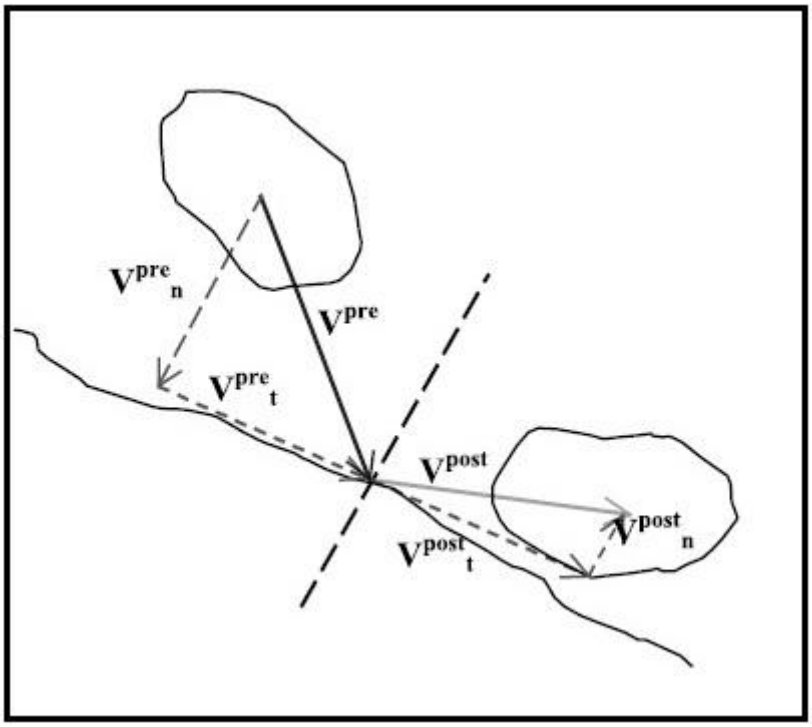

Figura 7 - Os vetores de velocidade de pré e pós impacto nas direções normais e tangenciais (GIANI et al.,2004).

2.2.1 Determinação dos Coeficientes de Restituição

2.2.1.1 Histórico de Procedimentos em Laboratório

Segundo Flórez-Gálvez (2012), uma das vantagens de procedimentos em laboratório é a possibilidade de isolar a variabilidade de materiais em campo, podendo deste modo determinar parâmetros de restituição para um único material, permitindo assim, obter valores típicos. Neste tipo de procedimento, a trajetória de queda de um bloco não é o resultado de maior importância, mas será essencial para

a determinação de todos ou de alguns parâmetros necessários para a aplicação em condições de campo.

Chau et al., (2002) determinaram em laboratório, com o auxílio de uma câmera de alta velocidade, o coeficiente de restituição normal e o coeficiente de restituição tangencial através da análise da trajetória de uma esfera, com uma dada superfície, sob diversas condições (Figura 8). Nos experimentos efetuados pelos autores, foram utilizados blocos esféricos feitos em gesso dental, lançados sobre uma superfície também de gesso, utilizando vários ângulos de inclinação. Com as imagens obtidas da filmagem, foi possível caracterizar os três instantes necessários para a definição dos coeficientes de restituição normal e tangencial, que são o instante inicial, o instante do impacto e o instante após o impacto, que corresponde à maior altura alcançada pelo bloco.

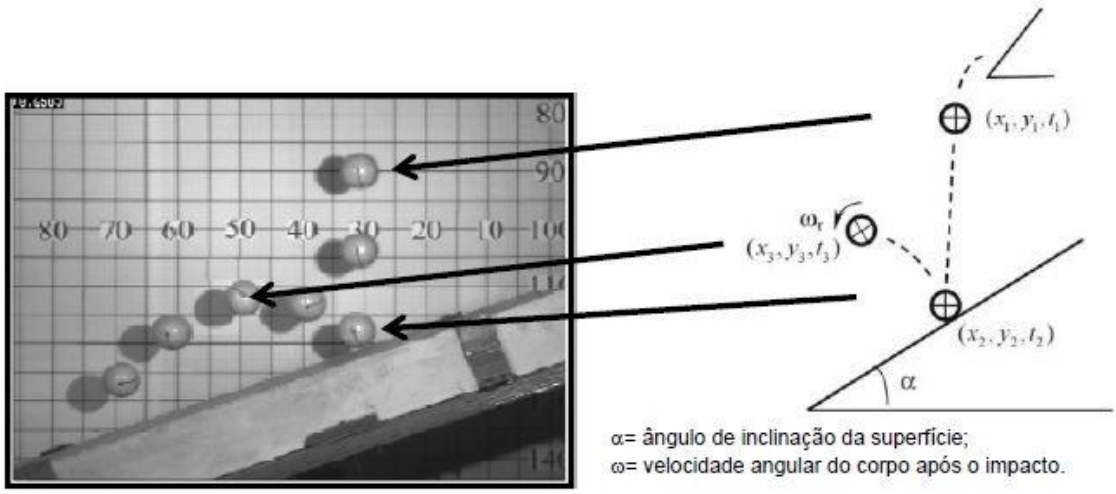

Figura 8 - Sequência de posições da queda de uma esfera de gesso sobre uma superfície inclinada, com sua respectiva rotação (CHAU et al., 2002).

Dias & Barroso (2006), a partir da metodologia desenvolvida por Bernstein (1977), determinaram o coeficiente de restituição normal e a aceleração da gravidade, através do registro sonoro de sucessivos impactos de uma esfera rochosa em uma superfície horizontal.

Heidenreich (2004) fez determinações por registro cinematográfico, usando modelos de grande escala, com blocos de concreto com revestimento de aço, variando o formato, peso e o ângulo de impacto, sobre superfícies de areia. A

análise provou que o coeficiente de restituição depende não só da característica do material da encosta, mas também de parâmetros relacionados aos blocos (peso e geometria).

No estudo feito por Rayudu (1997) foi igualmente utilizado o ensaio cinematográfico, onde esferas de aço foram soltas sobre uma superfície de rocha, cuja trajetória foi filmada e posteriormente analisada por diversos softwares. O autor correlacionou os dados do ensaio cinematográfico com os obtidos pelo martelo de Schmidt, e encontrou uma boa relação entre número de Schmidt e o coeficiente de restituição de uma esfera de aço impactando a superfície de rocha. Pegg (2000) desenvolveu um trabalho similar ao de Rayudu (1997), além de ensaios feitos com esferas de aço, ele usou esferas de rocha e blocos não esféricos. Ele observou que os valores do coeficiente de restituição normal das esferas de rocha colidindo com a superfície também de rocha são bastante elevados, cerca de três vezes maior do que as superfícies feitas apenas com pedaços de rocha.

Machado (2013) utilizou métodos acústicos e cinematográficos para a determinação dos coeficientes de restituição normal e tangencial, em três tipos de rocha (charnockito, diorito e mármore), e correlacionou os valores do coeficiente de restituição normal com os dados obtidos pelo esclerômetro de Schmidt. Segundo a autora, os resultados obtidos pelos métodos acústico e cinematográfico foram semelhantes entre si. Já a comparação entre esses resultados e os obtidos pelo esclerômetro de Schmidt se mostrou inconclusiva, uma vez que houve variação em função dos diferentes tipos de rocha.

2.2.1.2 Histórico de Procedimentos de Campo

Os testes *in situ* são extremamente importantes para o estudo de queda de blocos porque permitem a visualização de muitos aspectos diferentes e complicados deste fenômeno de alta variabilidade.

No teste executado por Giani et al.,(2004), como exemplificado na figura 9, blocos de rocha foram lançados do topo da encosta por uma escavadeira mecânica onde câmeras posicionadas ao longo do percurso gravaram a trajetória do bloco. As imagens captadas pelas câmeras são transferidas para um computador e editadas

para a obtenção das sequências de imagens do movimento do bloco. A partir da análise dessas imagens os parâmetros como velocidade, ângulo de rotação dos blocos e os coeficientes de restituição normal e tangencial são determinados.

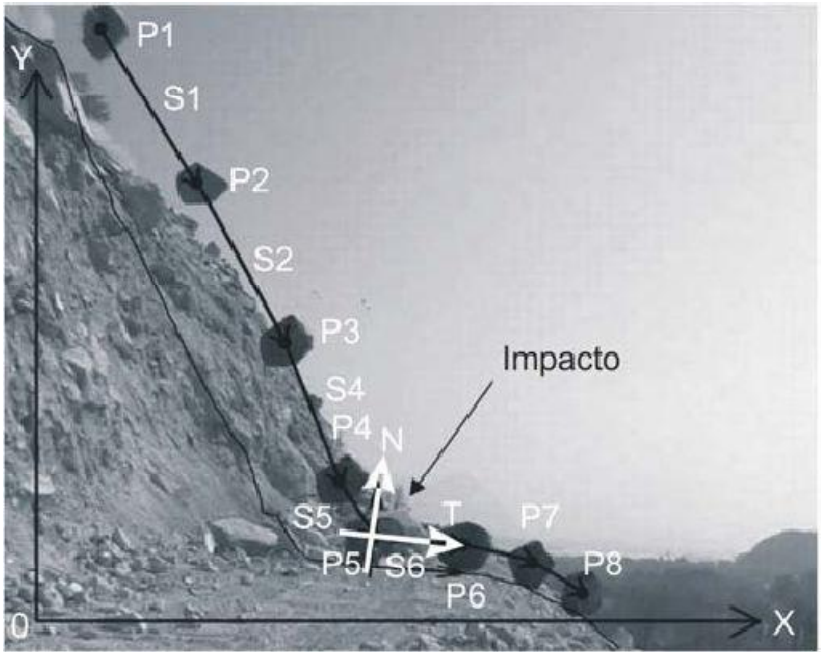

Figura 9 - Experimento realizado por Giani *et al*., (2004).

Devido às razões de segurança esse experimento não pode ser utilizado em áreas habitadas, dificultando assim o estudo do tema. Além disso, a realização deste tipo de estudo é custosa e não muito apropriada para a estatística e análise paramétrica, assim sendo, testes em escala de laboratório representam uma importante investigação experimental complementar (HEIDENREICH, 2004).

Outro meio de calcular o coeficiente de restituição é por retroanálise, que consiste basicamente em observar ocorrências de eventos de queda de blocos, e analisar os “rastros” deixados no solo e/ou nas árvores. Estes testes permitem o estudo do fenômeno e a avaliação de parâmetros físicos relevantes para uma correta calibração dos modelos matemáticos (AZZONI & DE FREITAS, 1995 apud HEIDENREICH 2004).

2.2.1.3 Valores do Coeficiente de Restituição

O coeficiente de restituição é o parâmetro de entrada crucial para simulações em softwares computacionais envolvendo queda de blocos e por isso é imprescindível que a confiabilidade desses valores seja assegurada (CHAU et al., 2002). Além disso, a maioria dos modelos é muito sensível aos valores do coeficiente de restituição. Um segmento da encosta com valor de ε= 0,4, por exemplo, apresentará um comportamento muito diferente do mesmo segmento para um ε= 0,5 (RIBEIRO, 2013).

Na tabela 1 é apresentada uma compilação dos valores dos coeficientes de restituição normal e tangencial obtidos por alguns pesquisadores através de métodos de ensaio in situ, por teste em grande escala ou também por retroanálise. Na literatura, os valores são comumente associados a características como compacidade, inclinação e tipo de material de superfície.

Tabela 1 - Resumo dos diferentes valores dos coeficientes de restituição. Modificado de Heidenreich (2004).

Referencias	Valores de ε_n	Valores de ε_t	Observações
Habib 1977	0.75-0.80		
	0.5-0.6		
Piteau & Clayton 1977	0.8-0.9	0.65-0.75	Rocha
	0.5-0.8	0.45-0.65	Material detrítico misturado com grandes pedregulhos de rocha.
	0.4-0.5	0.35-0.45	Material detrítico compacto misturado com pequenas pedras
	0.2-0.4	0.2-0.3	Encosta coberta por grama
Wu 1985	0.2-0.8	0.5-0.75	Rocha sobre plataforma de rocha ou madeira
Heierli 1985	0.95		Rocha
	0.55		Camada de cascalho (35cm)
	0.45		Camada de cascalho (70cm)
	0.45		Detritos

Referencias	Valores de ε_n	Valores de ε_t	Observações
Hoek 1987	0.53	0.99	Base rochosa
	0.4	0.9	Asfalto
	0.35	0.85	Afloramento de rocha com grandes pedregulhos
	0.32	0.82	Tálus coberto
	0.32	0.8	Tálus coberto com vegetação
	0.3	0.8	Solo macio com alguma vegetação
Pfeiffer & Bowen 1989	0.37-0.42	0.87-0.92	Superficie lisa e dura como pavimentação
	0.33-0.37	0.83-0.87	Base rochosa ou pedregulhos com pouco solo ou vegetação
Pfeiffer & Bowen 1989	0.30-0.33	0.80-0.83	Tálus com alguma vegetação
Giani 1992, Barbierei & al. 1988	0.28-0.32	0.80-0.83	Encosta de solo com pouca vegetação
	0.30-0.33	0.83-0.87	Tálus com pouca vegetação
	0.28-0.32	0.78-0.82	Encosta de solo vegetada
	0.5	0.95	Base rochosa
Evans & Hungr 1993	0.35	0.85	Base rochosa coberta por blocos largos
	0.3	0.7	Detritos formados por elementos uniformemente distribuídos
	0.25	0.55	Solo coberto por vegetação
	0.9	0.9	Pequenos blocos na rocha limpa
Gerber 1995	0.7	20.8*	Tálus com blocos largos
	0.17-0.43	0.45-0.88	Rocha (calcário)
Kamijo 2000	0.1-0.35		Impacto vertical de uma rocha de 220kg em superfície dura
Ushiro & al. 2000	0.1		Impacto vertical de uma rocha de 800kg em superfície dura
	0.1-0.4	0.71	

2.2.1.4 Influência de Outros Parâmetros nos Valores do Coeficiente de Restituição

Com base na teoria da colisão de partículas rígidas de Newton, Szabo (1966 apud HEIDENREICH, 2004), mencionou que a restituição depende das velocidades, do material e da geometria das partículas, e que os coeficientes de restituição, no contexto de estudo de queda de blocos, frequentemente são considerados como “constantes de material”, ou seja, somente em função do material da encosta. Isto pressupõe a independência do coeficiente de restituição da direção de velocidade de aproximação e do atrito, por exemplo, e também das propriedades do bloco.

Os coeficientes de restituição utilizados para o cálculo das trajetórias são estimados com base em uma descrição aproximada do material da encosta (como se mostra na tabela 1) e, às vezes, são completados com informações sobre a aspereza da superfície, o grau de compactação do solo, da cobertura vegetal (incluindo árvores) e outros obstáculos.

No Quadro 2 são apresentados os parâmetros listados na literatura que podem influenciar no movimento de queda de bloco (LABIOUSE E DESCOEUDRES, 1999).

Ainda segundo Heidenreich (2004), vários autores têm analisado o fenômeno do impacto e da influência de vários parâmetros no rebote de bloco de rocha. A maioria desses estudos são realizados em laboratório, em pequena escala, tornando possível o controle das condições de impacto, mas a maioria dos resultados das investigações importantes sobre o mecanismo do impacto e os parâmetros que influenciam seu comportamento são especificados de forma bastante sucinta.

Quadro 2 - Parâmetros que influenciam no movimento de queda de bloco (modificado de LABIOUSE E DESCOEUDRES, 1999).

Características da encosta	Características do bloco	Cinemática
• Rigidez • Rugosidade comparada com a do bloco • Inclinação	• Rigidez • Peso • Tamanho • Forma	• Velocidade (translacional e rotacional) • Ângulo de colisão • Configuração do bloco no momento do impacto

Durante a realização de uma série de testes *in situ,* Ritchie (1963) afirmou que a inclinação da encosta e suas irregularidades determinam a cinemática dos blocos. Este autor observou que a perda de energia torna-se maior com o aumento da rugosidade da superfície da encosta; com o aumento do comportamento plástico da superfície, principalmente se for composto por solo não compacto; e com o aumento do ângulo de impacto.

Barbieri et al.,(1988) e Azzoni et al.,(1992, 1995b) realizaram experimentos *in situ* com blocos de rocha, de diferentes tamanhos e formas, em encostas de diferentes tipos de material (rochas e diferentes tipos de detritos). Eles estudaram a influência dos parâmetros da superfície da encosta sobre a trajetória dos blocos e sobre os coeficientes de restituição. Estes autores afirmaram que a velocidade de rotação, bem como o rebote dos blocos (e, portanto, sua energia cinética total) é menos distinta para encostas de detritos do que para os taludes rochosos, sendo assim os coeficientes de restituição tendem a diminuir com a diminuição da dureza do material da encosta.

Jones et al. (2000), durante experimentos realizados *in situ,* observou que os coeficientes de restituição normal e tangencial são maiores em materiais de encosta duros do que em materiais moles, e que em uma encosta com materiais duros o bloco de rocha conserva mais energia resultando em longos e altos rebotes. Em encostas de materiais moles, o bloco apresenta velocidade menor e rebotes mais baixos, impactando o solo mais vezes, combinando o efeito de penetração do bloco e cisalhamento nesse material da encosta. O aumento dos valores dos coeficientes dos materiais moles para os duros é possivelmente explicado pela diminuição da penetração dos blocos e do cisalhamento do material e aumento da conservação de energia em função do aumento da dureza da encosta. No modelo matemático proposto por Ushiro et al. (2000), os autores atribuem a profundidade de penetração à força normal que age entre o bloco e solo, e que essa profundidade depende tanto da superfície contato como da rigidez do solo.

Chau et al.(1998 a e b, 1999 a e b, 2002 apud HEIDENREICH 2004) realizaram vários testes de pequena escala com diversos materiais (gesso, solo compactado, concreto e granito) para investigar o efeito da forma do bloco, o ângulo de impacto,

velocidade de impacto, energia e as propriedades mecânicas do material da encosta (módulo de Young e teor de umidade) nos coeficientes de restituição. De acordo com os autores, o coeficiente de restituição normal aumenta com o módulo de Young do material da encosta em função da perda de energia durante o impacto. A perda de energia pode ser causada pelo atrito, pela deformação plástica, pelo tempo de contato do impulso e pela vibração da plataforma onde o material do solo está contido. Ainda segundo os autores, o coeficiente de restituição tangencial não é tão sensível a variação do módulo de Young quanto o coeficiente de restituição normal.

Como pode ser observado, até o momento, os principais testes para a determinação do coeficiente de restituição são realizados sobre materiais de terreno duro (rocha ou concreto para escala de tamanho real, ou gesso para testes de pequena escala) e poucas investigações são feitas com materiais de solo. Compreender como as propriedades mecânicas dos solos, assim como os teores de umidade, podem influenciar nos valores dos coeficientes, se faz essencial, principalmente em áreas suscetíveis a queda de blocos onde os valores do módulo de Young e o teor de umidade podem vir a influenciar na trajetória e alcance dos blocos.

2.3 Mecânica do Contato e Rigidez no Contato

Mecânica do contato é um tema da física que estuda a deformação entre dois sólidos em contato um com o outro. O alemão Heinrich Hertz foi o pioneiro em analisar as tensões e deformações entre dois corpos sólidos em contato. O estudo originou-se pela análise de duas lentes de vidro, que em contato geravam franjas de interferência entre elas, levando então a sugerir que a pressão imposta no contato entre os corpos causava uma deformação elástica entre elas (FINI, 2013). Desde então, muitos trabalhos têm sido realizados com o objetivo de propor teorias que permitam calcular o campo de tensões e deformações entre os corpos em contato (PULECIO, 2010).

Se uma força $\vec{P}$ for continuamente aplicada sobre um dos sólidos, haverá deformação em um ou nos dois sólidos, num processo conhecido como *Indentação*.

O corpo no qual está sendo aplicada a força $\vec{P}$ é chamado de *indentador*, enquanto o outro é denominado *espécime/superfície indentada* (FISHER-CRIPPS, 2007).

Um cenário bastante conhecido é o contato entre uma esfera rígida e uma superfície plana, onde segundo a Teoria de Hertz, se uma força de indentação é aplicada sobre o indentador há a formação de um raio de contato a (raio da superfície de contato). Esse raio da superfície de contato é diretamente dependente das propriedades elásticas e mecânicas, tanto do indentador como do espécime indentado, como pode ser visto na figura 10 e entendido pela equação 4 :

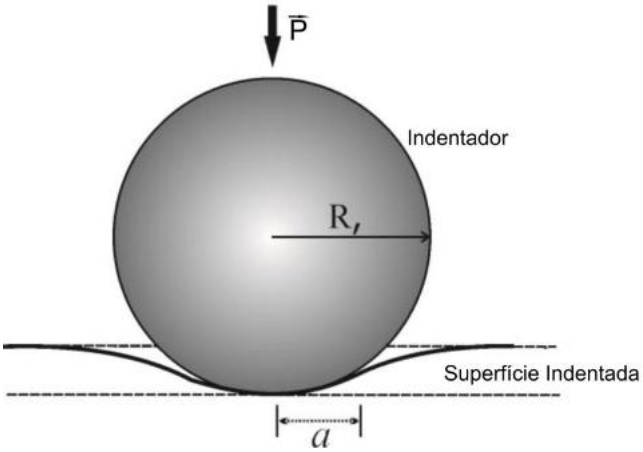

Figura 10 - Força de indentação sendo aplicada sobre o indentador provocando uma deformação (formação de um raio de contato a) sobre a superfície indentada (modificado de RIBEIRO, 2013).

$$a^3 = \frac{3}{4}\frac{\vec{P}R}{E^*} \tag{4}$$

Onde E* é a combinação dos módulos do indentador e da superfície indentada, dado pela equação 5:

$$\frac{1}{E^*} = \frac{(1-v^2)}{E} + \frac{(1-v'^2)}{E'} \tag{5}$$

Onde E' é o módulo de elasticidade do indentador

v' é o coeficiente de Poisson do indentador;

E é o módulo de elasticidade da superfície indentada;

υ é o coeficiente de Poisson da superfície indentada;

R é a curvatura do indentador e da superfície (equação 6):

$$\frac{1}{R} = \frac{1}{R'} + \frac{1}{R_S} \tag{6}$$

Onde: R' é o raio de curvatura do indentador;

R_S é o raio de curvatura da superfície indentada;

Segundo Johnson (1985), a força de indentação ($\vec{P}$) é encontrada segundo a equação 7:

$$\vec{P} = \frac{2}{3}\overrightarrow{Pm}\pi a^2 \tag{7}$$

Onde a é o raio da superfície de contato e $\overrightarrow{Pm}$ é a pressão máxima exercida no contato.

A pressão máxima exercida no contato $\overrightarrow{Pm}$, é dada pela carga do indentador dividida pela a área de contato projetada pelo indentador, como apresentado na equação 8. Esse parâmetro de normalização é bastante útil nos cálculos, uma vez que tem significado físico real (FISHER-CRIPPS, 2007).

$$\overrightarrow{Pm} = \frac{\vec{P}}{\pi a^2} \tag{8}$$

Segundo Fisher-Cripps (2007), Hertz fez algumas suposições que servem para facilitar a análise do processo de indentação e a natureza do contato entre sólidos elásticos:

i. Os raios de curvatura dos corpos em contato são maiores em comparação com o raio da área de contato.

ii. As dimensões de cada corpo são maiores em comparação com o raio da área do contato.

iii. Os corpos em contato não têm atrito. Há somente a força normal que é transmitida entre o indentador e o espécime indentada.

Considerando o contato de uma esfera de raio R' com módulo elástico E' e coeficiente de Poisson v' com a superfície de uma espécime de raio R_s, para o qual as constantes elásticas são E e v onde nenhuma carga é aplicada e com o indentador apenas tocando o espécime (Figura 11), a distância h entre um ponto da periferia do indentador e a superfície do espécime é dada em função da distância radial r, equação 9:

$$h = \frac{r^2}{2R} \tag{9}$$

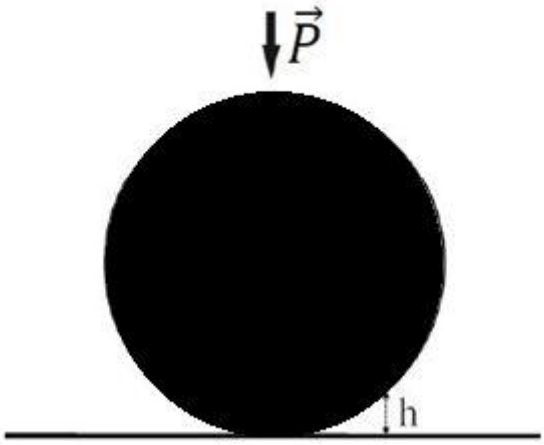

Figura 11 - Contato inicial da esfera com a superfície (modificado de RIBEIRO, 2013).

No caso da aplicação da mecânica do contato aos processos de queda de blocos, a eventual indentação de um bloco rochoso contra a superfície do talude pode ser analogamente tratada como sendo uma esfera rígida indentando uma superfície plana (RIBEIRO, 2013). Essa situação é denominada *indentação*

perfeitamente rígida (Figura 12) sendo o deslocamento (*δ*) da superfície indentada calculado através da equação 10:

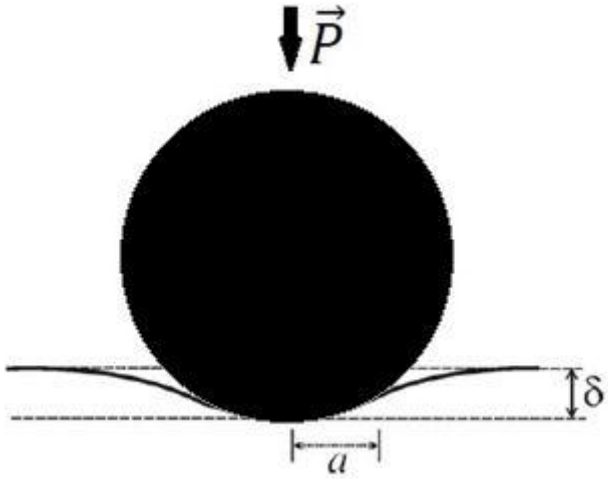

Figura 12 - Indentação perfeitamente rígida (modificado de RIBEIRO, 2013).

$$\delta = u_z + h \tag{10}$$

Onde *h* é a distância existente entre um ponto da periferia da esfera e a superfície indentada; e u_z é o deslocamento normal ao espécime indentado, dado pela equação 11:

$$u_z = \frac{1-v^2}{E}\frac{3}{2}\overrightarrow{p_m}\frac{\pi}{4a}(2a^2 - r^2) \;\; r \leq a \tag{11}$$

A partir de todas essas definições, o deslocamento produzido pela indentação pode ser obtido pela equação 12 dada por Johnson (1985 apud RIBEIRO, 2013):

$$\delta = \frac{a^2}{R} = \left(\frac{9\vec{P}^2}{16}\right)^{1/3} \tag{12}$$

e a força de indentação pela equação 13:

$$\vec{P} = \frac{4\sqrt{R}E^{*}\delta^{3/2}}{3} \tag{13}$$

A rigidez normal (K_n) de um corpo é a capacidade de resistir aos deslocamentos quando uma força é aplicada, podendo ser definida segundo a variação de deslocamento ($d\delta$) produzida devido à aplicação de força ($d\vec{P}$), conforme apresentado na equação 14:

$$k_n = \frac{d\vec{P}}{d\delta} \tag{14}$$

Conforme Pulecio (2010), derivando a carga em relação à profundidade de indentação, obtem-se a equação 15:

$$k_n = \frac{2}{\sqrt{\pi}}E^{*}\sqrt{\pi a^2} \tag{15}$$

Segundo Di Maio e Di Renzo (2004), a relação entre a rigidez cisalhante (k_t) e a rigidez normal (k_n) é dada pela razão de rigidez (K), que pode ser calculada diretamente a partir do módulo cisalhante e do coeficiente de Poisson dos materiais, conforme apresentado na equação 16:

$$K = \frac{k_t}{k_n} = \frac{\frac{1-v}{G} + \frac{1-v'}{G'}}{\frac{(1-0{,}5v)}{G} + \frac{(1-0{,}5v')}{G'}} \tag{16}$$

Onde v é o coeficiente de Poisson do indentador e v' da superfície indentada; e G modulo cisalhante do indentador e G' da superfície indentada.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Uma vez que a rigidez normal é adquirida, a rigidez tangencial pode ser calculada utilizando K.

2.4 Solos Não Saturados

Solos tropicais foram conceituados por Conciani et al., (2015) como solos que apresentam um comportamento mecânico e propriedades físico-química diferentes da mecânica tradicional dos solos, e não somente aqueles que se localizam entre os trópicos. Dependendo das condições climáticas onde esses solos se desenvolvem, e onde se situam, eles podem apresentar uma condição saturada ou não saturada. Solos saturados são solos que composto por 2 fases: água e partículas sólidas. Já os solos não saturados são compostos por três fases: sólida, líquida e gasosa. A fase sólida é constituída pelas partículas minerais; a fase líquida de água, sais e ar dissolvido; e a fase gasosa por ar livre e água em forma de vapor.

Fredlund et al.,(1978) incluíram uma quarta fase, a fase de interação ar-água, também chamada de película contrátil. Essa interface é formada por uma interação entre a fase gasosa não dissolvida e a fase líquida (Figura 13).

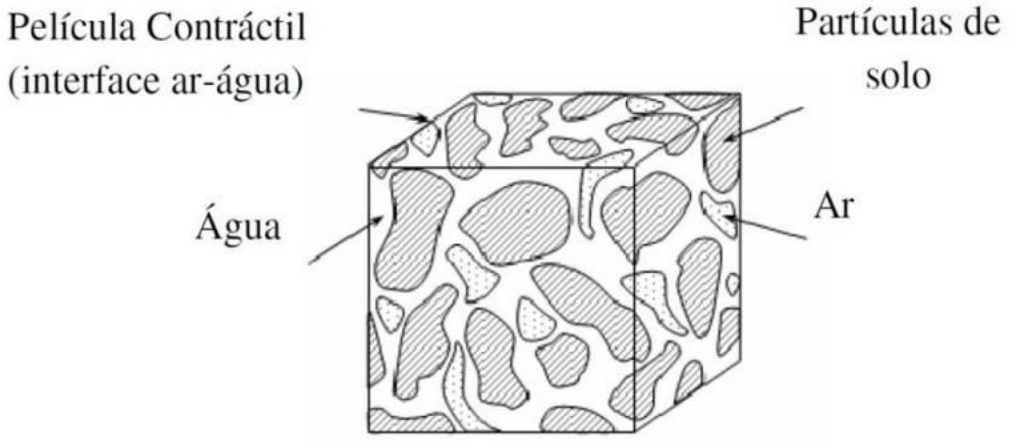

Figura 13 - Elemento de solo não saturado com fase ar contínua (FREDLUND & RAHARDJO, 1993- modificado).

Fredlund et al. (1978, apud SILVA 2009) afirmam que considerar o sistema como multifásico é favorável para a análise do comportamento mecânico do solo e

que as quatro fases podem ser agrupadas duas a duas: sólidos e película contrátil, que estão em equilíbrio estático; e ar e água, que podem fluir. Os autores reconheceram a necessidade de se relacionar a influência da película contrátil na análise do estado de tensões no solo. Essa película contrátil interage com as partículas do solo produzindo uma força de interação. As variáveis que melhor definem o estado de tensões no solo não saturado são ($\sigma - u_a$), que corresponde a tensão líquida, e ($u_a - u_w$), tensão matricial, onde σ é a tensão total, u_a é a poro-pressão de ar e u_w é a poro-pressão de água.

2.4.1 Potencial Total da Água no Solo e Sucção

O trabalho realizado para levar, reversa e isotropicamente, uma quantidade infinitesimal de água pura, desde um ponto situado a uma altura elevada conhecida, sob condição atmosférica, até um determinado ponto do solo é definido como potencial total de água no solo (BONDER, 2008). Esse potencial total na verdade corresponde ao somatório dos termos de potencial osmótico, potencial matricial, potencial gravitacional, potencial pneumático e potencial de adensamento. Uma vez que não haja nenhum processo de adensamento e que o ar nos poros do solo esteja em contato com a atmosfera, o potencial de consolidação e pneumático podem ser desprezados. Deste modo, desprezando também o potencial gravitacional, o potencial total pode ser reescrito pela equação 17:

$$\phi = \phi_o + \phi_m \tag{17}$$

Onde:
ϕ = Potencial total
ϕ_o = Potencial osmótico
ϕ_m = Potencial matricial

Os potenciais mátrico e osmótico podem ser tratados pelas suas respectivas pressões, que são a sucção mátrica e a sucção osmótica. O somatório das parcelas mátrica e osmótica resulta na sucção total (equação 18) (SOARES, 2005).

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_o \quad (18)$$

Onde:
Ψ_t = sucção total;
Ψ_m = sucção matricial;
Ψ_o = sucção osmótica

Houston et al,.(1994 apud FEUERHAMEL 2003) apresentaram uma definição simplificada de sucção matricial, como sendo a afinidade que o solo tem com a água na ausência de qualquer gradiente de teor de sal na mesma. A sucção matricial é definida também como sendo a pressão negativa da água intersticial devido aos efeitos de capilaridade, que são resultantes de pressões geradas pelo menisco capilar, e pelas forças de adsorção exercidas pelas superfícies das partículas (SOTO, 2004).

A sucção matricial (Ψ_m) é expressa como a diferença entre a pressão do ar (u_a) e a pressão da água (u_w) presente nos poros dos solos, como mostra a equação 19:

$$\Psi_m = u_a - u_w \quad (19)$$

A sucção osmótica (Ψ_o) está relacionada com a composição da água do solo, a qual é influenciada pela capacidade das partículas do solo de reter os íons trocáveis, alterando assim a composição da água. O valor da sucção osmótica dependerá da composição do líquido externo ao solo, pois a alteração na concentração de soluto implica em mudança de pressão. Se um solo for granular e livre de sais não terá sucção osmótica, logo a sucção total será igual à sucção matricial (SMITH E SMITH, 1998)

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), uma variação na sucção matricial terá um efeito maior em sua significância, com relação ao comportamento mecânico do solo, do que uma variação na sucção osmótica.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

2.4.2 Curva Característica

Feuerhamel (2003) definiu a curva característica como a relação entre o volume de água presente dentro dos poros e a sucção do solo. Este volume de água pode ser quantificado em termos do teor de umidade volumétrico (g), teor de umidade gravimétrico (*w*), ou em termos do grau de saturação (*S*).

A relação entre a quantidade de água presente no material e a sucção é fundamental para a caracterização hidráulica dos materiais porosos. O comportamento de retenção de água fornecido pela curva característica é fundamental para a compreensão dos fenômenos relacionados com o fluxo, a resistência e a compressibilidade dos solos não saturados na engenharia geotécnica (MARINHO, 2005).

O formato da curva característica diz muito sobre o solo estudado, e está diretamente relacionado à granulometria e à mineralogia do solo. A composição mineralógica da fração fina, assim como sua quantidade, distribuição dos poros, o teor de umidade inicial, a compressibilidade do solo e sua história de tensões são decisivos na forma, inclinação e posição relativa da curva. (SOTO, 2004).

Vanapalli (1999) apresentou a partir da Figura14 os principais pontos da curva característica (valor de entrada de ar e ponto de saturação residual) e os estágios identificáveis de dessaturação (zona de efeito limite de entrada de ar, zona de transição e zona residual de não saturação).

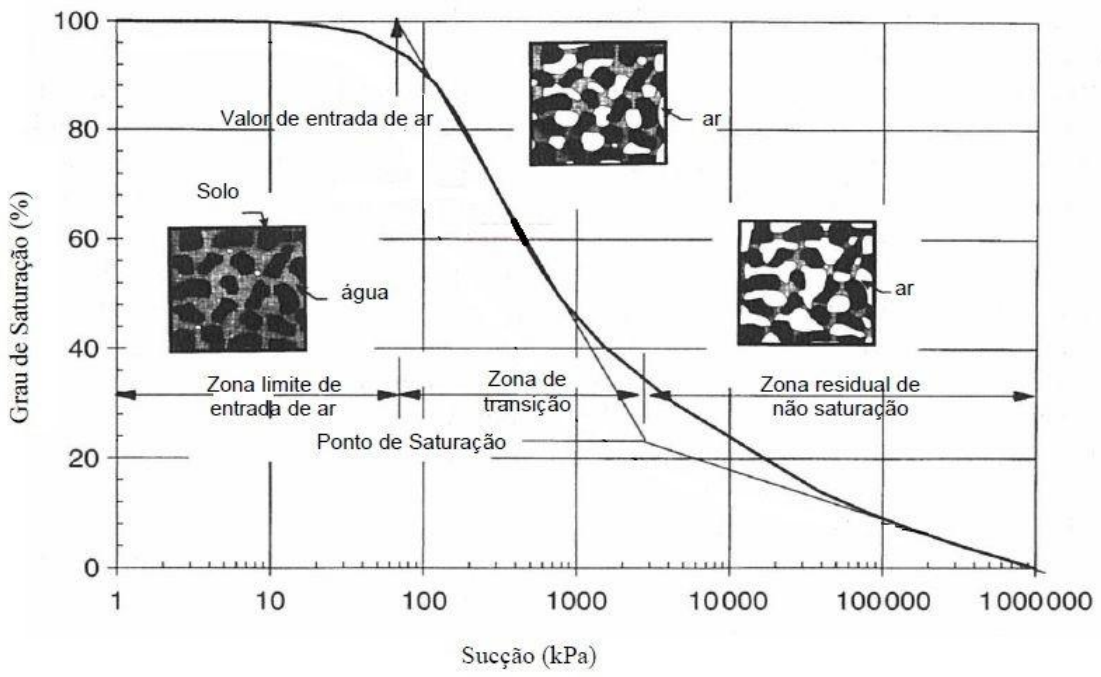

Figura 14 - Principais pontos da curva característica (VANAPALLI et al., 1999) modificado.

A curva se inicia pela *zona de efeito limite de entrada de ar*, que apresenta o valor inicial de sucção próximo a zero, devido ao fato de que quase todos os poros estão preenchidos por água, (figura 15 (a)) e vai até o valor de sucção correspondente à entrada de ar. Este valor de sucção é o primeiro ponto mais importante da curva, pois identifica o ponto onde o ar começa a entrar no poro de maior tamanho do solo.

O solo a seguir começa a dessaturar-se e o teor de umidade se reduz significativamente à medida que o ar começa a ocupar o espaço da água, aumentando deste modo a sucção. Esse estágio da curva é conhecido como *zona de transição,* que inicia no valor correspondente à sucção de entrada de ar e termina no valor correspondente ao ponto de saturação residual. A Figura 15(b) e (c) representam a área de água nos estágios de transição primários e secundários respectivamente.

O último estágio da curva é o *estágio residual de não saturação,* neste estágio há um aumento substancial da sucção em função de variações muito pequenas de teor de umidade. Inicia-se no ponto de saturação residual e vai até a sucção

máxima, que corresponde a um teor de umidade muito baixo, próximo a zero, Figura 15 (d) (FEUERHAMEL, 2003).

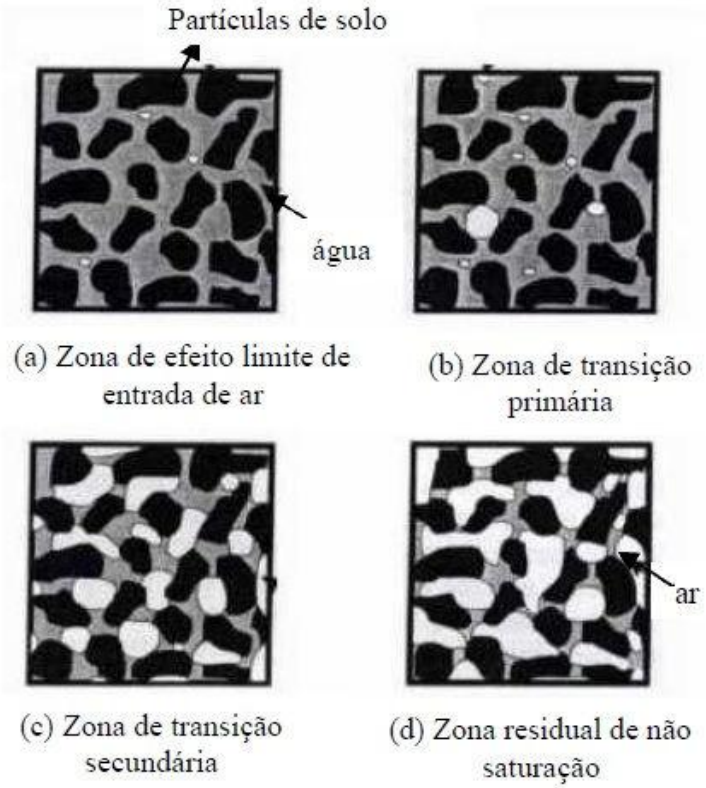

Figura 15 - Provável variação da área de água nos diferentes estágios da curva característica (VANAPALLI et al., 1996 apud FEUERHAMEL, 2003).

Como mencionado anteriormente, a forma da curva característica depende de vários fatores, dentre eles, a distribuição de poros e a compressibilidade do solo em relação à sucção. Na figura 16 serão apresentadas as curvas características de acordo com a distribuição de poros.

A curva (a) representa o tipo de curva proveniente de materiais porosos rígidos, com poros distribuídos uniformemente. A perda total de água com aumento da sucção sem um ponto de entrada de ar não ocorre mesmo em materiais porosos com poros uniformemente distribuídos, pois uma quantidade de água, mesmo que baixa, permanece no material. Em função disso uma curva que melhor representa um material com tamanho único de poros é a curva (b), que demonstra que após a entrada de ar certa quantidade de água mantém-se no material necessitando de uma energia maior para retirá-la. A curva (c) representa um material com dois

tamanhos de poros, onde se pode observar dois valores de entradas de ar, cada um correspondendo a um tamanho de poro, e a curva (d) que representa um material com tamanho de poros variados, onde se observa uma redução gradual e progressiva do teor de umidade, com o aumento da sucção (MARINHO, 2000).

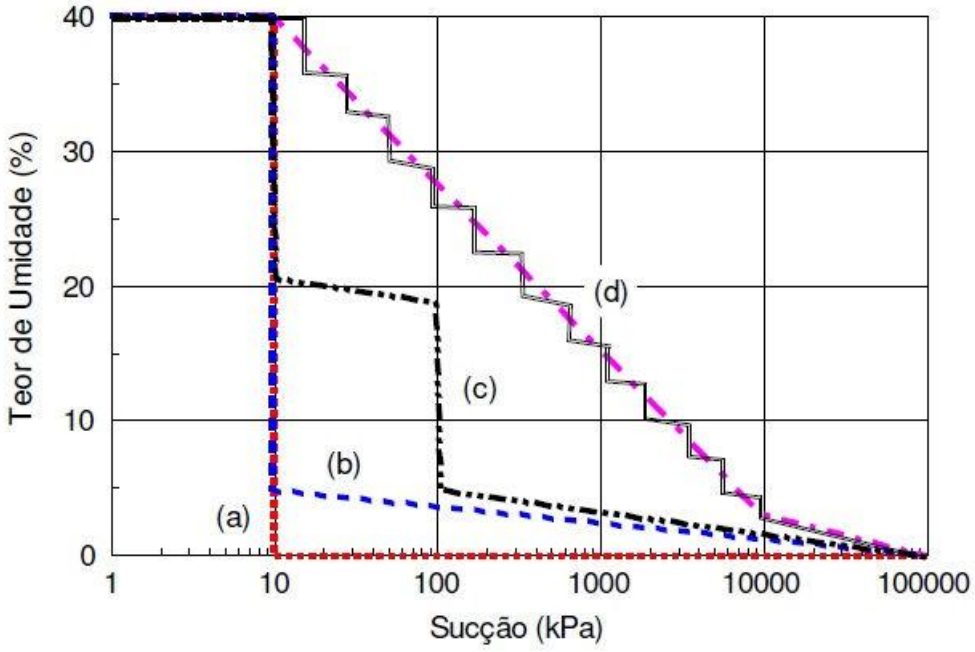

Figura 16 - Forma geral da curva de retenção de acordo com a distribuição de poros (MARINHO, 2005).

Na literatura científica há diferentes formulações empíricas e matemáticas para o ajuste da curva de retenção de água a partir dos dados de umidade volumétrica e sucção. Entre essas formulações estão aquelas definidas por Van Genutchen (1980) e Fredlund e Xing (1994), representadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Fórmulas matemáticas para a curva característica (RIBEIRO, 2013).

Autores	Relação Empírica	Definição dos Parâmetros
Van Genutchen (1980)	$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha_v \Psi)^n]^m}$	m =1-1/ n θ = Teor de umidade volumétrica; θ_r = Teor de umidade volumétrica residual; θ_s = Teor de umidade volumétrica de saturação; Ψ = Sucção matricial α_v , n = Parâmetros de ajuste;
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = \theta_s \left[1 - \frac{ln\left(1 + {\Psi}/{\Psi_r}\right)}{ln\left(1 + {10^6}/{\Psi_r}\right)}\right]\left[\frac{1}{ln\left(e + \left({\Psi}/{a}\right)^n\right)}\right]^m$	θ = Teor de umidade volumétrica; θ_s = Teor de umidade volumétrica de saturação; Ψ = Sucção matricial Ψ_r = Sucção matricial residual; e = 2,7183; a = valor de entrada de ar; n e m = Parâmetros de ajuste.

2.4.3 Método do Papel Filtro

A relação entre teor de umidade (ou grau de saturação) e sucção pode ser obtida através de métodos diretos e indiretos. No método direto a sucção é medida diretamente (placas de sucção, centrífuga, tensiômetro e outros), enquanto que no método indireto é medida através de parâmetros ou propriedades do solo.

O método do papel filtro é um método indireto que usa umidade (ou grau de saturação) como o parâmetro, relacionando-se à sucção através de uma curva de calibração.

Esta técnica consiste na absorção e equilíbrio entre a umidade da amostra de solo e a do papel filtro, que possui um teor de umidade inferior ao da amostra, quando estes entram em contato (SILVA, 2009). Quando não há contato do papel com o solo e o equilíbrio se faz através do fluxo de vapor, a sucção medida é a sucção total. Para a medição da sucção matricial, o papel entra em contato com o solo e o equilíbrio é atingido através do fluxo capilar.

O equilíbrio de pressão será alcançado quando essa absorção ao longo do tempo cessar, ou seja, quando não há mais fluxo entre o solo e o papel. No ponto de equilíbrio, o valor da sucção no papel filtro e no solo será a mesma, porém as umidades serão diferentes (SOARES, 2005).

A metodologia que regulamenta a determinação experimental da sucção pelo método do papel filtro é a norma norte-americana ASTM D529-9403. Na norma encontram-se as curvas de calibração das duas marcas de papel filtro mais utilizadas nesse tipo de ensaio: os papéis *Whatman*® nº 42 e *Schleicher&Schuell*® nº 589. Na figura 17 estão apresentadas as curvas de calibração.

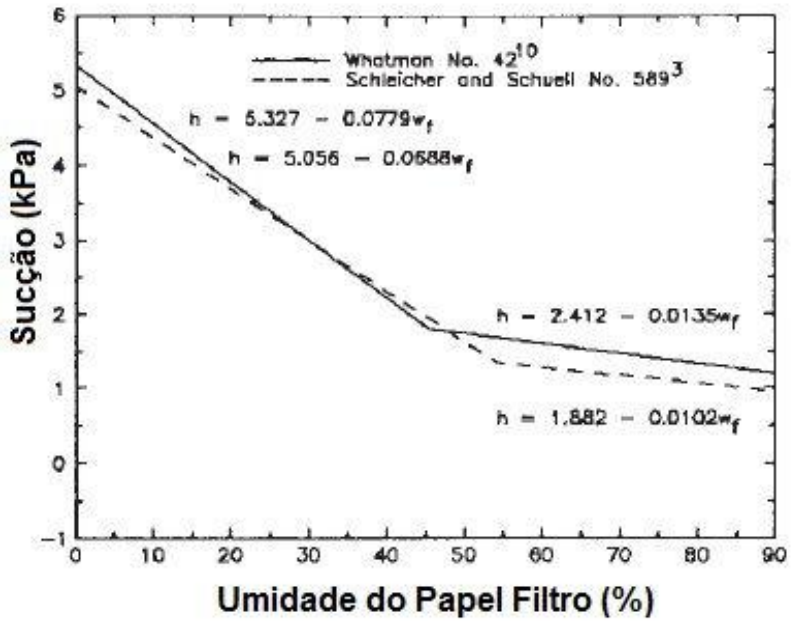

Figura 17 - Curvas de calibração para as marcas de papel filtro Whatman® nº 42 e Schleicher&Schuell® nº 589 (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).

Chandler et al. (1992), propuseram que para valores de umidade maiores que 47% fosse usada a equação 21 e, para valores de umidade menor/igual a 47%, a equação 22 para calibração do papel filtro Whatman N°42.

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w)} \text{ x} \quad (20)$$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622 \log w)} \text{xx} \quad (21)$$

O tempo de equilíbrio é um dos aspectos fundamentais a ser considerado para uma correta obtenção do valor de sucção. O tempo exigido pela norma (ASTM D5298-94) é de no mínimo sete dias independente do nível e do tipo de sucção.

2.4.4 Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson

O Módulo de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν) são propriedades elásticas de interesse quando se deseja estudar o comportamento do solo.

Submetendo-se um corpo de prova a um ensaio de compressão axial e triaxial com uma tensão (σ) aplicada, a razão entre o encurtamento provocado e o comprimento inicial do corpo correspondente à deformação axial (ε_a), equação 22 (SILVA, 2006).

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h} \quad (22)$$

Sendo o material elástico, há proporcionalidade entre a tensão e a deformação axiais, expressa pelo módulo de elasticidade E, conforme a lei de Hooke (equação 23):

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_a} \quad (23)$$

Segundo Bastos (2008), mesmo que o solo apresente deformações não recuperáveis após certo nível de tensões (material não-elástico) e apresente relação

tensão-deformação não constante (material não-linear) é frequente a hipótese de comportamento elástico linear para os solos para trechos restritos das curvas tensão vs. deformação.

Junto à deformação ε_a, ocorrem também deformações radiais ε_r (equação 24), em direções normais à de aplicação da tensão.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta r}{r} \tag{24}$$

O coeficiente de Poisson (v) relaciona essas grandezas da seguinte forma, equação 25.O sinal negativo está incluído na fórmula porque as deformações possuem sinais opostos.

$$v = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \tag{25}$$

De acordo com Oh e Vanapalli (2011 apud RIBEIRO 2013) a maioria das modelagens sobre solos tratam o coeficiente de Poisson de solos não saturados e saturados como constante. Essa hipótese é razoável para solos arenosos, mas não para solos argilosos, onde a alteração do grau de saturação e da sucção matricial podem levar a uma modificação considerável valor do coeficiente de Poisson.

De maneira geral, o coeficiente de Poisson aumenta com a elevação do grau de saturação, mas essa relação não é linear, e o seu comportamento é diferenciado nas três regiões da curva de sucção. À medida que a sucção matricial aumenta o coeficiente de Poisson diminui, até atingir a constância na zona de transição e se manter assim na zona residual (Figura 18).

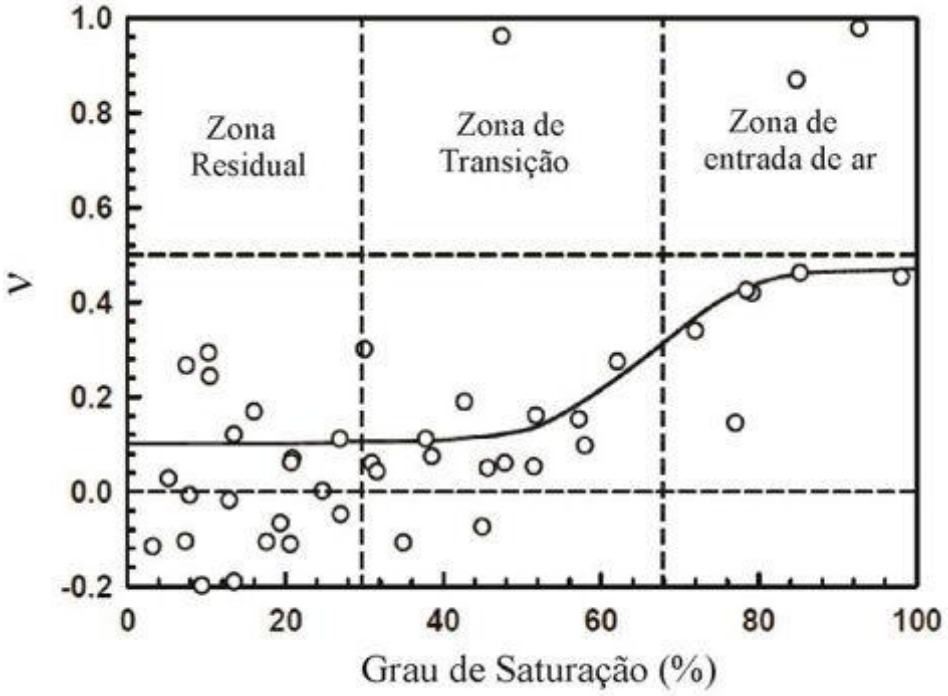

Figura 18 - Variação do coeficiente de Poisson (v) com o grau de saturação para solos argilosos (OH e VANAPALLI, 2011 apud RIBEIRO, 2013).

Analisando as figuras 19 (a) e (b) de Alramahi et al, (2010), que mostram a variação do coeficiente de Poisson em relação ao grau de saturação de uma argila e de um silte respectivamente, Oh e Vanapalli (2011) concluíram que o comportamento da curva na figura (a) se assemelha muito à curva da figura 18, que mostra uma variação nos valores do coeficiente de Poisson muito maior do que o ocorrido na curva da figura (b). Segundo os autores acima citados, esse fato indica uma variação do coeficiente de Poisson, que concerne ao grau de saturação, é mais predominante para solos com maior concentração de finos na sua composição.

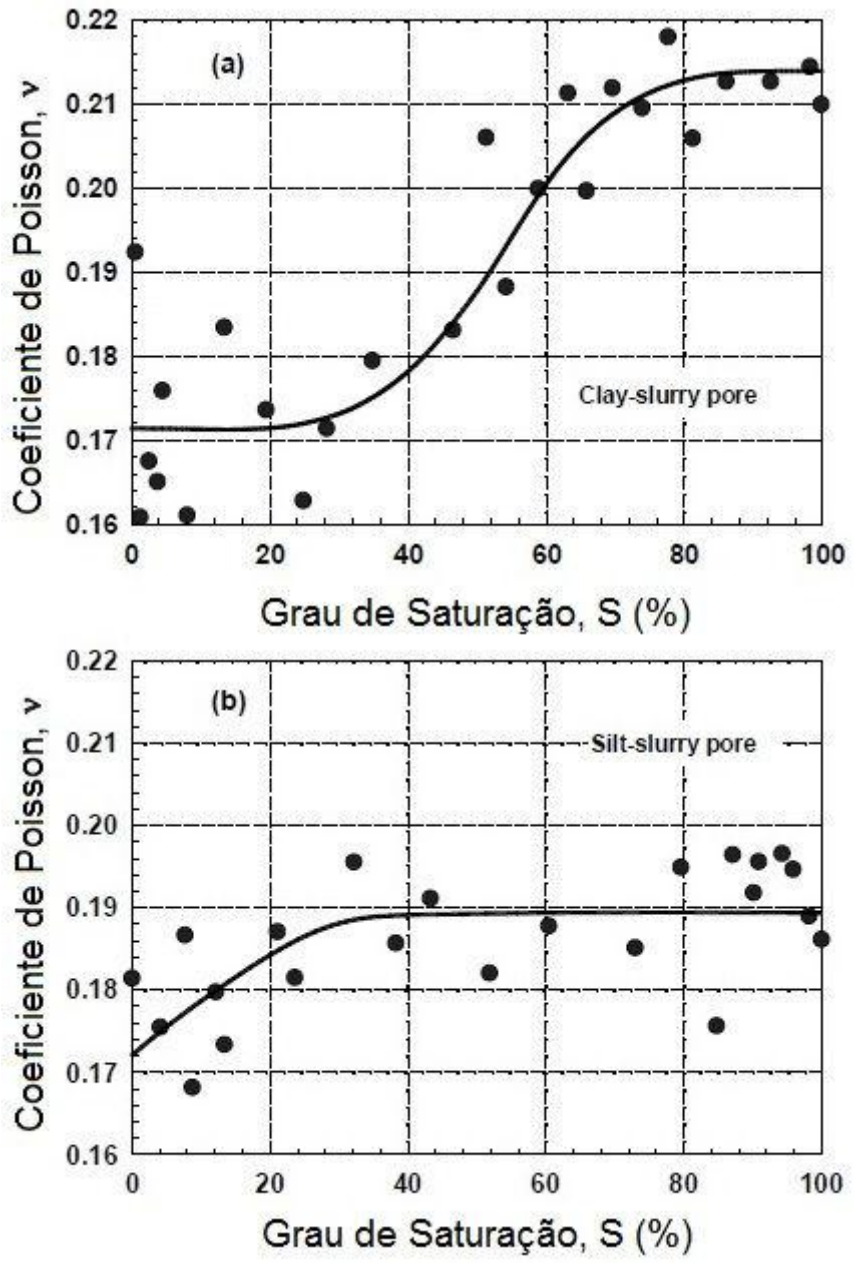

Figura 19 - a) Variação do coeficiente de Poisson com o grau de saturação para solo argiloso; b) Variação do coeficiente de Poisson com o grau de saturação para solo siltoso (ALRAMAHI et al., 2010).

O módulo de Elasticidade apresenta comportamento diferente do coeficiente de Poisson, pois com o aumento da sucção matricial há também uma elevação no valor do módulo de Young, conforme representado na Figura 20 (RIBEIRO, 2013).

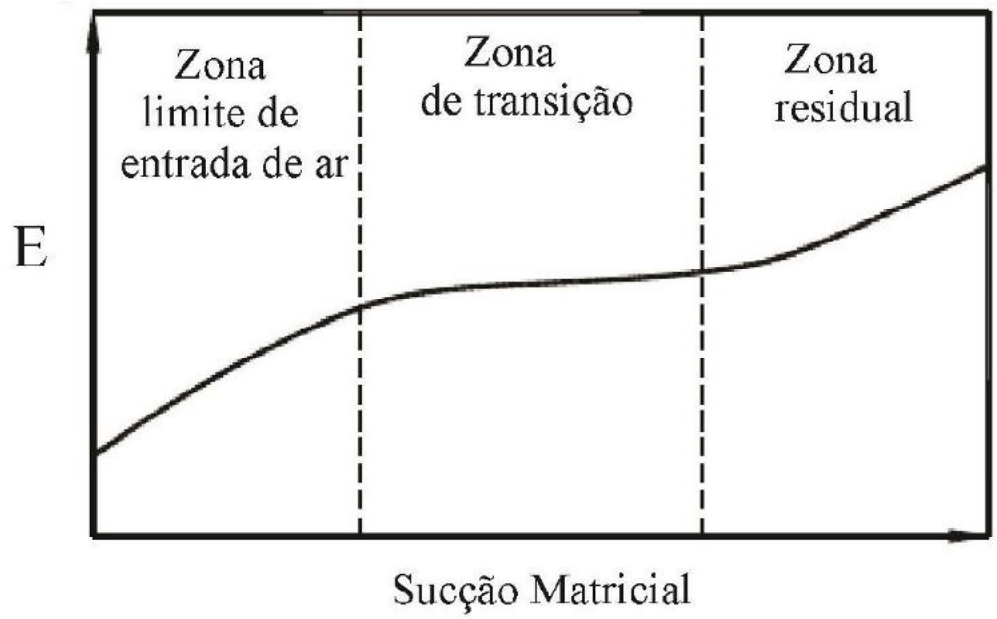

Figura 20 - Representação esquemática da variação do módulo de Young (E) com a sucção matricial (OH e VANAPALLI, 2011 apud RIBEIRO, 2013).

2.5 Resumo

Nos estudos dos movimentos de massa, em particular os de queda de blocos, o fenômeno que ocorre quando a rocha impacta a superfície da encosta é quantificado por meio de um ou dois coeficientes de restituição, que são calculados e têm correlação direta com o material dessa encosta. Como afirmado por diversos autores e provado com testes *in situ* e em laboratório, o fenômeno é guiado por outras características além das propriedades da encosta, como também do material do bloco e a cinemática.

Como mencionado anteriormente, a maioria dos estudos feitos sobre o assunto se concentram em materiais duros da encosta, simulando contatos rocha com rocha. Pouquíssimos estudos focam na interação rocha com solo e como as propriedades geomecânicas desses solos podem influenciar no fenômeno.

No quadro 2, no capítulo 2.2.1.4, são listados alguns parâmentos correspondentes à encosta, como rigidez, rugosidade e inclinação, que são apontados como influenciadores do fenômeno. Nota-se a falta de estudos que foquem nesses parâmetros, em especial na rigidez, que está diretamente

relacionada ao módulo elástico do solo, uma característica apontada por Chau et al., (1999 a) como influenciadora nos valores de coeficiente de restituição normal.

Para calcular a rigidez do solo, no momento do impacto entre um bloco de rocha e o solo, foi usada como base a Mecânica do Contato, de Hertz, que estuda a interação entre dois corpos. A rigidez nos contatos é gerada pelo módulo elástico e coeficiente de Poisson do material.

O estudo dos solos teve enfoque nos solos não saturados porque essa é a condição da maioria dos solos brasileiros em praticamente todos os meses do ano. Mesmo em meses do ano onde há um menor índice pluviométrico, o solo mantém uma umidade, mesmo que baixa, o caracterizando como solo não saturado.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

3. ÁREA DE ESTUDO

3.1 Localização

O município de Sumidouro está localizado no Estado do Rio de Janeiro, na latitude 22º02’59’’ sul e longitude 42º40’29’’. Situa-se na microrregião Nova Friburgo e faz divisa com os municípios de Nova Friburgo, Teresópolis, Carmo, Sapucaia, Duas Barras e São José do Vale do Rio Preto. O município está divido em quatro distritos: Sumidouro (sede), Campinas, Dona Mariana e Soledade. Apresenta altitude media de 355 metros e apresenta clima Subquente (média entre 15ºC e 18ºC) e Mesotérmico Brando (média entre 10ºC e 15ºC) (IBGE, 2002), com precipitação anual variando de 692 e 1.914 mm e umidade relativa do ar variando de 58% a 93% (INMET, 2016).

O acesso à área de estudo, saindo do centro do Rio de Janeiro, pode ser realizada pela BR-116 passando por Magé e Teresópolis, ou pela BR-040 passando por Duque de Caxias, Petrópolis e Três Rios.

O presente estudo coletou amostra de blocos de solo indeformado e blocos de rocha no pequeno povoado de Murineli (figura 21), que pertence ao distrito sede de Sumidouro. O objetivo era obter rochas e solos para os ensaios que não tivessem qualquer estrutura, como foliação, clivagem ou xistosidade, que pudessem influenciar no ensaio de amortecimento. A seguir serão descritos a geologia local, assim como a geomorfologia e pedologia do local da coleta.

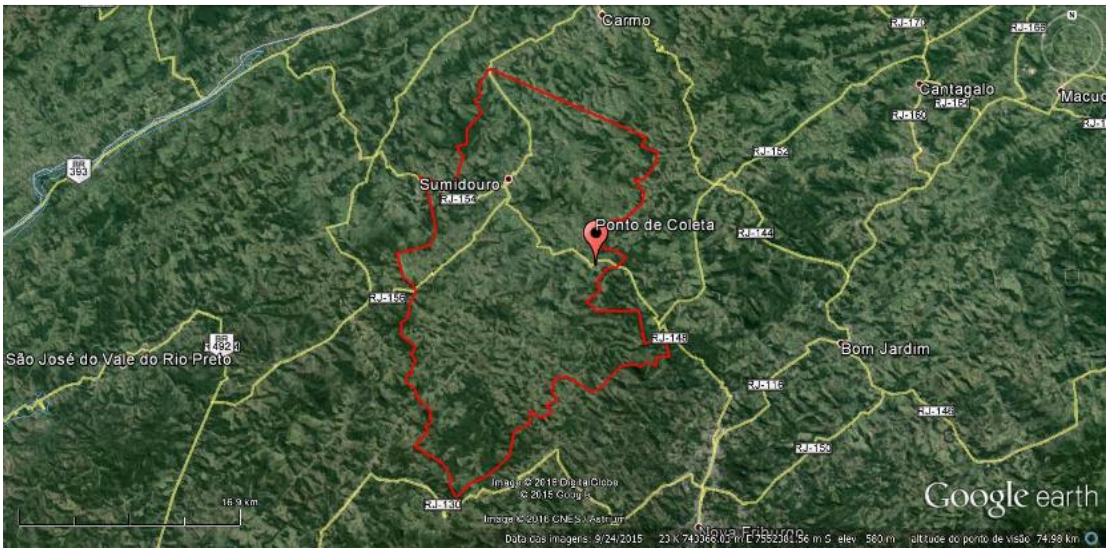

Figura 21 - Município de Sumidouro, na região serrana do Estado do Rio de Janeiro. O ponto na figura indica o local da coleta do material (Google Earth, 2016).

3.2 Geologia, Geomorfologia e Pedologia Local

O município de Sumidouro encontra-se localizado na Folha Nova Friburgo (escala 1:100.000 SF23-Z-B-II), e a geologia local de Murinelli é caracterizada por rochas do Complexo Rio Negro, que se remete a Faixa Ribeira durante a amalgamação do Supercontinente Gondwana e por Enxames de Diques da Serra do Mar, referente ao extremo magmatismo sofrido pela costa brasileira durante a quebra do Supercontinente Gondwana. Tupinambá et al., (1996) redefiniu o Complexo Rio Negro como um conjunto ortoderivado representante de um arco magmático constituído por ortognaisses e granitoides (diorito, tonalito gnaisse, leucogranito e gnaisse porfiróide), fracamente deformados e com diversas feições de injeção entre si, sendo difícil a determinação do tipo predominante.

Enxames de Diques da Serra do Mar, nomeado como Enxame de diques de Paquequer Pequeno – Sumidouro, compostos por diabásio ou microgabro leucocrático, de textura equigranular com apatita, rutilo e minerais opacos magnéticos de acessório, clinopiroxênio alterando para hornblenda e a biotita e plagioclásio encontram-se parcialmente sericitizado.

A geomorfologia da região de Sumidouro segundo Silva et al., *(* 2001) abrange quatro sistemas de relevo predominante: Escarpas Serranas, Domínio dos Morros Elevados, Domínio Montanhoso e Domínio de Colinas Dissecadas, Morrotes e

Morros Baixos. Localmente é caracterizado pelo *Os Domínio de Morros Elevados* (com ocorrência de "Pães-de-Açúcar"), relevo de morros convexo-côncavos dissecados e topos arredondados ou aguçados, constituído com sedimentação de colúvios, alúvios e, subordinadamente, presença de blocos de rocha *in situ* e depósitos de tálus.

Quanto a cobertura de solos, o município é compreendido por quatro classes pedológicas predominantes, segundo a termologia usada por Silva et al., (2001): Cambissolosálicos, Latossolos Vermelho – Amarelo álicos, PodzólicoVermellho – Amarelo eutróficos e Solos Litólicosálicos. O tipo de solo encontrado e que predomina na região é o Cambissolos que são caracterizados por serem solos pouco evoluídos de características bastante variáveis, em geral pouco profundos ou rasos e com teores de silte relativamente elevados e com presença de blocos de rocha na superfície da encosta. Na figura 22, é observado o mapa geológico do Município de Sumidouro, assim como na figura 23 o mapa geomorfológico e na figura 24 o mapa pedológico.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

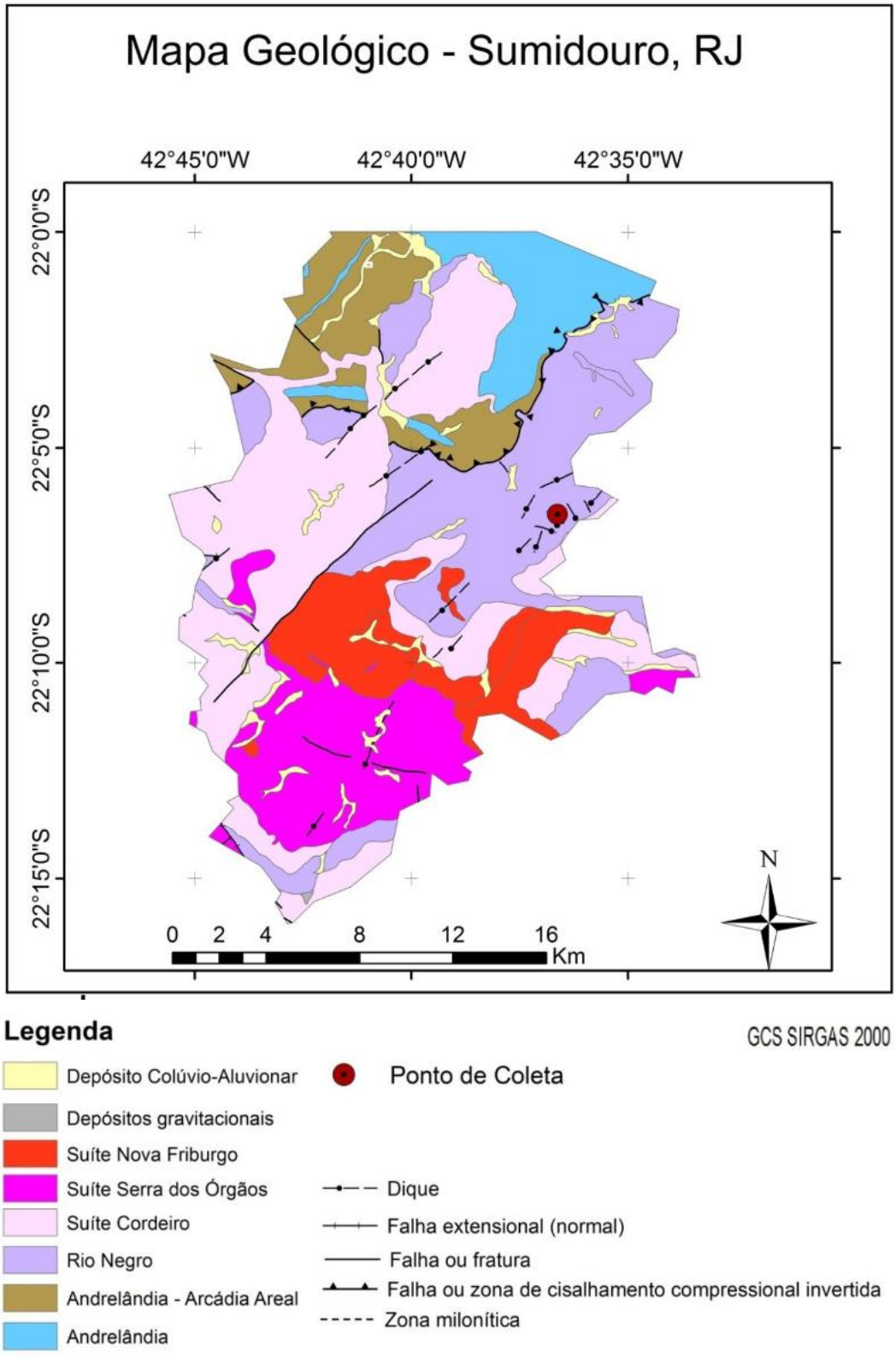

Figura 22 - Mapa geológico do Município de Sumidouro – RJ Fonte: Tupinambá et al., (2012).

Rio de Janeiro
Junho de 2016

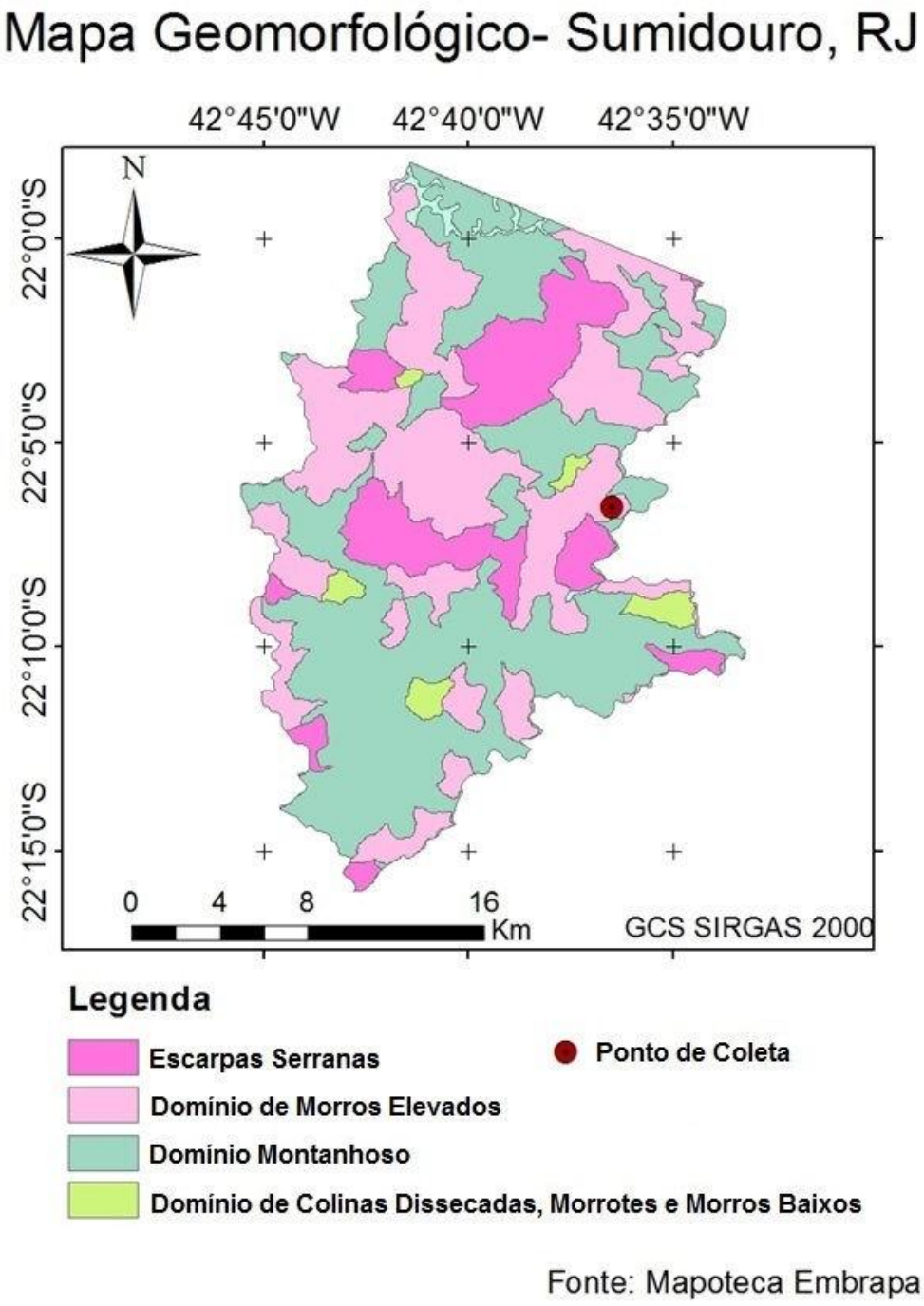

Figura 23 - Mapa Geomorfológico do município de Sumidouro.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

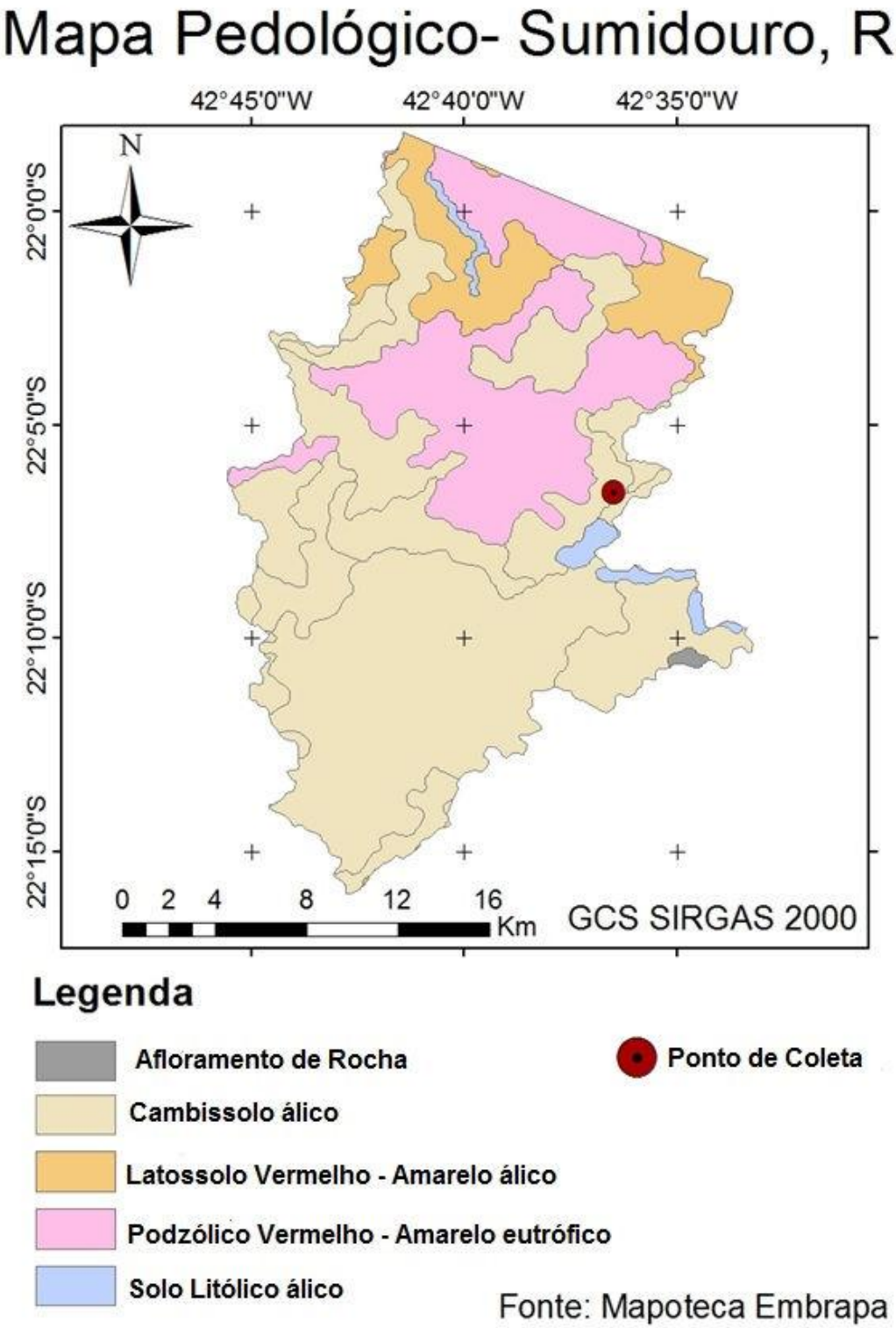

Figura 24 - Mapa Pedológico do município de Sumidouro.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os ensaios de caracterização do solo e da rocha para suas respectivas classificações, para a obtenção dos seus índices físicos, para a determinação da curva de retenção de água, para a caracterização mecânica dos solos e das rochas com o intuito de se determinar os parâmetros elásticos dos mesmos, os quais são necessários para o cálculo das rigidezes no contato, bem como os procedimentos adotados para o desenvolvimento e a realização do experimento de amortecimento.

4.1. Etapa de Campo

Para a realização desta pesquisa foram escolhidos solos provenientes de rochas ígneas, onde blocos de rocha, também ígneos e protólitos do mesmo solo pudessem ser encontrados. O objetivo era obter esses materiais de uma encosta que apresentasse indicativos de que processos de queda de blocos pudessem ocorrer. Quanto ao caráter ígneo do material, o propósito era pela escolha de uma rocha que não apresentasse estruturas e/ou texturas que pudessem permanecer remanescente no solo residual, e que assim influenciasse na resposta do experimento de amortecimento.

O local escolhido para a coleta das amostras foi em uma encosta próxima à localidade de Murinelli, distrito do município de Sumidouro-RJ. Foram retiradas amostras indeformadas e deformadas de solo residual jovem, conceituação da área Geotécnica na qual neste tipo de solo ainda é possível identificar características texturais, estruturais e mineralógicas herdadas do protólito de origem. Neste mesmo local foram coletados blocos de rocha para a confecção das esferas para os ensaios de amortecimento e para a obtenção de corpos de prova para a realização dos ensaios uniaxiais (Figura 25). Realizou-se também uma descrição geral do talude estudado nesta pesquisa.

Para a retirada dos blocos de solo (amostras indeformadas) foi necessária a abertura de uma pequena trincheira, de onde foram retirados três blocos cúbicos de aproximadamente 28cm x 28cm x 28cm. Para manter a sua estrutura interna

preservada durante o seu transporte, e também para conservar sua umidade natural, os blocos foram envolvidos por um tecido do tipo talagarça (ou morim) (Figura 26), onde uma camada de parafina líquida foi derramada de modo a envolver toda a amostra. Após esta etapa, os blocos foram envolvidos por filme PVC e fitas adesivas. Posteriormente foram cuidadosamente colocados em caixas de madeira já previamente montadas que foram preenchidas com serragem nas laterais e no topo de modo a evitar danos durante o transporte. Foram retirados do local 10 kg de amostra deformada, obtidas do material escavado dos blocos das amostras indeformadas. Esse material foi utilizado para a análise granulométrica e difração de Raio-X.

Figura 25 - Blocos de rocha para confecção das esferas.

Figura 26 - a) Bloco cúbico de aproximadamente 28cm x 28cm x 28cm; b) Bloco com tecido de proteção.

4.2. Etapa de Laboratório

Nesta etapa foi realizada a descrição petrográfica e foram realizados os ensaios de caracterização física e mineralógica do solo e da rocha; assim como a determinação da curva característica do solo (técnica do papel filtro), os ensaios de compressão triaxial UU do solo e ensaios de compressão simples da rocha. Os respectivos ensaios e os procedimentos adotados serão descritos nesse capítulo.

4.2.1 Ensaios de Caracterização Física do Solo e da Rocha

Os ensaios de caracterização física do solo foram realizados com as amostras deformadas coletadas e preparadas de acordo com a norma brasileira NBR 6457 (ABNT, 1986) (“Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”). Dessa amostra foram realizados também ensaios de limite de liquidez -NBR 6459 (ABNT, 1984);Limite de plasticidade - NBR 7180 (ABNT, 1984);massa específica dos grãos - NBR 6508 (1984) e análise granulométrica - NBR 7181 (1984).

Na rocha foram determinadas a massa específica e a porosidade com base na técnica de saturação, segundo ISRM (1979). A análise petrográfica foi realizada, com descrições macroscópicas e microscópicas, para a determinação do tipo de rocha.

4.2.2 Ensaio de Caracterização Mineralógica do Solo – Difração de Raios - X

Comumente a identificação dos grupos de argilominerais pode ser obtida através da difração de Raios-X. Existem basicamente dois tipos de análise na difração de Raios-X: a análise do pó e a análise de amostras orientadas (naturais, glicoladas e aquecida).

O procedimento usado nesta dissertação baseia-se na metodologia preconizada por Jackson (1969) com modificações de Polivanov (1998). O difratômetro usado foi o da marca Bruker, do laboratório de Difratometria de Raios-x da área de Geologia de Engenharia e Ambiental, Departamento de Geologia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (figura 27). O ensaio foi executado no Laboratório de Mineralogias das Argilas e a preparação das lâminas no Laboratório de Química de Solos por Via Úmida, ambos da área de Geologia de Engenharia e Ambiental, Departamento de Geologia da UFRJ.

A seguir uma breve descrição do procedimento:

O solo já seco e destorroado foi passado na peneira n°10 (2mm); desse material, 100 g foram pesados e adicionados 10ml de NaOH, assim como 100ml de água destilada e deixado em repouso por 24 horas. Após esse tempo, o material foi agitado por 15 minutos em agitador mecânico, e em seguida passado na peneira n° 270 (0,05 mm). O material peneirado foi então colocado em uma proveta de 1000ml e completado até a marca de 1000ml com água destilada. Agitou-se por 2 minutos e novamente deixada em repouso por 24 horas. O líquido presente nos primeiros 20 cm da proveta foi retirado e armazenado numa garrafa, onde HCl 1N foi adicionado para neutralizar a solução.

A amostra então foi colocada em 2 tubos de ensaio de 100ml e levada para a centrífuga para o processo de acumulação da argila. Foi necessária a repetição do

processo por diversas vezes até que se tivesse uma quantidade significativa de argila para a confecção das lâminas

Após esse longo procedimento, a argila obtida foi colocada na superfície da lâmina através de gotejamento com auxílio de um bastão de vidro. Essa amostra é identificada como amostra natural (figura 28).

Analisar somente a amostra natural para a determinação dos argilominerais presentes não é aconselhável, uma vez que alguns argilominerais expansivos podem ser identificados pelo fato de adsorverem entre as camadas basais cátions presentes no líquido a que são expostos, resultando na expansão da distância interplanar basal. Para verificar a presença desses argilominerais (expansivos) a lâmina da amostra natural é então saturada em atmosfera com etilenoglicol (glicolada). A lâmina então é colocada no dessecador, contendo etilenoglicol, que está ligado a uma bomba a vácuo. A lâmina ali permaneceu por 24 horas, onde posteriormente foi levada ao difratômetro para leitura.

Outro processo usado para identificação dos argilominerais foi a técnica de aquecimento da lâmina a 500 ºC. Para tal, a lâmina foi levada para a mufla, onde a temperatura foi elevada gradativamente até atingir a temperatura máxima de 500 ºC, permanecendo por 4 horas. O aquecimento é realizado para eliminar as moléculas de água adsorvidas nos argilominerais, reduzindo ou anulando a distância interplanar basal.

Para a análise da mineralogia da fração silte o procedimento foi basicamente o mesmo para a preparação da argila, diferenciou-se a partir do peneiramento na peneira nº 270 (0,05 mm), onde o material foi colocado na proveta, e completado com água destilada até a marcação de 1000ml. Agitou-se por 2 minutos e descansou por 15 minutos. Retirou-se os primeiros 20 cm de água, que foram descartados, e completou-se novamente até a marca de 1000ml com água destilada. Esse processo foi repetido até se obter apenas a fração silte na proveta.

Para uma leitura mais nítida, e sem possíveis ruídos que pudessem prejudicar os registros dos picos no difratograma, fez-se a retirada dos óxidos e hidróxidos de ferro da amostra de argila. O procedimento da retirada de ferro livre foi conforme proposto por Jackson (1974), onde a argila limpa foi aquecida a uma temperatura

variando de 75 ºC a 80 ºC, numa solução composta por 80ml de citrato de sódio e 10ml de bicarbonato de sódio. Após atingir a temperatura adequada, acrescentou-se, de 5 em 5 minutos, por 3 vezes, 2 mg de ditionito de sódio.

Figura 27 - Difratômetro Bruker com a lâmina de argila.

Figura 28 - Lâmina natural preparada pela técnica do gotejamento.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

4.2.3 Curva Característica – Método do Papel Filtro

A metodologia para o ensaio do papel filtro seguiu a recomendada pela norma D 5298 (ASTM, 2003), expedida pela ASTM (American Society for Testing and Materials), com algumas modificações segundo Villar (2002). A técnica consiste em colocar um papel filtro em contato direto com a amostra de solo até que ocorra um equilíbrio de sucção entre o papel e a amostra. A seguir serão apresentados os materiais necessários à execução desta técnica e o seu procedimento de ensaio. O método do papel filtro foi a principal técnica utilizada nesta dissertação para obtenção da relação entre sucção e teor de umidade e/ou grau de saturação. No presente trabalho foi utilizado o papel Whatman N°42, a escolha se fez exclusivamente pela sua farta disponibilidade para compra.

Materiais

Os materiais utilizados para a realização do método do papel filtro foram:

- Dez anéis metálicos de 2,0 cm de altura e 4,6 cm de diâmetro;
- Papel filtro Whatman nº 42;
- Cápsulas metálicas pesadas e numeradas;
- Pinças metálicas (para manusear o papel filtro);
- Balança com precisão de 0,0001 g (para pesagem do papel filtro);
- Balança com precisão de 0,01 g (para pesagem das amostras);
- Estufa (para secagem do papel filtro e dos corpos de prova);
- Papel alumínio;
- Filme de PVC;
- Pipeta;
- Caixa de isopor (para armazenar as amostras durante período de equalização).

Procedimentos do ensaio

O método do papel filtro é bastante simples, entretanto, cuidados devem ser tomados durante a sua execução para evitar erros na determinação do valor de sucção, como exemplo: evitar manusear o papel filtro, pois a umidade da pele pode contribuir para alterar a massa do papel. Durante todo o processo foram usadas luvas descartáveis e a manipulação do papel era feita com o uso de pinças metálicas.

Os corpos de prova foram moldados a partir da amostra indeformada do solo, coletada no campo, com a preocupação e cuidado de manter as posições horizontais e verticais dos solos nos anéis.

Antes do ensaio do papel filtro, ensaios para a determinação de alguns índices físicos iniciais foram necessários, tais como: umidade inicial, densidade relativa dos grãos, umidade higroscópica, massa específica total, massa específica seca, índice de vazios, porosidade, umidade volumétrica e grau de saturação.

A partir dos resultados desses índices, os corpos de prova foram então umedecidos ou secos naturalmente até a obtenção dos diferentes valores de umidade previamente estabelecidos.

O papel filtro foi então recortado nos moldes do topo e da base dos corpos de prova, e colocado em contato com o solo. Logo em seguida o conjunto (papel filtro + corpo de prova) foi protegido com filme plástico PVC e por papel alumínio (figura 29). As amostras, já embrulhadas, foram colocadas na caixa de isopor para equalização pelo período de 10 dias. Após esse período, os papéis filtro foram retirados imediatamente do contato com o corpo de prova e pesados na balança de precisão de 0,0001 g, para a aquisição do seu peso durante a trajetória de secagem ao ar. Em seguida, foram colocados em cápsulas metálicas, previamente pesadas e numeradas, e levados à estufa a 105 ºC por aproximadamente 4 horas. Ao serem retirados da estufa, os papéis filtro foram novamente pesados, agora para a obtenção do seu peso na trajetória de umedecimento ao ar, seguindo procedimento desenvolvido por Villar (2002)

A partir dos resultados encontrados foram originados os gráficos das curvas de retenção de água, que demonstraram a relação da sucção matricial com a umidade

(w) e o grau de saturação (S). Cada valor de sucção e o teor de umidade da amostra e o grau de saturação correspondem a um ponto da curva característica.

A determinação da curva característica é crucial para o entendimento do comportamento dos solos não saturados, e descreve a capacidade do solo em armazenar água frente a variação de valores de sucção. Em função desse conhecimento de armazenamento adquirido pela curva característica, foi possível determinar quais umidades seriam usadas no experimento de amortecimento.

Figura 29 - Corpo de prova moldado, antes do papel filtro ser colocado em contato.

4.2.4 Ensaio de Compressão Triaxial do Solo

O ensaio triaxial realizado foi do tipo UU (*Unconsolidated Undrainded*). Neste, o corpo de prova não passa pela fase inicial de adensamento, sendo submetido à tensão confinante e ao carregamento axial até a ruptura sem qualquer drenagem. O teor de umidade do corpo de prova é preservado e as tensões medidas são as totais. As tensões efetivas, se forem desejadas, podem ser obtidas por intermédio das medidas de pressões neutras. Este é um ensaio rápido, também conhecido como ensaio Q (do termo *Quick)*

A escolha do ensaio tipo UU se deu na tentativa de representar o comportamento superficial do solo a carregamentos rápidos e não drenados, em condições que se aproximam daquelas verificadas quando blocos de rocha se chocam a superfície.

O ensaio triaxial foi realizado no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Foi adotado o procedimento descrito na norma D 2850 (ASTM, 2003) com algumas diferenças a serem descritas a seguir.

Na câmera úmida foram moldados (figura 30), a partir do bloco de amostra indeformada, 8 corpos de prova cilíndricos de 3,8 cm de diâmetro por 7,9 cm de altura (figura 31 a).

Os corpos de prova foram submetidos a diferentes valores de umidade, determinados através dos dados de umidade gravimétrica inicial do solo e da sua curva característica.

Para a realização do ensaio foram impostas a pressão confinante de 20kPa e a velocidade de 1mm/min, considerada elevada para os ensaios convencionais. O objetivo do experimento foi simular a condição de carregamento instantâneo que ocorre no impacto dos blocos de rocha com o solo, por isso a alta velocidade. A baixa tensão confinante foi aplicada para representar a parte superficial do solo, até profundidades da ordem de um metro (figura 31 b).

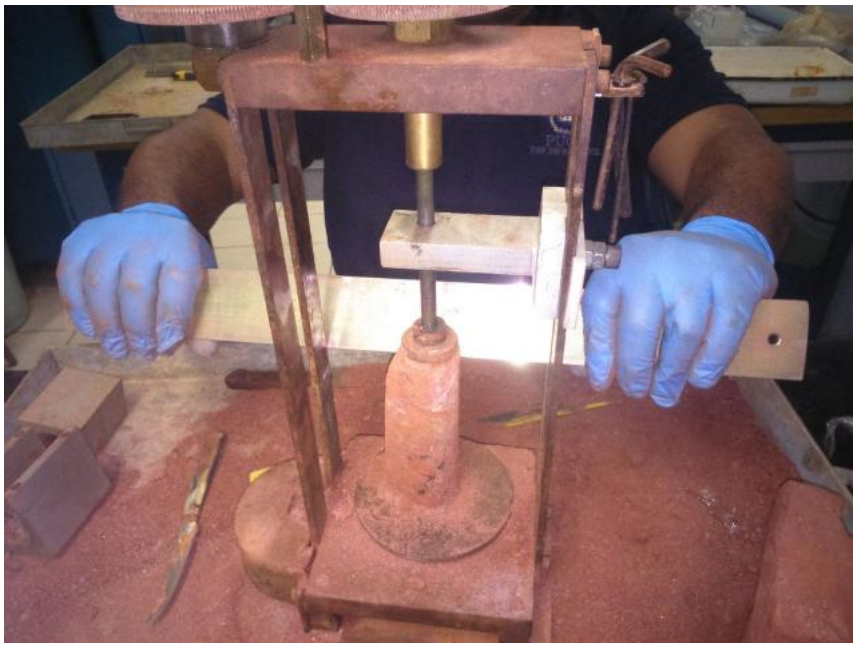

Figura 30 - Corpo de prova sendo moldado.

Figura 31 - a) Corpo de prova usado no ensaio; b) célula triaxial usada no experimento.

4.2.5 Ensaio de Compressão Simples da Rocha.

Segundo Goodman (1989), o ensaio de compressão simples é o mais utilizado no estudo da Mecânica de Rochas para a determinação da deformabilidade e resistência. O ensaio é de simples execução, entretanto a preparação das amostras pode ser difícil e por isso requer uma maior atenção. A relação entre o diâmetro e a altura (H/D) deve variar de 2,0 e 2,5, estabelecida pela norma ASTM D 4543 – 01 e o diâmetro do corpo-de-prova deve ser igual ou superior ao tamanho NX (54 mm) ISRM (2007). As superfícies do corpo de prova devem estar livres de irregularidades, com as faces de topo e base paralelas entre si. A velocidade de aplicação do carregamento deve ser constante.

O ensaio foi realizado no Centro de Pesquisas da Empresa do Petróleo Brasileiro S.A. (CENPES-PETROBRAS), onde foi usado um corpo de prova de tamanho de diâmetro BX (figura 32), com razão altura/diâmetro igual a 2,0 no equipamento MTS - 815.

Foram aplicados quatro ciclos de carregamento e descarregamento, com uma taxa de carregamento a 0,75 MPa/min. Quando a tensão axial atingiu o valor de 25 MPa a tensão foi reduzida para 5 MPa, e novamente recarregada até atingir 50 MPa,

e novamente reduzida a 5 MPa. Esse processo cíclico foi repetido para as tensões de 75 MPa e 100 MPa, e, por fim, até a ruptura do corpo de prova.

Os cálculos das propriedades elásticas foram obtidos nos trechos de recarregamento em cada um dos ciclos citados.

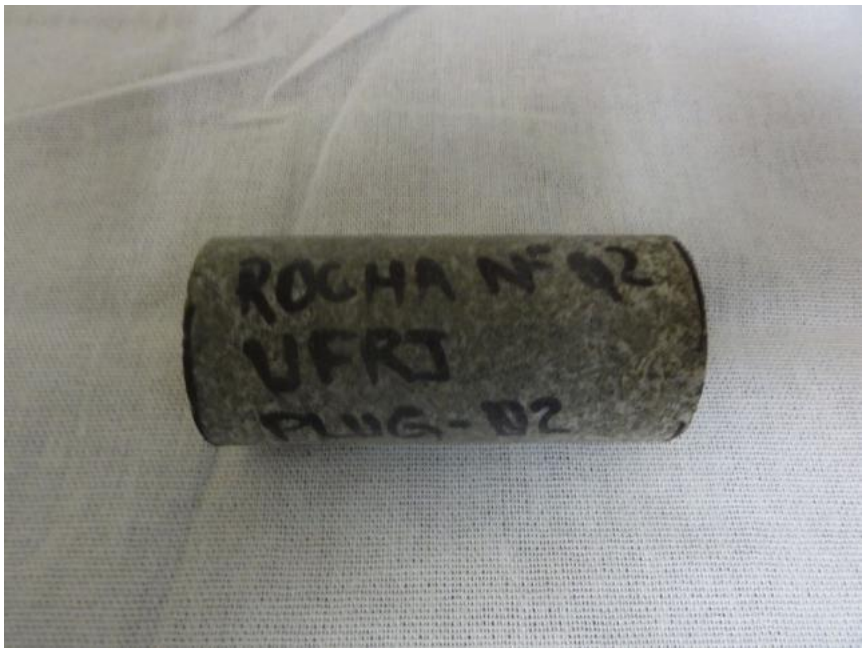

Figura 32- Corpo de prova de diâmetro BX usado no ensaio de compressão simples de rocha.

4.3 Experimento de Amortecimento

O experimento consiste basicamente de um bloco de solo indeformado com dimensões de 28 cm x 28cmx 28 cm, onde esferas de rocha com diâmetros de 5,74 cm, 4,96 cm e 4,34 cm e pesando 307,83 g, 201,66 g e 134,91 g, respectivamente (Figura 33), foram liberadas à 50 cm de altura em queda livre.

Figura 33 – Esferas de rocha usadas nos experimentos de amortecimento.

Uma estrutura foi criada para garantir que as esferas cairiam em queda livre e na altura exata de 50 cm, conforme ilustrado na figura 34. A estrutura era posicionada na superfície do solo e então as esferas eram colocadas no bocal onde uma pequena alavanca (Figura 35) era aberta para que as esferas atingissem a queda livre. Ao cair no solo, as esferas de rocha causavam deformações na superfície do mesmo. O objetivo deste experimento era obter o valor de um parâmetro importante para o cálculo da rigidez, o raio da área de contato, nas deformações no solo em diferentes umidades.

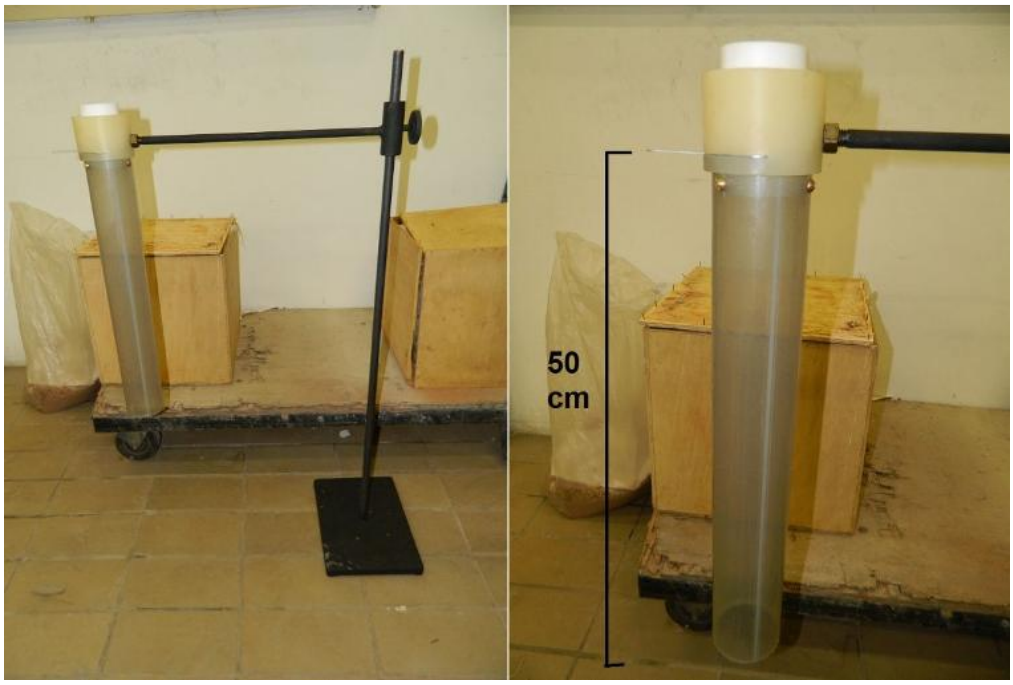

Figura 34 - a) Estrutura criada para o experimento de amortecimento. b) Em detalhe o tubo de 50cm por onde a esfera caía.

Figura 35 - Bocal da estrutura, com a alavanca aberta.

A superfície do solo foi escaneada antes e após a queda de cada esfera, onde uma malha foi criada para análise posterior e obtenção dos valores do raio da área de contato.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

O aparelho utilizado foi a scanner MinoltaVivid 9i (Figura 36), cedida para uso nesta pesquisa pelo Laboratório de Computação Gráfica – LCG da Universidade Federal do Rio de Janeiro. O software usado para a análise dos resultados é o MeshLab, neste poderá ser observado a malha da área scaneada.

Figura 36 - Scanner MinoltaVivid 9i scaneando a superfície do bloco1.

Nas figuras 37 e 38 são apresentados o ambiente de trabalho do software MeshLab e as malhas obtidas em um dos experimentos no solo com umidade gravimétrica de aproximadamente 8%. Os ensaios foram realizados no LEMETRO (Laboratório de Experimentos em Mecânica e Tecnologia de Rochas-Geologia-UFRJ).

Após a geração das malhas, as medições do raio da área de contato das deformações foram obtidas através do programa Autocad Civil 3D 2015, versão gratuita de avaliação, onde perfis das deformações foram gerados (Figura 39) e com isso as medidas foram feitas.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

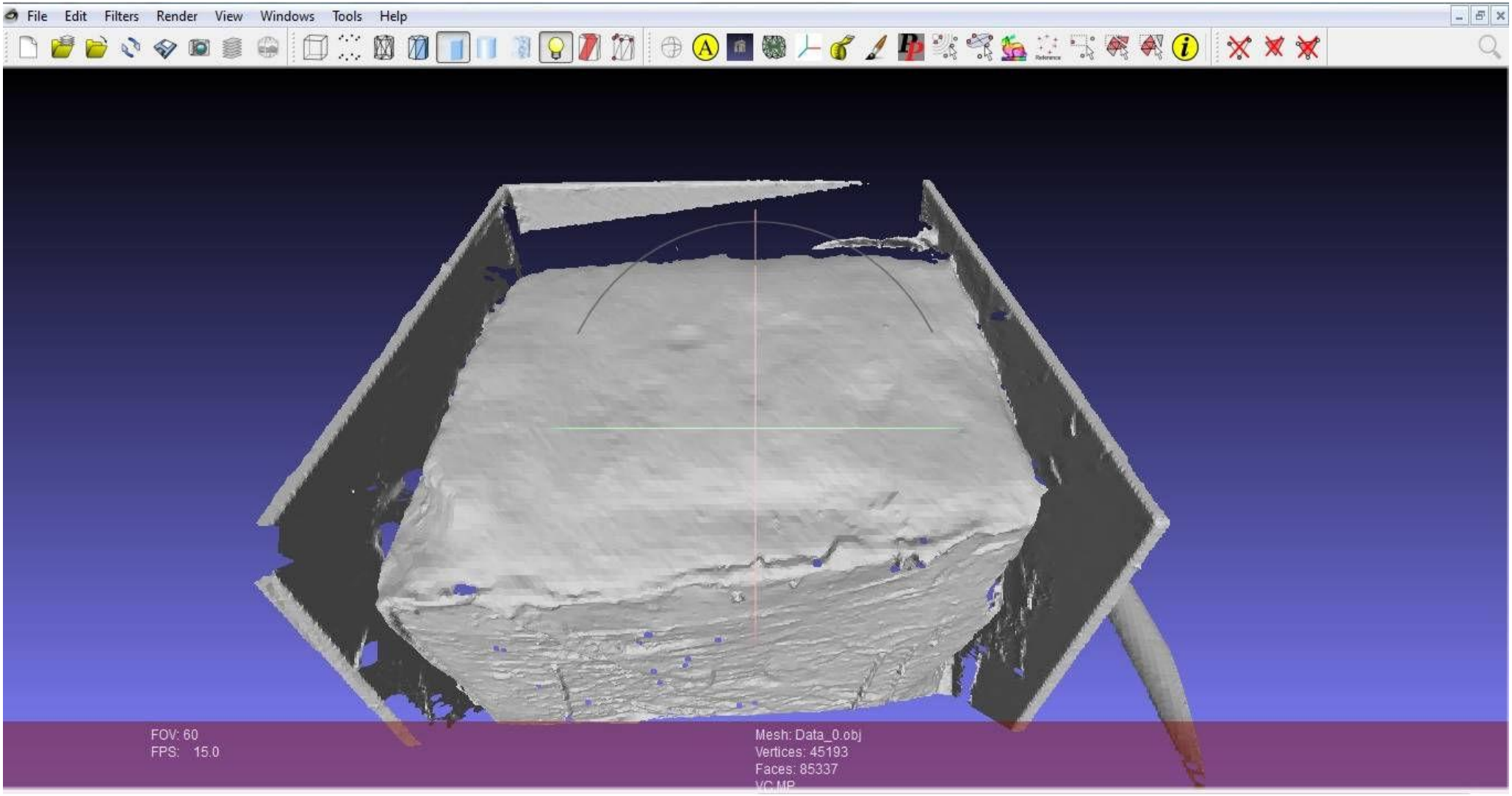

Figura 37 - Ambiente de trabalho do software Mesh Lab.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

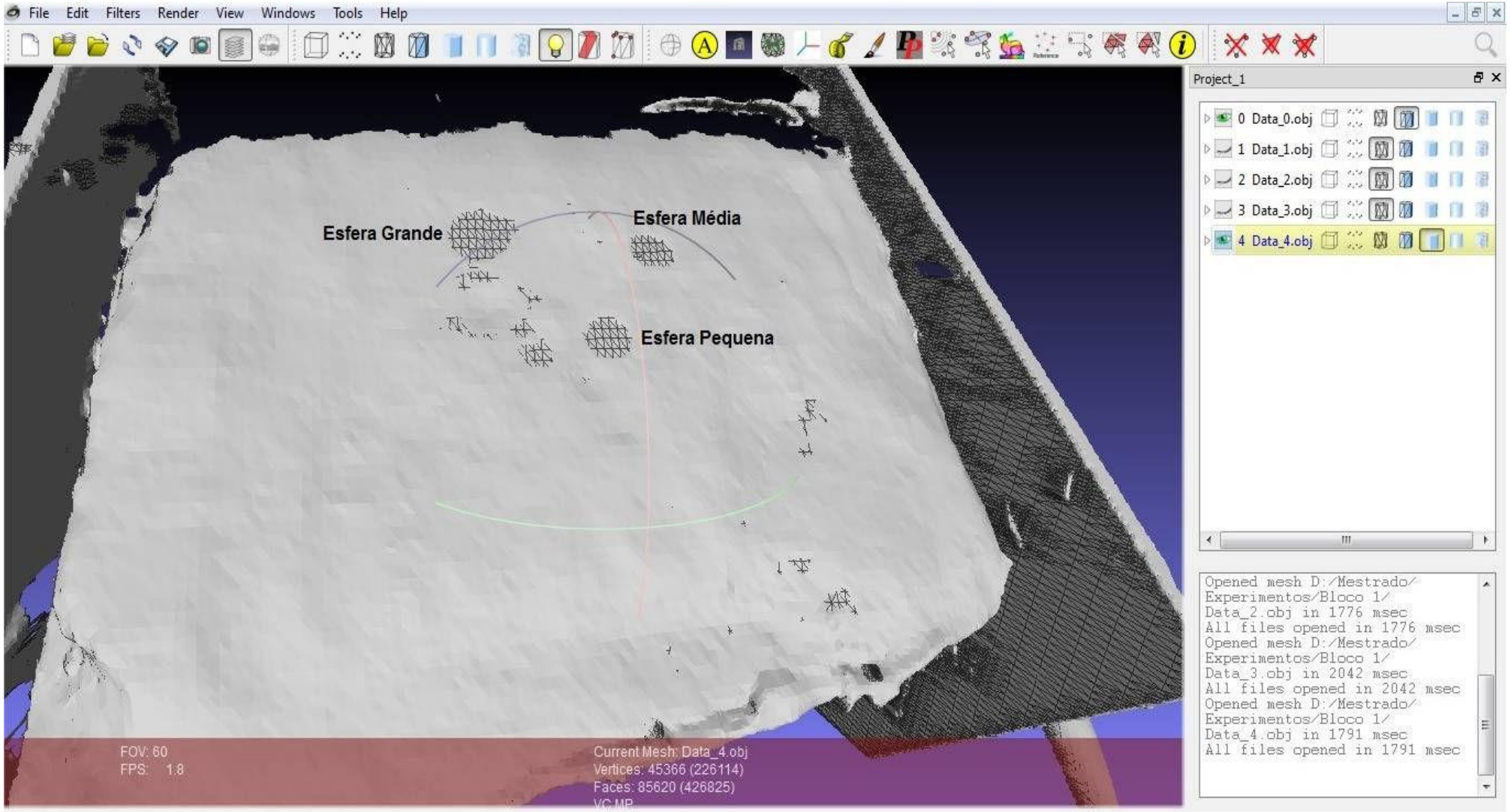

Figura 38 - Malha com as deformações causadas pela queda das esferas.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

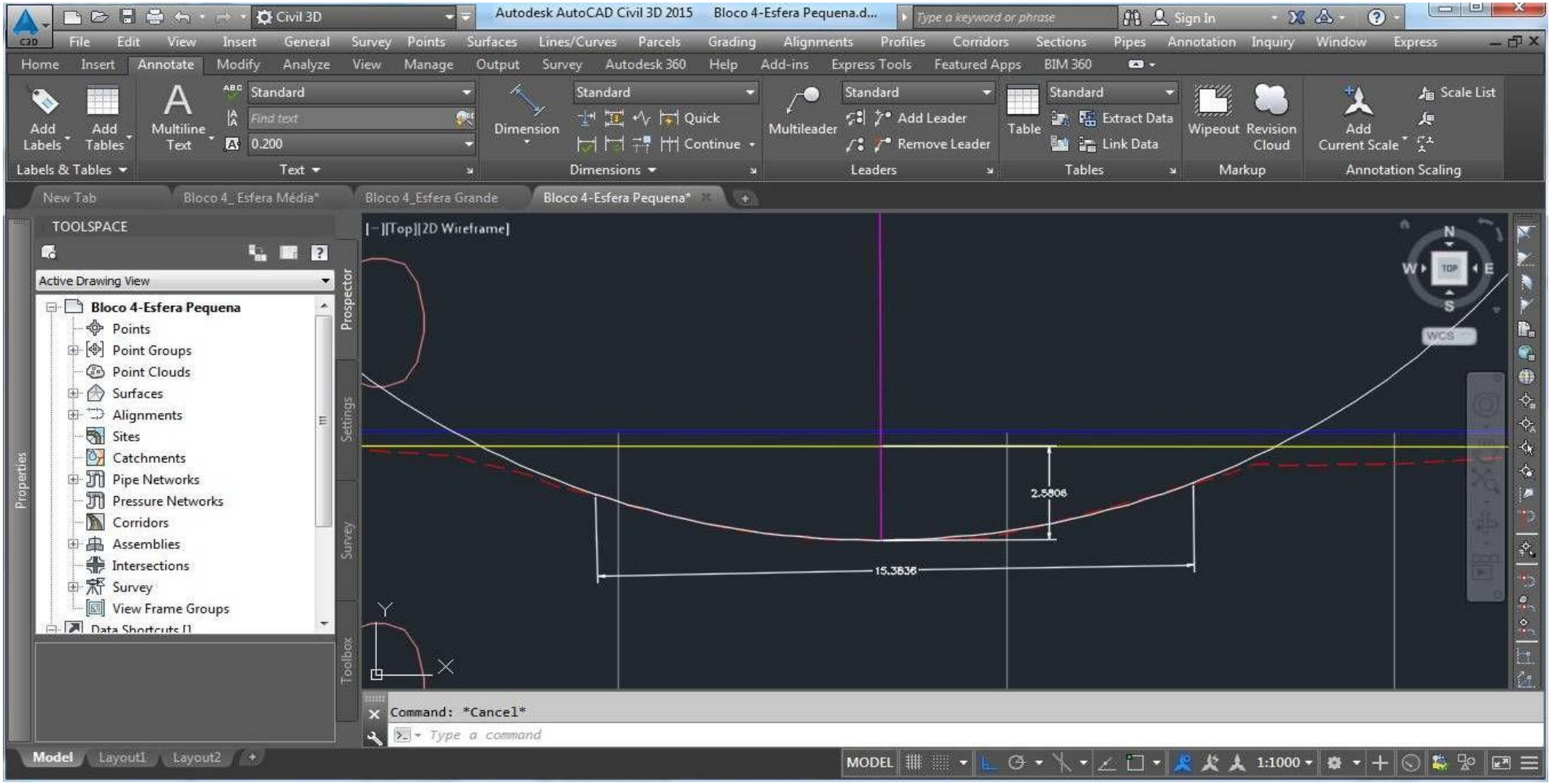

Figura 39 - Ambiente de trabalho do AutoCad Civil 3D 2015, usado para medir o raio da área do contato.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Para o umedecimento do solo foram feitos teste para compreender o comportamento de absorção do solo. No primeiro foi retirada uma amostra da superfície do solo para determinação da sua umidade natural, após isso foram borrifados 100 ml de água destilada na superfície do solo, da forma mais homogênea possível para que todo o solo fosse umedecido igualmente, e 24 h depois uma nova amostragem foi realizada na superfície. A umidade do bloco seco estava em aproximadamente a 8%, após a adição da água passou para 14%.

O umedecimento do solo foi monitorado segundo a norma NBR 6457 (ABNT, 1986). Para os primeiros experimentos, onde os teores de umidade a alcançar eram mais baixos, esse procedimento de espera de 24 h se mostrou eficaz.

Para alcançar valores de umidades do solo maiores, um novo teste de monitoramento foi realizado. Em vez de esperar 24 h para retirar a amostra da superfície úmida, as amostragens foram retiradas nos intervalos de 5 min, 10 min, 15 min, 20 min, 25 min, 30 min e 1 h e depois levados a estufa por 24 h. Esse monitoramento serviu para mostrar quanto tempo deveria ser esperado, após o borrifamento de água destilada, para realizar o experimento de queda das esferas de rocha, uma vez que como o objetivo era uma umidade mais alta e como somente a superfície do solo estava sendo umedecida, uma espera mais longa como as de 24h levaria a uma infiltração da água, tornando a superfície mais seca.

O experimento teste, onde o solo apresentava a umidade de 8%, determinou o valor da umidade mínima a ser usada no experimento. O valor máximo de 36% foi determinado em função da curva característica do material, assim como os valores intermediários, 16% e 26%.

Como eram duas caixas com amostras de solo indeformado, uma caixa foi reservada para as umidades mais baixas, chamado de bloco 1 e a outra caixa para as umidades mais altas, bloco 2.

Para o experimento com a umidade mais baixa, o bloco 1 foi deixado secando por mais de 10 dias, e a umidade da superfície do bloco estava em média de aproximadamente em 9,74%, um pouco maior do que a umidade

apresentada no experimento teste. Possivelmente esse aumento tenha ocorrido em função do aumento da umidade relativa do ar, uma vez que os dias anteriores aos experimentos estavam bastante úmidos. No bloco 2 foram adicionados 200 ml de água destilada 24 h antes do experimento, ficando com a umidade em média de aproximadamente 14,17%.

Para os testes seguintes, os blocos começaram a ser umedecidos três dias antes do experimento e a umidade foi constantemente monitorada para que no dia do experimento o solo estivesse o mais úmido possível. O bloco 1 recebeu 200ml de água três dias antes, 300ml dois dias antes, e 300ml 5 min antes do experimento, ficando com a média de umidade na superfície do solo em aproximadamente 25,74%. Já o bloco 2 recebeu 300ml três dias antes, 500ml dois dias antes, e no dia do experimento 900ml 5 min antes do experimento, atingindo a umidade média na superfície do solo de 27,78%, aproximadamente.

4.4 Procedimentos Para os Cálculos das Rigidezes

Para calcular as rigidezes nos contatos entre solo e rocha, em cada impacto no experimento de amortecimento, foram usadas as equações apresentadas na seção 2.3 Mecânica do Contato e Rigidez nos Contatos, listadas a seguir:

- Equação (5) para o cálculo da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo (E*);
- Equação (15) para o cálculo da rigidez normal nos contatos ($\mathrm{k_n}$);
- Equação (16) para o cálculo razão de rigidez (K);

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados os resultados dos ensaios experimentais obtidos, os quais são analisados e discutidos na medida em que forem apresentados. Uma condição geral da encosta estudada, assim como o seu material são descritos, seguida pelas caracterizações físicas do solo e da rocha; caracterização mineralógica do solo (frações argila e silte); curva característica proveniente do ensaio de papel filtro; ensaio triaxial do solo; ensaio de compressão simples de rocha; resultado do ensaio de amortecimento e os cálculos das rigidezes.

5.1 Condições Gerais da Encosta

O local estudado é caracterizado por um talude que apresenta perfis variando de convexo a plano (figura 40), onde a parte central é plana e se pode observar a presença de blocos rochosos. Na figura 41 é possível observar com maior detalhe a presença desses blocos, onde na parte superior da encosta há afloramentos e blocos *in situ*, enquanto na parte inferior ocorre depósito de tálus, indicando assim processos de movimentação de blocos.

Figura 40 - Encosta na área de estudo com perfis convexo a plano (Foto de Barroso, 2014).

.

Figura 41 - Presença de blocos rochosos na parte central e planar da encosta (Foto de Barroso, 2014).

A superfície da encosta foi totalmente desmatada para servir de pasto para a pecuária leiteira extensiva. Em função disso, ocorre na área o processo de ravinamento em decorrência do pisoteio do gado (figura 42). Na figura 43, na parte central é possível observar o desenvolvimento de uma voçoroca, mostrando que a área também é suscetível a diferentes mecanismos geradores de distintas feições erosivas.

Em virtude dessas características geológicas e geomorfológicas identificadas no local, foi possível classificá-lo como suscetível aos processos de movimentação de blocos na encosta, criando assim o interesse pelo estudo dessa área.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Figura 42 – Processo de ravinamento em decorrência do pisoteio dos animais (Foto de Barroso, 2014).

Figura 43 - Desenvolvimento de uma voçoroca na área estudada (Foto de Barroso, 2014).

5.2 Descrição do Solo e Rocha: Macroscópica e Microscopia

O solo encontrado na área e escolhido para o presente estudo é caracterizado como um horizonte C constituído de material de alteração *in situ*, apresentando pontos esbranquiçados com brilho intenso. Quanto a sua descrição morfológica, apresenta cor variegada, composto por vermelho (10R4/6) na condição seca, e vermelho-escuro (2,5YR3/6) na condição úmida, segundo método de identificação de cores da carta de Munsell; mosqueado em quantidade abundante, tamanhos pequenos e contrastes distintos. A consistência é dura na condição seca, firme na condição úmida e não plástico e não pegajoso na condição molhada. O solo apresenta também uma porosidade média, com poros comuns e pequenos (figura 44).

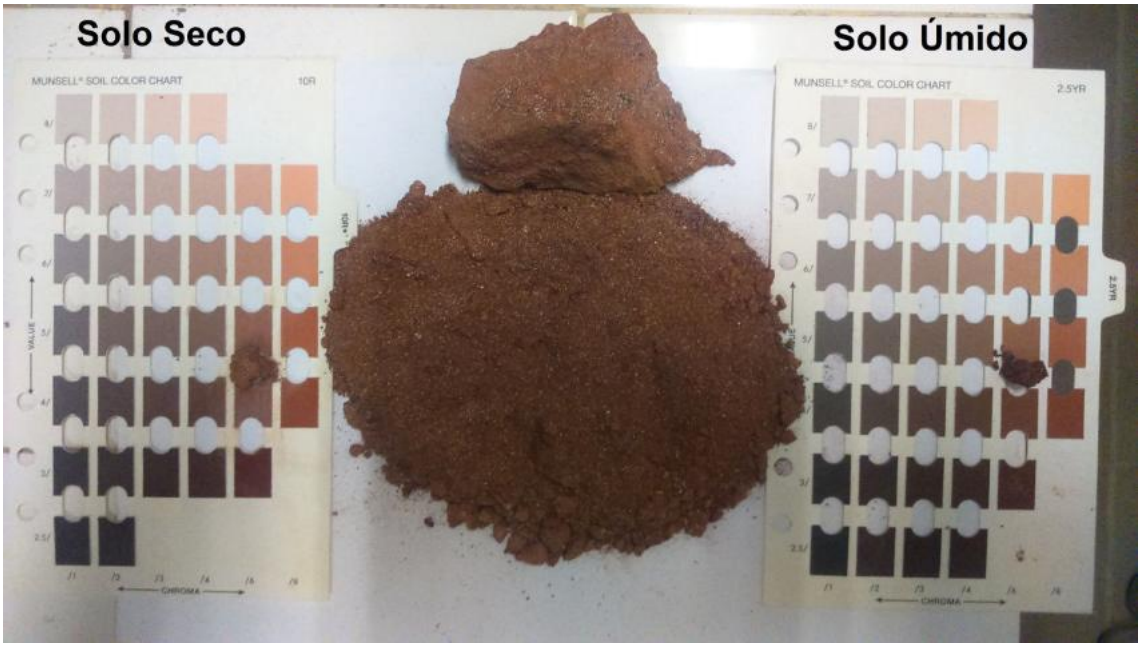

Figura 44 – Solo sendo classificado segundo a carta de Munsell.

A rocha encontrada no local se caracteriza macroscopicamente como uma rocha fanerítica, holocristalina, mesocrátrica, de cor cinza escuro, inequigranular, de granulação fina à média e apresenta alteração nas bordas. Os minerais identificados foram plagioclásio, piroxênio e óxidos. Os plagioclásios granulação média predominante, enquanto os demais são finos, menor que 1 mm (figura 45).

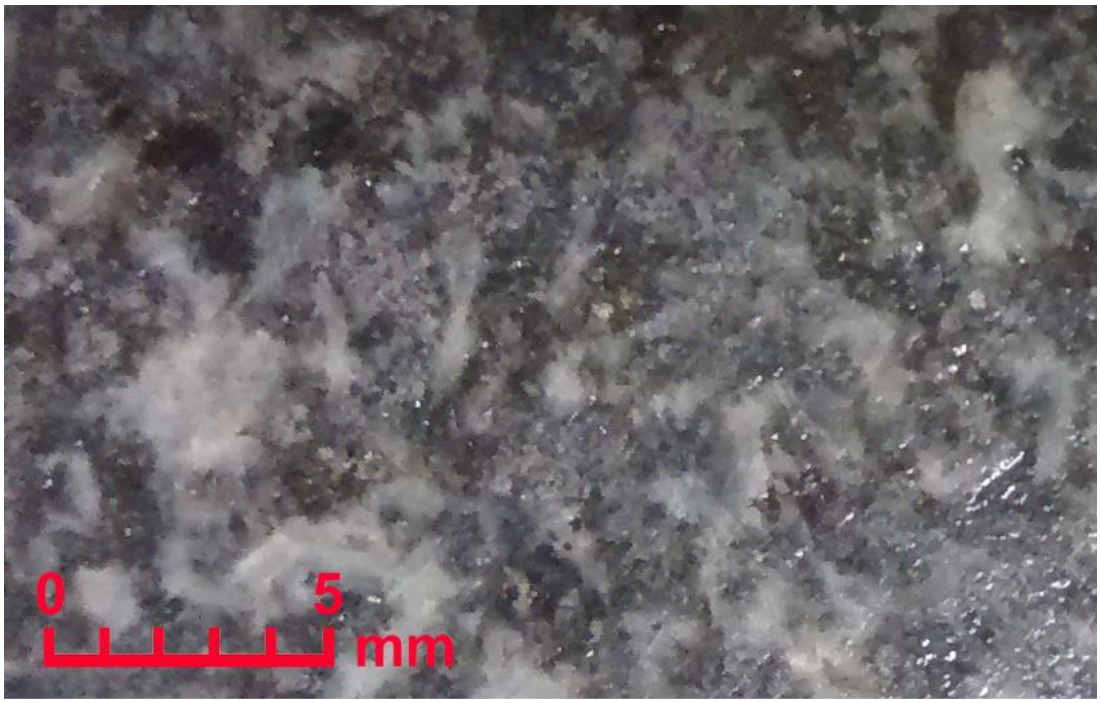

Figura 45 - Rocha encontrada na área de estudo em detalhe.

Microscopicamente a rocha é holocristalina, inequigranular com granulação virando de 0,5 mm a 2,3 mm. A rocha é composta por plagioclásio (50%), piroxênio (30%), saussurita (8%), minerais opacos e outros (6%), clorita (3%), quartzo (2%) e biotita (1%). Os cristais de plagioclásio encontram-se subédricos a euédricos, hábito tabular a prismático e granulação média (até 2,3 mm). Possuem orientação de fluxo, com microfraturas intracristalinas sendo preenchidas por saussurita. Os cristais de piroxênio encontram-se subédricos a anédricos, com habito granular, encontram-se principalmente nos interstícios dos cristais de plagioclásio e apresentam intenso fraturamento. Os minerais opacos são granulares, prismáticos e menores que 0,5 mm e estão principalmente associados aos cristais de piroxênio. A clorita aparece em toda lâmina como produto de alteração fibroso, cor natural verde com pleicroismo leve, associada à transformação da biotita e do piroxênio. A rocha apresenta também textura micrográfica. Sendo assim segundo a classificação de Streckeisen (1976), a rocha foi classificada como um gabro (figura 46).

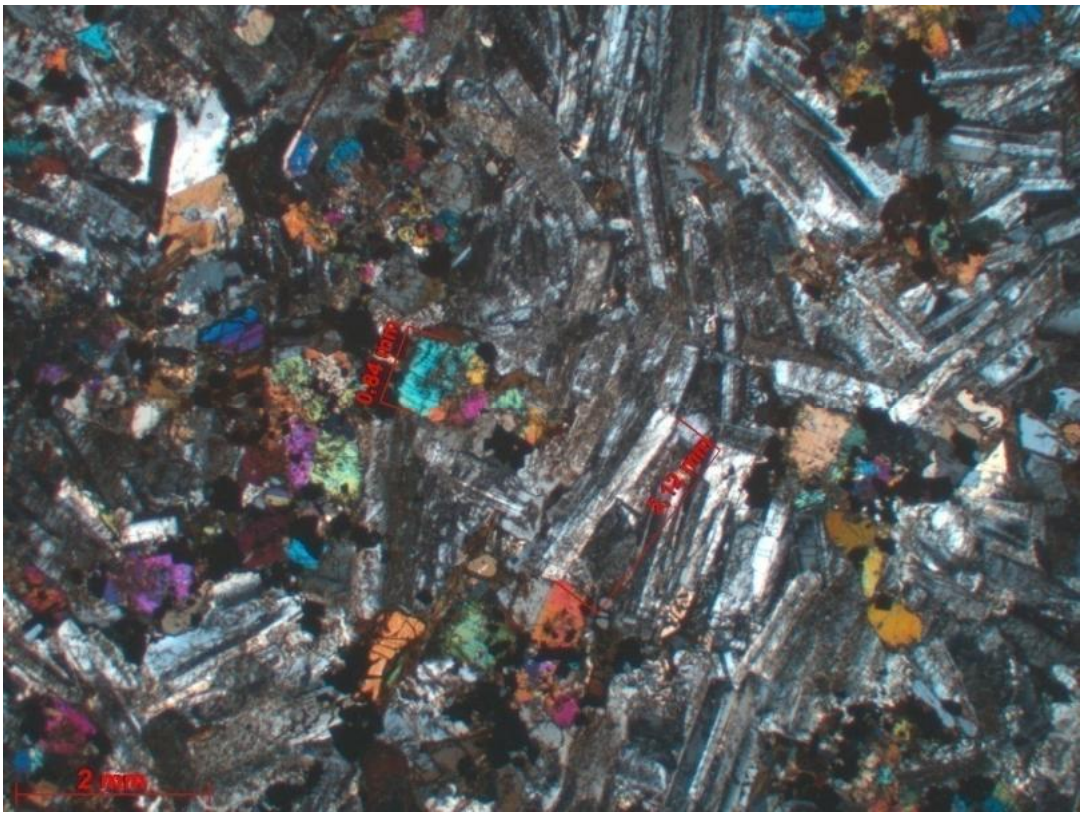

Figura 46 - Fotomicrografia da lamina petrográfica da rocha encontrada na área de estudo, nicóis cruzados, escala de 2mm. Cristal de plagioclásio medindo 2,12mm e cristal de piroxênio medindo 0,84mm.

5.3 Ensaios de Caracterização Física

Os ensaios de caracterização física realizados para os solos compreendem peso específico real dos grãos, análise granulométrica e limites de Atterberg, determinados de acordo com as normas brasileiras da ABNT apresentadas no Capítulo 4. A Tabela 3 apresenta um resumo com os valores de peso específico real dos grãos (γ_S), limites de Atterberg (LL e LP), índice de plasticidade (IP), teor de umidade (w), grau de saturação (S) e índice de vazios (e) do solo.

Tabela 3 - Índices físicos e Limites de Atterberg.

Índices	γ_s (kN/m^3)	W (%)	S (%)	e	LL (%)	LP (%)	IP (%)
	27,4	13,72	37,17	1,01	58	55	3

O valor de peso específico real dos grãos do solo está de acordo com a natureza da rocha de origem e com sua composição mineralógica, na qual

estão presentes minerais do grupo dos silicatos com massas específicas mais elevadas, sobretudo os ferro-magnesianos (piroxênios). Solos provenientes desse tipo de rocha, como os solos da Formação Serra Geral, apresentam esses valores variando de 27 a 28 kN/m^3 (FEUERHARMEL, 2003 e PERAZZOLO, 2003).

Analisando-se as características de plasticidade apresentadas na tabela, observa-se que o solo apresenta valor de índice de plasticidade muito baixo, o que caracteriza o material como ligeiramente plástico (DAS, 2011). Com o valor do índice de plasticidade definido é possível calcular o Índice de Atividade das argilas (Ia) que é determinado pela equação 24 abaixo:

$$Ia = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \tag{24}$$

O denominador da fração (24) está relacionado com o porcentual da fração argila no solo. Segundo Skempton (1953), este índice permite avaliar indiretamente o tipo de argilomineral presente no solo, com relação às características de expansibilidade e capacidade de troca catiônica. A classificação é realizada da seguinte forma:

- Ia<0,75 – inativa (argila 1:1)
- 1,25 >Ia> 0,75 – atividade normal
- Ia >1,25 – ativa (argila 2:1)

O valor de Ia da amostra foi igual a 0,38, o que indica uma argila inativa.

O ensaio de granulometria realizado com defloculante resultou na curva granulométrica apresentada na Figura 47. O resumo dos dados de granulometria, de acordo com os limites fixados pela norma brasileira NBR 6502 (ABNT, 1995), são apresentados na Tabela 4.

Há um forte predomínio da fração areia (66%) e baixo teor de argila, o que confere ao solo um caráter areia siltosa do ponto de vista geotécnico. Apenas a observação da curva granulométrica permite classificá-la como representativa de um solo bem graduado do ponto de vista geotécnico. Corroboram com esta observação os valores do coeficiente de não

uniformidade (CNU) e do coeficiente de curvatura (CC), calculados a partida da curva da figura 47, respectivamente 79 e 2. Para classificação do solo segundo o sistema SUCS é necessária ainda a utilização do gráfico de plasticidade de Casagrande (Figura 48), onde o solo foi classificado como MH (silte de alta compressibilidade). O sistema SUCS recomenda duas características secundárias (uniformidade da granulometria e propriedade dos finos) quando o solo de granulação grosseira tem de 5 a 12% de finos (Pinto, 2006), desta forma o solo foi classificado como SW-SM, areia bem graduada siltosa.

Tabela 4 - Composição Granulométrica em porcentagem.

Composição Granulométrica (%)(Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
8	26	17	35	14	0

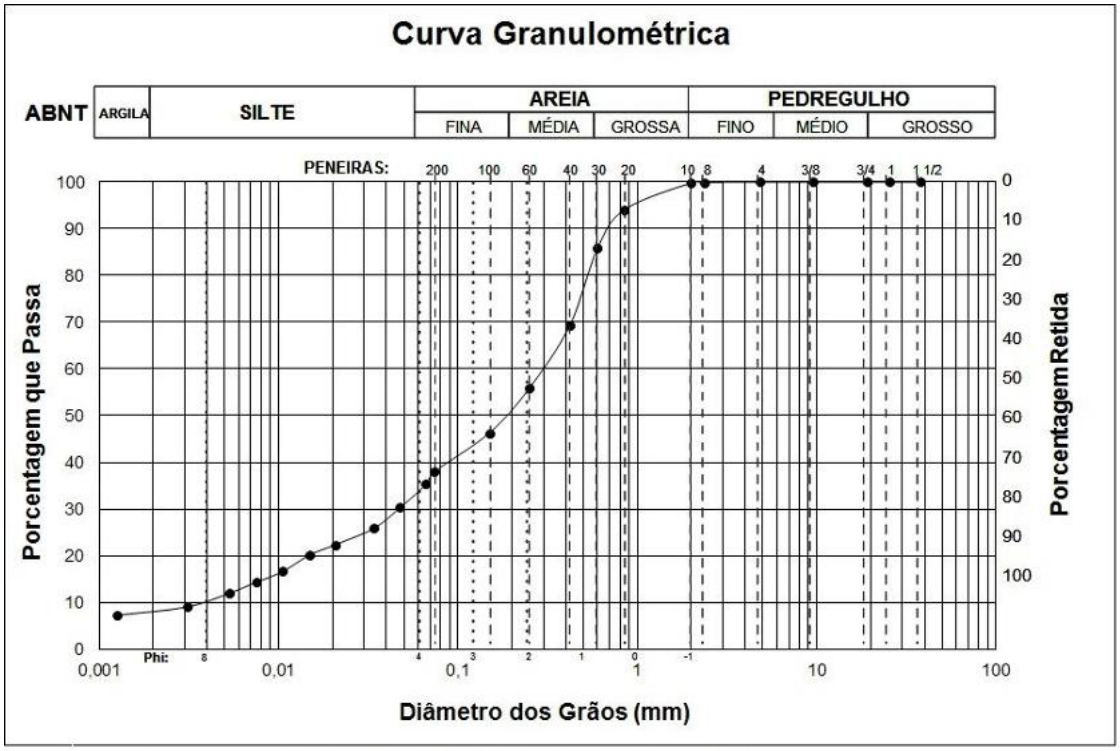

Figura 47- Curva Granulométrica do solo.

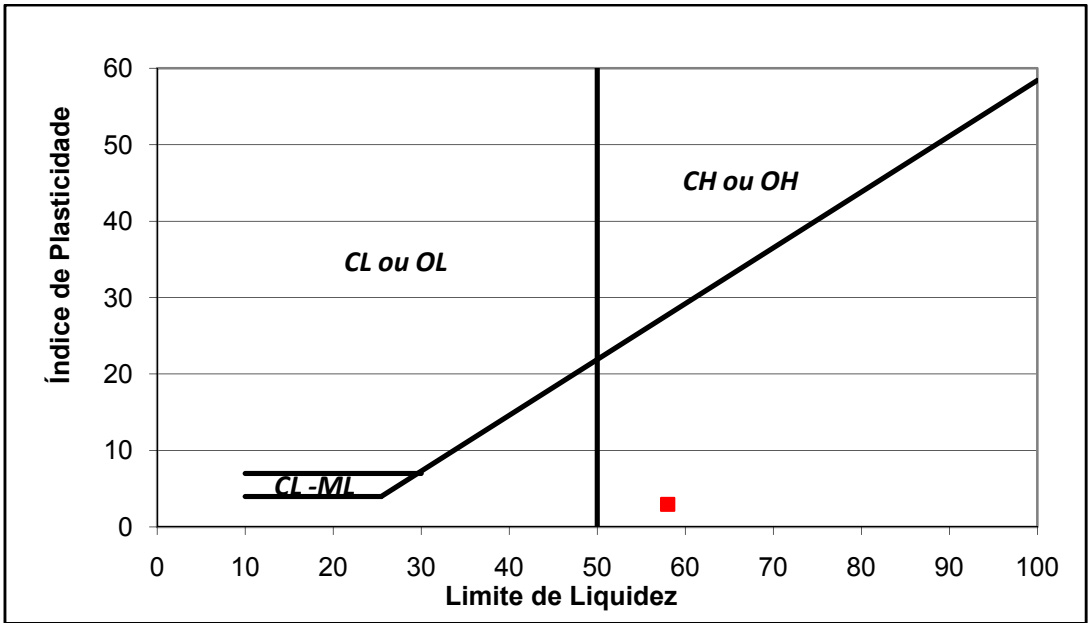

Figura 48 - Carta de plasticidade com o resultado do solo.

Na tabela 5 estão os índices físicos da rocha: massa específica aparente seca (ρd), massa específica aparente saturada (ρs), porosidade aparente (n) e absorção d'água aparente da rocha.

Tabela 5 - Índices Físicos da Rocha.

Amostra	n(%)	ρd(g/cm³)	ρs(g/cm³)	Absorção(%)
1	2,04	2,88	2,90	0,71
2	1,71	2,93	2,95	0,59
3	1,63	2,87	2,89	0,57
4	1,88	2,87	2,89	0,65
5	1,36	2,95	2,96	0,46
6	1,60	2,94	2,95	0,54
7	2,40	2,86	2,89	0,84
8	1,65	2,93	2,94	0,56
9	0,97	2,93	2,94	0,33
10	2,15	2,88	2,90	0,75
Média	1,74	2,90	2,92	0,60
Desvio Padrão	0,41	0,03	0,03	0,15
Coef. De Variação (%)	23,32	1,18	1,07	24,17

O valor da média da porosidade encontrado evidencia certo grau de alteração na rocha que não é perceptível aos olhos, mas conforme foi observado na lâmina microscópica, ocorre no espécime microfraturas nos

cristais dos minerais, assim como a presença de minerais de alteração, reiterando assim essa afirmação.

5.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios – X

Os principais argilominerais encontrados na fração argila foram caulinita e gibsita, e na fração silte, caulinita (Quadro 3). Na Figura 49 pode-se observar os picos dos argilominerais na fração argila natural, glicolada e aquecida. A Figura 50 é também difratograma da fração argila, sem a presença dos óxidos e hidróxidos de ferro, onde o pico da gibbsita pode ser melhor observado. A Figura 51 é o difratograma da fração silte.

Quadro 3 - - Argilominerais presentes nas frações argila e silte.

Fração	Argila	Silte
Argilominerais	Caulinita (C)	Caulinita (C)
	Gibbsita (G)	
	Traço de Goethita (Go)	Traço de Goethita (Go)

A caulinita é o argilomineral predominante no solo. Sua abundância é demonstrada pelos grandes picos nos difratogramas das amostras natural e glicolada, que ocorrem em valores do ângulo 2 Θ de aproximadamente 12,3º (d= 7,2 Å) e de aproximadamente 24,9º (d= 3,57 Å). Na amostra aquecida os picos desaparecem, pois a caulinita é sensível às altas temperaturas e em função disso perde a sua estrutura.

O outro mineral a ser observado na fração argila é a gibbsita, hidróxido de alumínio, identificado nos difratogramas pelos picos que ocorrem em valores de ângulo 2Θ de aproximadamente 18,5º (d= 4,82 Å), que pode ser notado mais nitidamente na lâmina que foi tratada para retirada dos óxidos e hidróxidos de ferro.

Na fração silte a caulinita pode ser constatada claramente nos picos 12,3° (d=7,2) e 24,9° (d=3,57).

Nos difratogramas da fração silte e na fração argila tratada para a retirada dos óxidos e hidróxidos de ferro é observado aos 21° (d=4,23) um pico de pequena intensidade que indica a presença de Goethita.

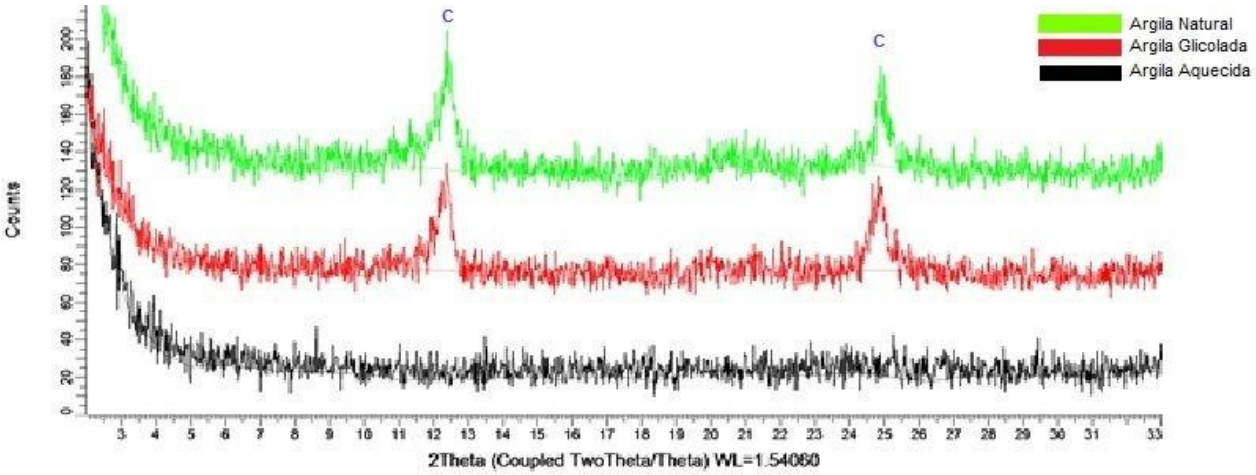

Figura 49 - Difratogramas da fração argila: lâminas natural, glicoladae aquecida.

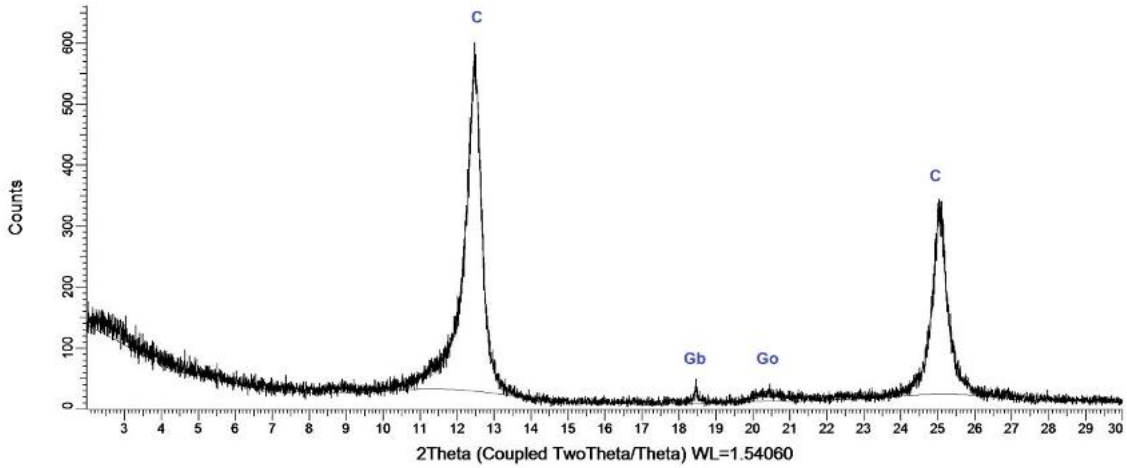

Figura 50 - Difratograma da fração argila sem a presença dos óxidos e hidróxidos de ferro.

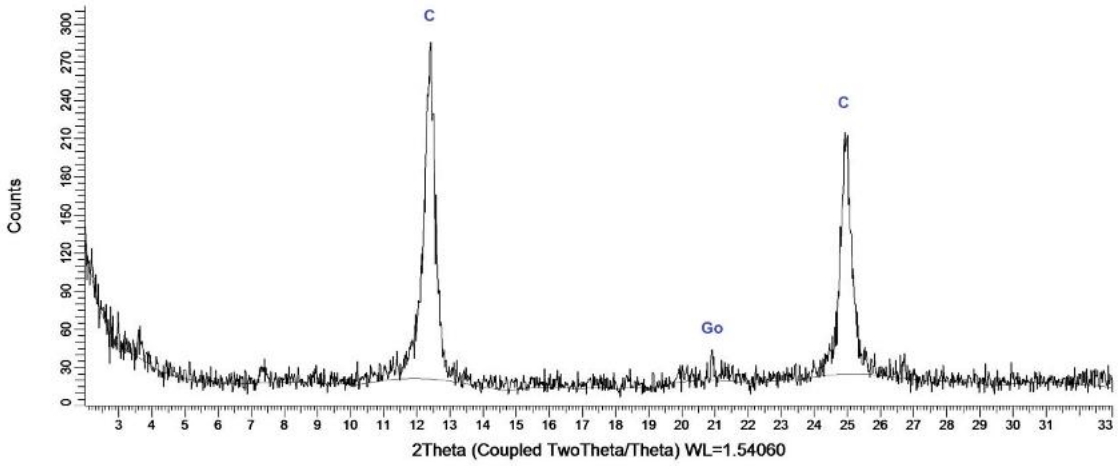

Figura 51 - Difratograma da fração silte.

A análise dos difratogramas parece indicar um intemperismo avançado para este solo, pois tanto na sua fração silte quanto na fração argila aparecem o argilomineral caulinita. A caulinita é formada em condições de intensa lixiviação. Ocorre também uma presença pouco marcante de gibbsita, que é um hidróxido de alumínio, e que se caracteriza por indicar um intemperismo extremo, uma vez que a sílica foi removida do sistema. No caso do solo estudado, esse intemperismo extremo ainda não ocorreu por completo.

Essa análise foi executada para o reconhecimento dos argilominerais presentes no solo, e para ter certeza da não presença de argilominerais expansivos, dado que isso poderia levar a um planejamento diferente para a realização do experimento de amortecimento, principalmente no que diz respeito ao controle do umedecimento e da secagem do solo.

5.5 Curva Característica

As curvas características provenientes do ensaio de sucção são apresentadas relacionadas a três parâmetros físicos distintos: teor de umidade gravimétrica, teor de umidade volumétrica e grau de saturação do solo (figuras 52, 53 e 54).

É possível classificar a curva característica como unimodal, com valor de entrada de ar a 3,5 kPa de sucção matricial para saturação a 82%. Como é um

solo areno - siltoso era esperado que a curva apresentasse um comportamento intermediário entre os solos arenosos e siltosos. A curva possui uma declividade suave, evidenciando uma dessaturação gradual. A curva unimodal indica que o solo possui um conjunto de poros característico de solos arenosos, mas como o solo estudado possui uma porcentagem significativa de silte (34%), a dessaturação não se fez de forma brusca e rápida, salientando um diâmetro não muito grande desses poros, possivelmente em razão dos finos (silte) estarem preenchendo os vazios entre os grãos maiores.

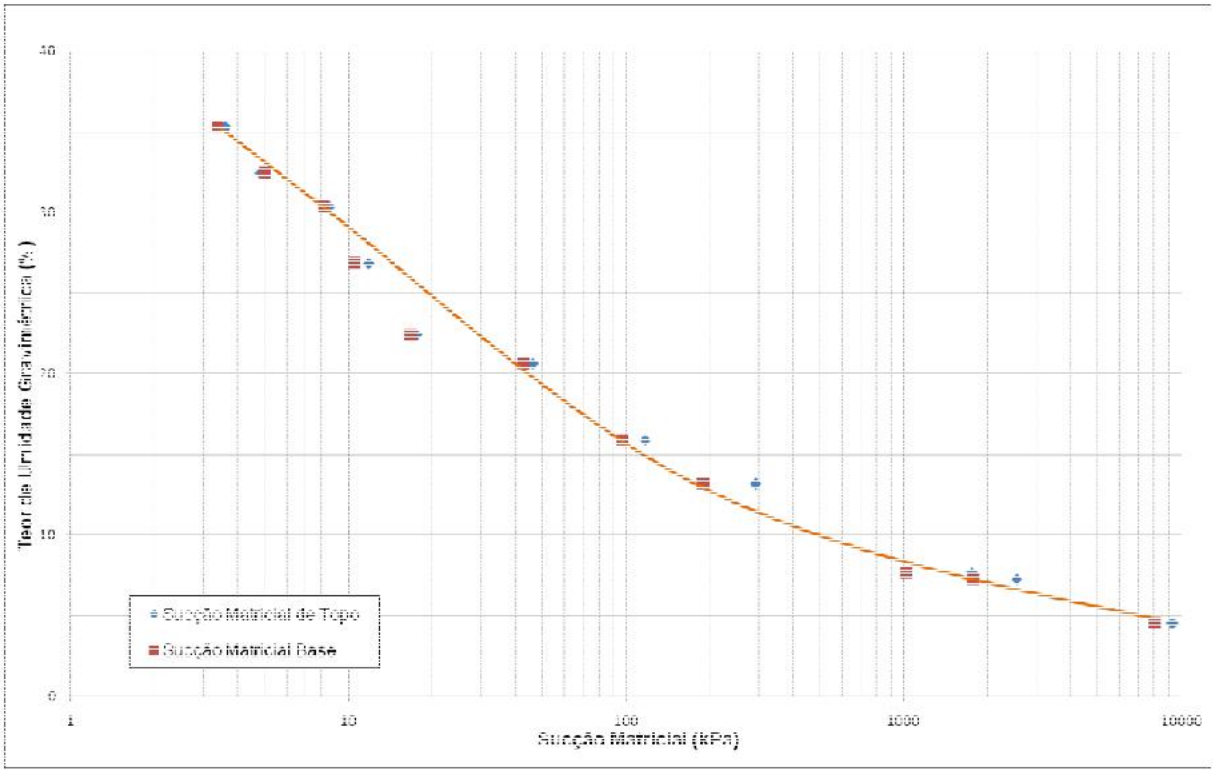

Figura 52 - Curva Característica do solo estudado (Sucção Mátrica x Umidade Gravimétrica).

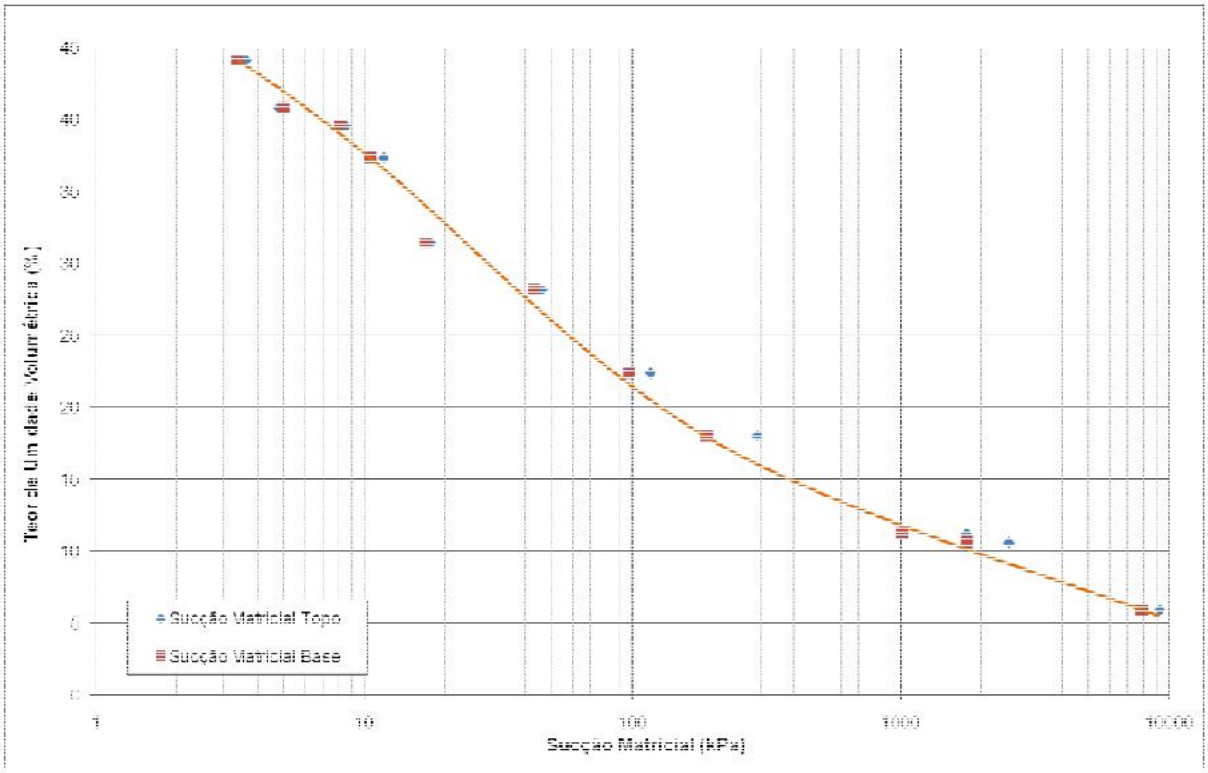

Figura 53 - Curva Característica do solo estudado (Sucção Mátrica x Umidade Volumétrica).

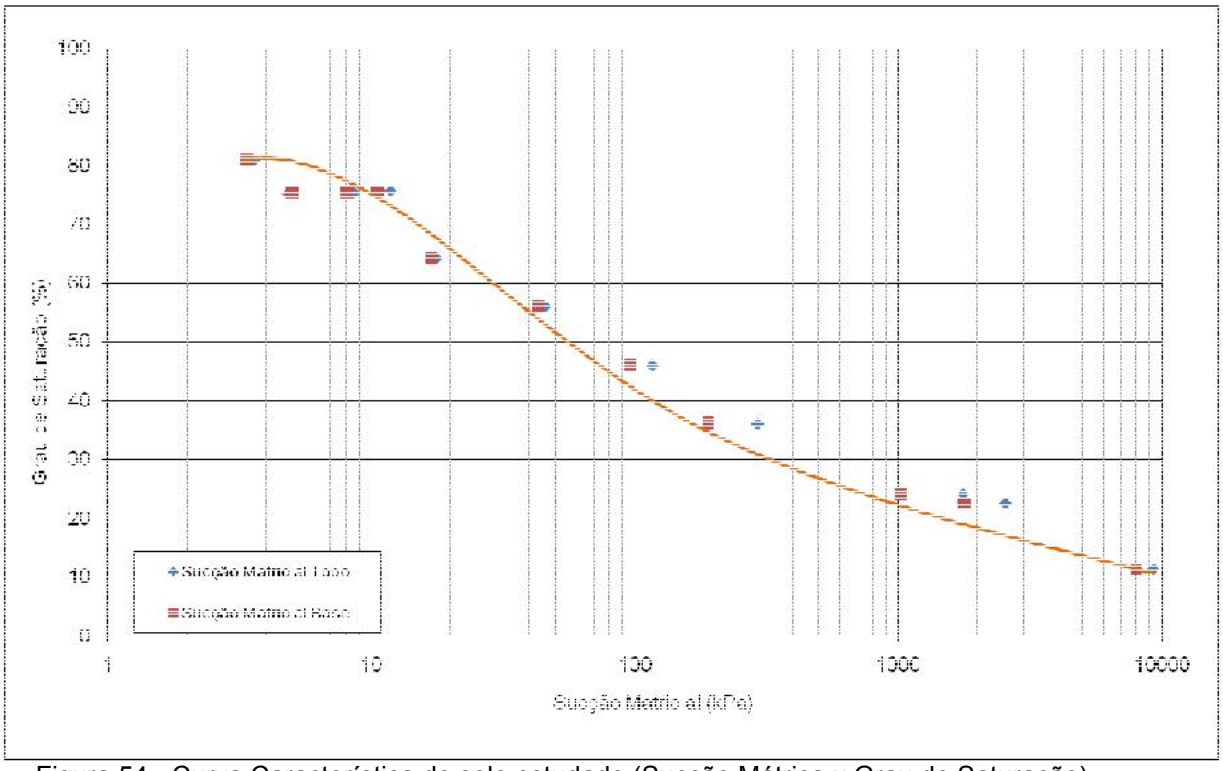

Figura 54 - Curva Característica do solo estudado (Sucção Mátrica x Grau de Saturação).

5.6 Ensaio de Compressão Triaxial do Solo

Os ensaios triaxiais nas amostras de solo tinham por objetivo determinar a relação entre os parâmetros elásticos do solo, módulo de elasticidade não drenado (E) e coeficiente de Poisson, frente à variação da umidade do solo e, como consequência, da sucção matricial. Tanto o módulo de elasticidade quanto o coeficiente de Poisson são indispensáveis para o cálculo da rigidez no contato bloco de rocha e a superfície do solo nos processos de queda de blocos.

Os módulos de elasticidade foram calculados considerando-se as tangentes às curvas nos trechos retilíneos da curva tensão-deformação (Figura 55). A tabela 6 apresenta os módulos de elasticidade não drenados e suas respectivas umidades.

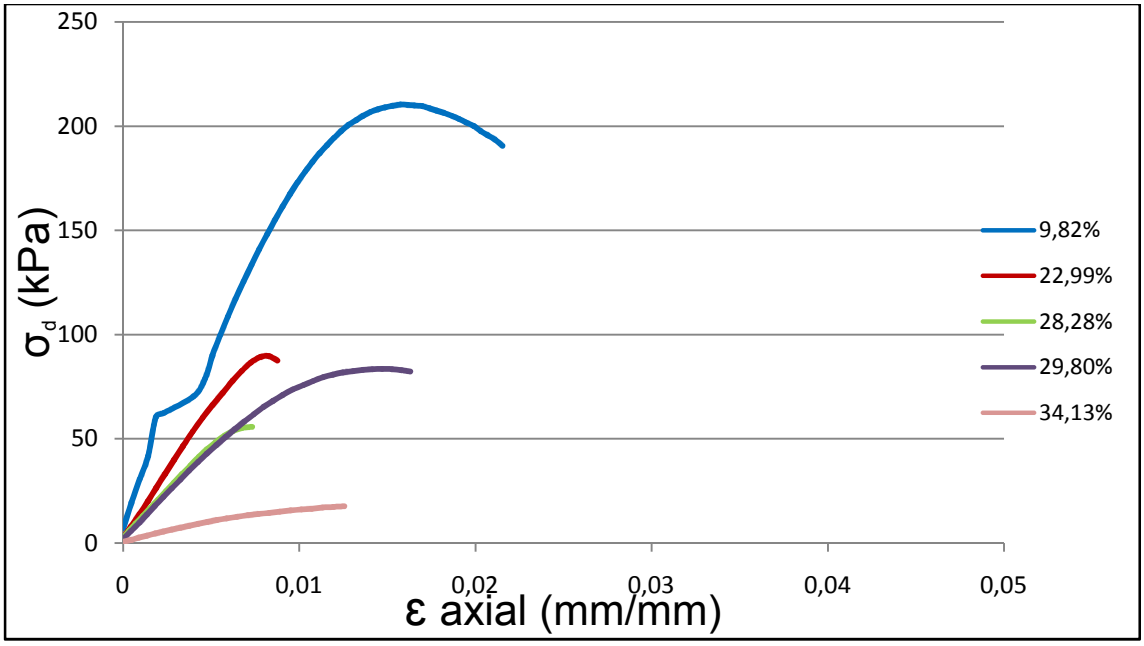

Figura 55 - Resultado dos ensaios triaxial.

Tabela 6 - Relação entre os módulos de elasticidade não drenados e as umidades do solo.

w (%)	9,82	22,99	28,28	29,8	34,13
E_u (MPa)	19,1	12,6	8,83	8,12	1,84

Analisando os valores, pode-se observar que os módulos de elasticidade variaram em função da umidade em uma ordem de grandeza, onde o corpo-de-prova mais seco obteve o valor mais alto, apresentando assim maior

resistência à deformação do que aqueles cuja umidade era elevada (Figura 56).

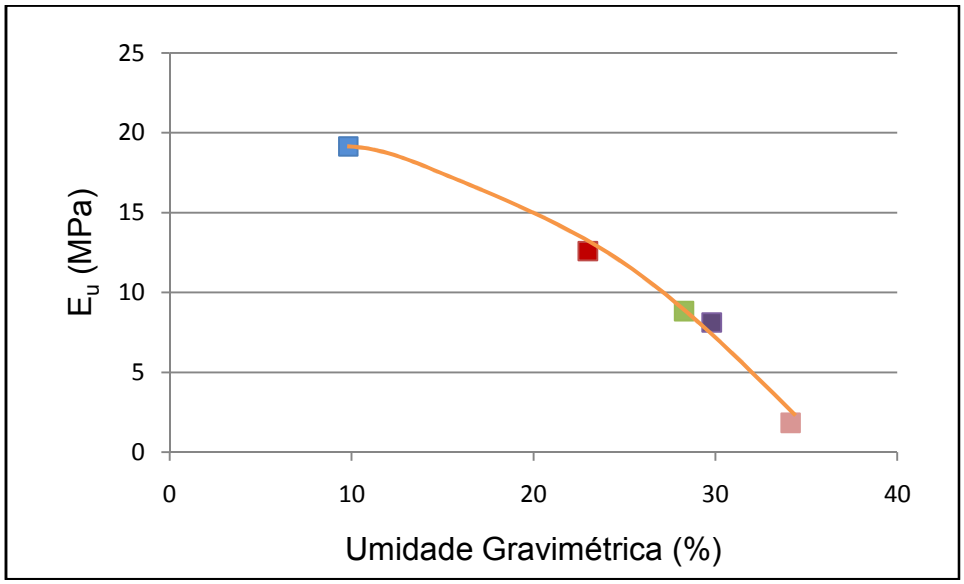

Figura 56 - Relação entre umidade gravimétrica e módulo de elasticidade não drenados.

Como para calcular a rigidez o valor do módulo de elasticidade é essencial, ao analisar esses dados podemos compreender que a variação do grau de saturação do solo afeta diretamente esse parâmetro, influenciando assim a rigidez no contato rocha e solo. Esse módulo é claramente não linear (figura 57), apresentando a curva que melhor se ajustou aos dados a Polinomial de ordem 2 (tabela 7).

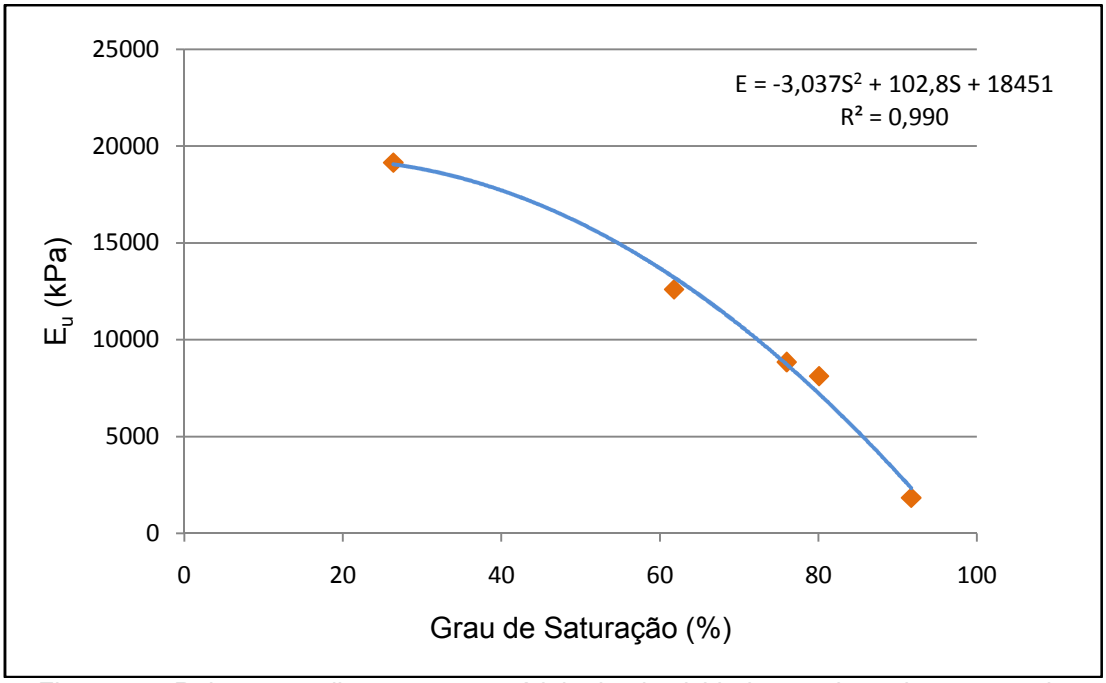

Figura 57 - Relação não linear entre o módulo de elasticidade não drenado e o grau de saturação.

.

Tabela 7- Equações de ajuste para os módulos de elasticidade não drenados e o grau de saturação.

Ajuste	Equação	Coef. De Determinação (R^2)
Exponencial	E = 54964e-0,02S	R^2=0,669
Linear	E = -244,8S + 26559	R^2=0,941
Logaritimica	E = -1185ln(S) + 58996	R^2=0,859
Polinomial (n=2)	E= -3,037S2 + 102,8S + 18451	R^2=0,990
Potencial	E=2E+06S-1,31	R^2=0,542

Ribeiro (2013) ao fazer o mesmo estudo, mas usando um solo residual classificado como CH (argila de alta plasticidade), proveniente de um Hornblenda-biotita gnaisse, observou o mesmo comportamento do módulo de elasticidade não drenado frente à variação da umidade do solo (tabela 8) e também uma relação não linear entre os valores (figura 58).

Tabela 8 - Relação entre os módulos de elasticidade não drenados e as umidades do solo CH (RIBEIRO, 2013).

w (%)	8,37	12,60	17,77	20,90	22,32	22,77	24,07	26,89
E_u (MPa)	19,17	10,28	7,67	5,59	4,78	3,08	2,76	2,06

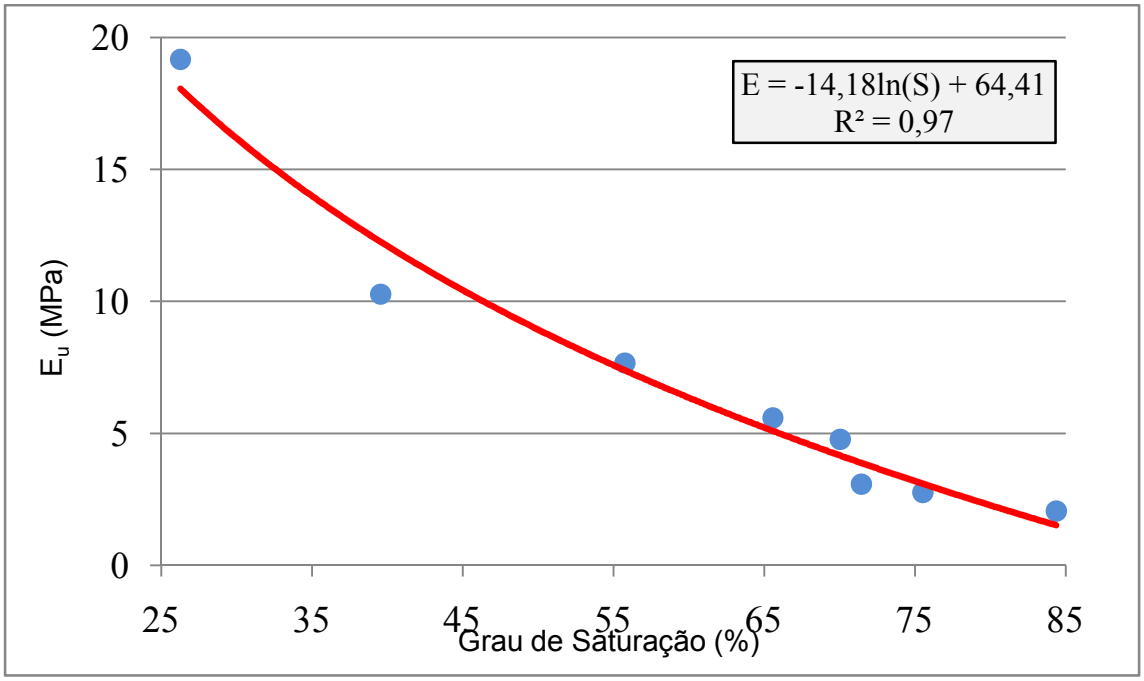

Figura 58- Relação entre o módulo de elasticidade não drenado e o grau de saturação (RIBEIRO, 2013).

5.7 Ensaio de Compressão Simples da Rocha

O ensaio de compressão simples da rocha foi realizado para a aquisição dos valores das propriedades elásticas da rocha, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O cálculo da rigidez no contato também depende dos parâmetros elásticos da rocha.

Na figura 59 é apresentado o gráfico tensão x deformação (axial, diametral e volumétrica) com quatro ciclos de descarregamento de carregamento. Para garantir que os parâmetros de deformabilidade da rocha fossem calculados no trecho estritamente elástico, os módulos de elasticidade e os coeficientes de Poisson foram calculados nos trechos de recarregamento de cada um dos ciclos. Pode-se observar no gráfico que as inclinações dos trechos de recarregamento de uma mesma curva estão muito próximas, por isso os valores das propriedades elásticas não diferem tanto (tabela 9).

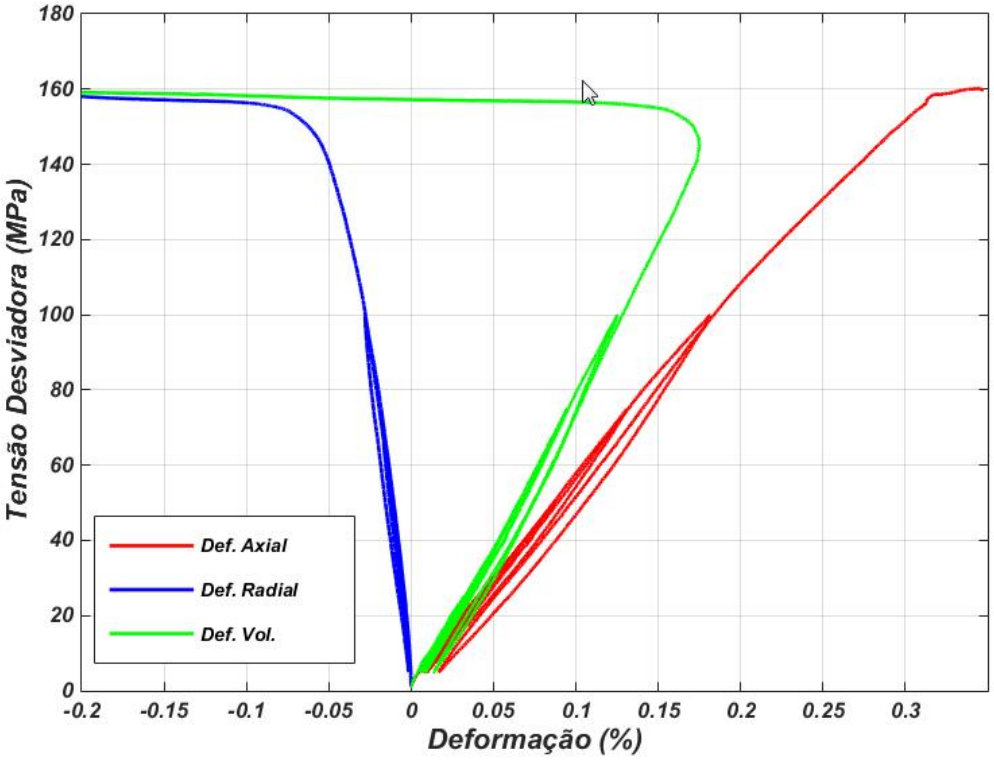

Figura 59 - Curvas tensão x deformação para os quatro ciclos de carregamento e recarregamento.

Para o cálculo da rigidez do contato foi usada a média dos valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson.

Tabela 9 - Valores do Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson da rocha.

	E(GPa)	ν
1º Ciclo	58,4	0,11
2º Ciclo	56,4	0,14
3º Ciclo	56,7	0,15
4º Ciclo	56,7	0,17
Média	57,05	0,14
Desvio Padrão	0,91	0,02
Coef. De Variação (%)	1,60	17,54

5.8 Experimento de Amortecimento

Do experimento de amortecimento foram obtidos os valores de umidade gravimétrica (w), profundidade do deslocamento (δ) e do raio área do contato (a) em cada impacto realizado.

No total foram executados 12 impactos em queda livre, com as esferas de rocha deixadas cair de uma altura padrão de 50 cm e variando a umidade na superfície do solo e o diâmetro das esferas.

Na tabela 10 estão os valores da umidade gravimétrica no local do impacto e o tamanho da esfera correspondente.

Tabela 10 - Valores das umidades gravimétricas e tamanho das esferas.

Tamanho das Esferas	Umidade Gravimétrica (%)
Esfera Grande Diâmetro: 5,74cm	8,44 12,37 25,74 27,5
Esfera Média Diâmetro: 4,96cm	10,29 15,54 27,2 28,06
Esfera Pequena Diâmetro: 4,34cm	10,49 14,59 22,41 28,21

Como pode ser notado na tabela 10, os valores da umidade nos experimentos não ficaram próximos aos valores desejados para a realização do ensaio (8%, 16%, 26% e 36%). Supõe-se que as umidades no solo no momento dos experimentos sejam maiores dos que as medidas, uma vez que a scanner levava algum tempo para fazer a varredura da superfície do solo, e só depois da obtenção da malha e confirmação de sua boa qualidade é que o material era retirado. Esse processo levava de 5 a 10 minutos.

Na Tabela 11, estão apresentados os valores de profundidade de deslocamento e o raio da superfície de contato referente a cada esfera e a cada umidade. Durante a análise dos perfis das deformações gerados pela malha, foram obtidos mais de um valor de profundidade de deformação e área de contato, por isso optou-se por usar nos cálculos a média desses valores.

Para os cálculos da rigidez, os valores da área do contato que estão em milímetros foram transformados para metro.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

Tabela 11 - Valores de profundidade de deslocamento e área do contato.

Esfera Grande / w(%) 8,44		Esfera Média / w(%)10,29		Esfera Pequena / w(%) 10,49	
Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)
1,378	9,228	3,006	6,600	0,335	2,407
1,216	9,399	3,164	6,864	0,414	2,234
1,292	9,304	3,034	6,976	0,373	2,211
1,295	9,304	3,034	6,864	0,373	2,234

Esfera Grande/ w(%) 12,37		Esfera Média / w(%) 15,54		Esfera Pequena / w(%) 14,59	
Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)
3,527	10,982	2,212	8,598	3,777	7,619
3,695	10,552	2,310	8,911	3,782	7,763
3,307	10,855	2,498	8,782	3,599	7,294
3,510	10,855	2,310	8,782	3,777	7,619

Esfera Grande / w(%) 25,74		Esfera Média / w(%) 27,2		Esfera Pequena / w(%) 22,41	
Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)
2,754	11,846	2,008	9,119	1,265	6,729
2,656	11,615	1,701	9,081	1,313	7,102
2,625	11,083	1,800	9,445	1,166	6,360
2,678	11,615	1,800	9,119	1,265	6,729

Esfera Grande / w(%) 27,5		Esfera Média / w(%) 28,06		Esfera Pequena / w(%) 28,21	
Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)	Prof. (mm)	Raio da Sup. de Cont.(mm)
5,587	13,711	3,267	9,161	2,581	8,724
5,861	13,770	3,512	9,469	2,794	8,599
6,068	14,300	3,337	8,508	2,999	9,198
5,839	13,770	3,337	9,161	2,794	8,724

5.9 Cálculos das Rigidezes

5.9.1 Parâmetros para os cálculos das rigidezes

Os valores do módulo de elasticidade não drenado no local onde ocorreram os impactos foram calculados pela equação 25, resultante da regressão polinomial de segunda ordem a partir dos pontos experimentais que expressam a relação entre módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica (Figura 56).

$$E = 18450{,}66 + 276{,}40754 * w - 21{,}93661 * w^2 \quad (25)$$

Os módulos de elasticidade não drenados correspondentes às umidades medidas após o impacto das esferas de rocha sobre a superfície do solo, em diferentes umidades, são apresentados na tabela 12.

Tabela 12 - Valores do módulo de elasticidade não drenado do solo no local do impacto.

	w(%)	E_u (kPa)
Esfera Grande	8,44	19220,92
	12,37	18514,15
	25,74	11033,34
	27,5	9465,309
Esfera Média	10,29	18976,16
	15,54	17453,53
	27,2	9745,367
	28,06	8941,57
Esfera Pequena	10,49	18944,27
	14,59	17822,84
	22,41	13638,21
	28,21	8801,876

No caso do solo estudado nesta dissertação, como mostrado na figura 56 e na tabela 12, observa-se variação de uma ordem de grandeza no valor do módulo de elasticidade não drenado do solo em função das umidades impostas ao solo. Assim como também é constatada uma diminuição dos valores dos módulos de elasticidade não drenados conforme há um aumento da umidade. Essa variação é mais bem observada nos gráficos das figuras 60, 61 e 62.

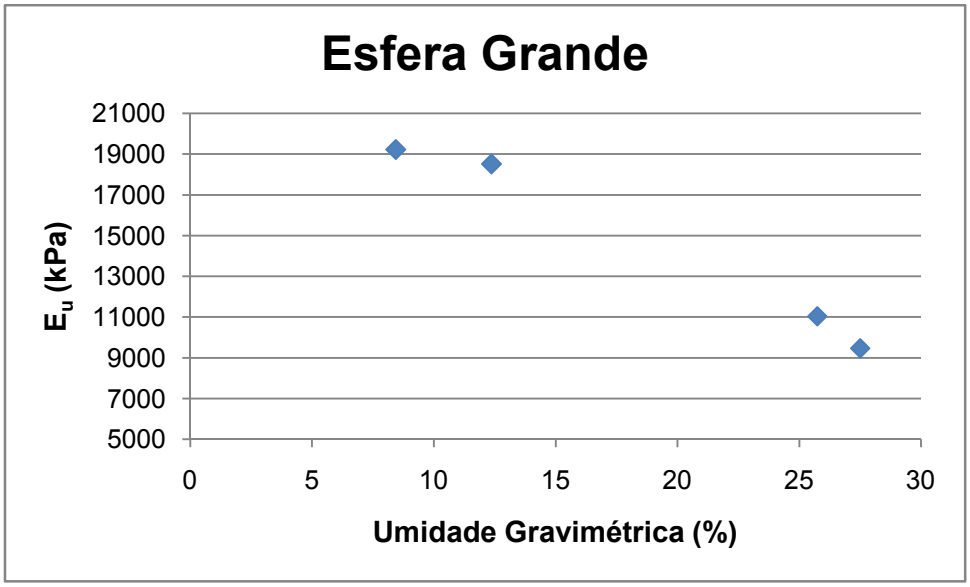

Figura 60 – Gráfico entre os valores do módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera grande.

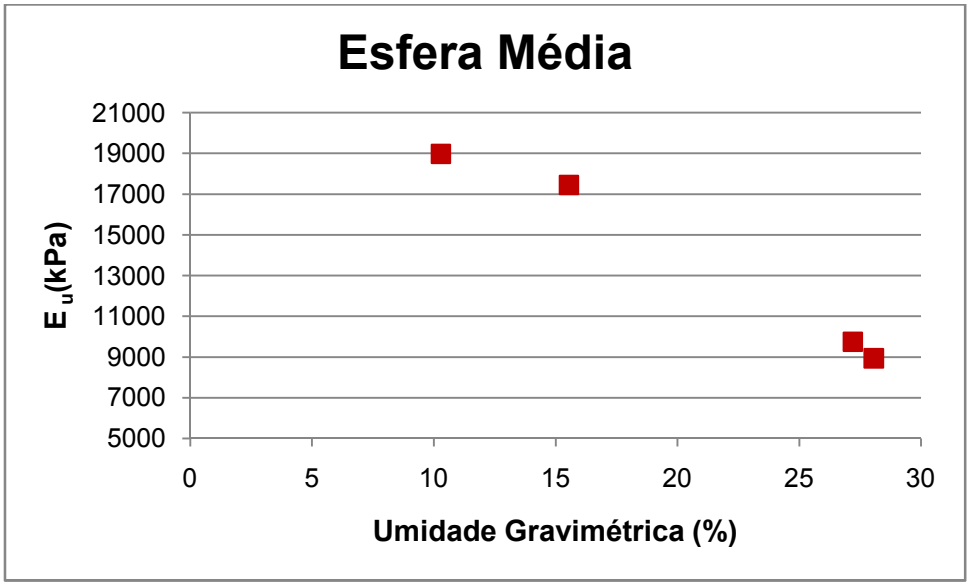

Figura 61 - Gráfico entre os valores do módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera média.

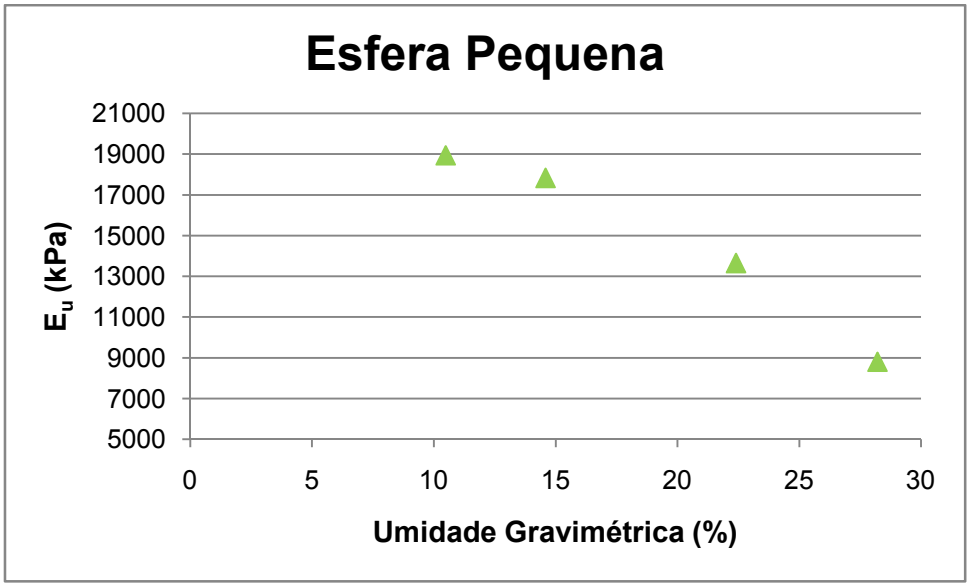

Figura 62- Gráfico entre os valores do módulo de elasticidade não drenado e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera pequena.

Os valores do coeficiente de Poisson do solo não puderam ser obtidos através de experimentos, pois o aparato experimental utilizado não permitia a medida dos deslocamentos radiais do corpo de prova. Os dados do coeficiente de Poisson foram obtidos do trabalho de Alramahi et al.,(2010), gráfico da figura 19b, dado que esse gráfico representa a variação dos valores de coeficiente de Poisson em um solo siltoso e o solo estudado no presente trabalho apresenta um alto teor de silte. Como os valores encontrados não apresentavam uma variação significativa (variavam de 0,182 a 0,189) optou-se por utilizar o valor de 0,18 nos cálculos.

5.9.2 Cálculos das Rigidezes nos Contatos

Na tabela 13, estão apresentados os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo (E*), na tabela 14 os valores da rigidez normal (k_n), na tabela 15 os valores da razão de rigidez (K) e na tabela 16, os valores da rigidez tangencial (k_t), com as respectivas umidades.

Os valores de E* são calculados em função do módulo de elasticidade não drenado e do coeficiente de Poisson do solo e da rocha e correspondem as propriedades elásticas no contato entre os corpos envolvidos.

Conforme esperado, os valores apresentaram uma diminuição à medida que a umidade aumentava, uma vez que, como dito anteriormente, o módulo de elasticidade diminui com o aumento da umidade. E como nesses cálculos a única variável que mudava de valores era o modulo de elasticidade do solo era esperado que os valores sofressem alterações em função desses módulos. A diminuição da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo é melhor visualizado nos gráficos das figuras 63, 64 e 65.

Tabela 13 - Valores de E* em função da Umidade Gravimétrica.

	E*(MPa)	w(%)
Esfera Grande	19,86	8,44
	19,13	12,37
	11,40	25,74
	9,78	27,5
Esfera Média	19,60	10,29
	18,03	15,54
	10,07	27,2
	9,24	28,06
Esfera Pequena	19,57	10,49
	18,41	14,59
	14,09	22,41
	9,10	28,21

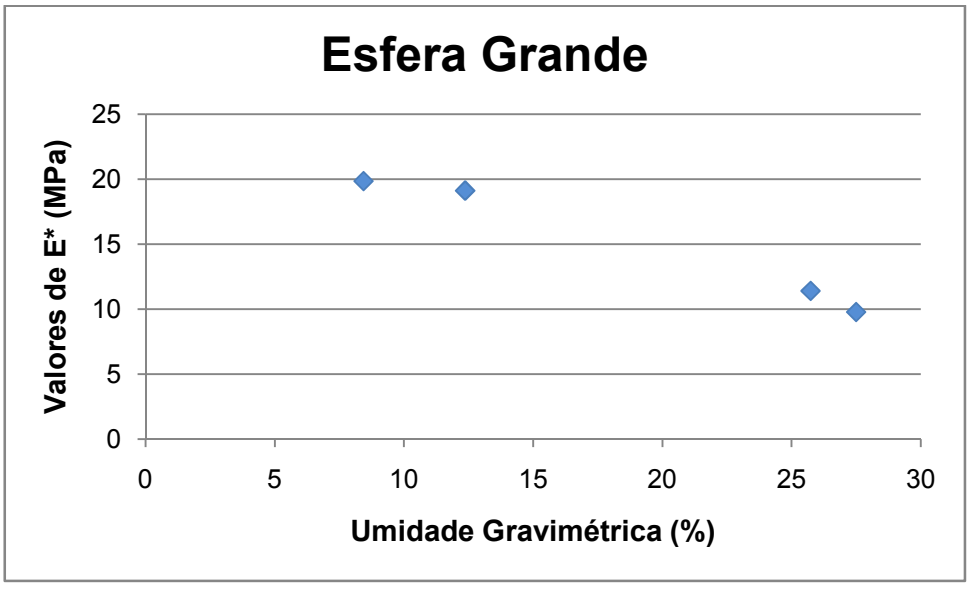

Figura 63 - Gráfico entre os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera grande.

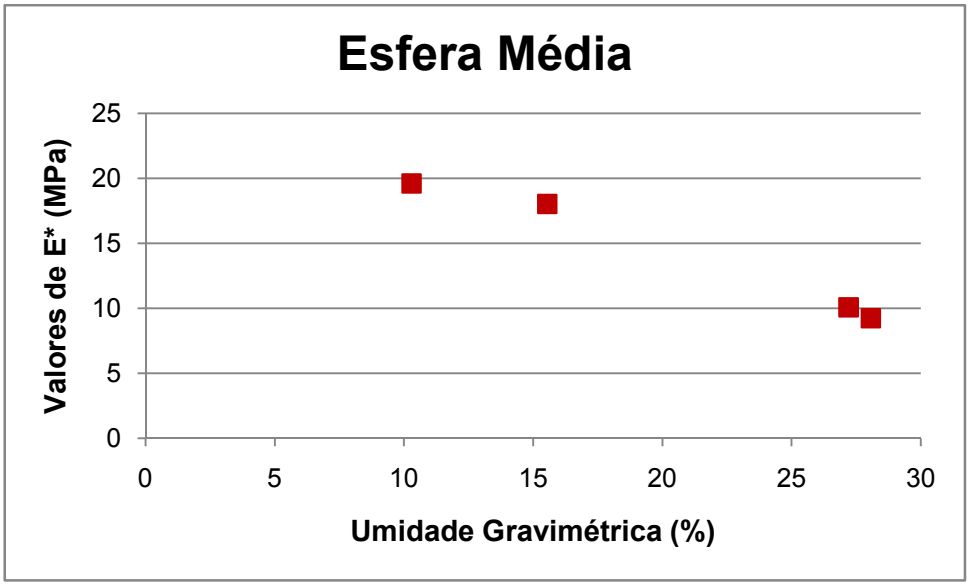

Figura 64- Gráfico entre os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera média.

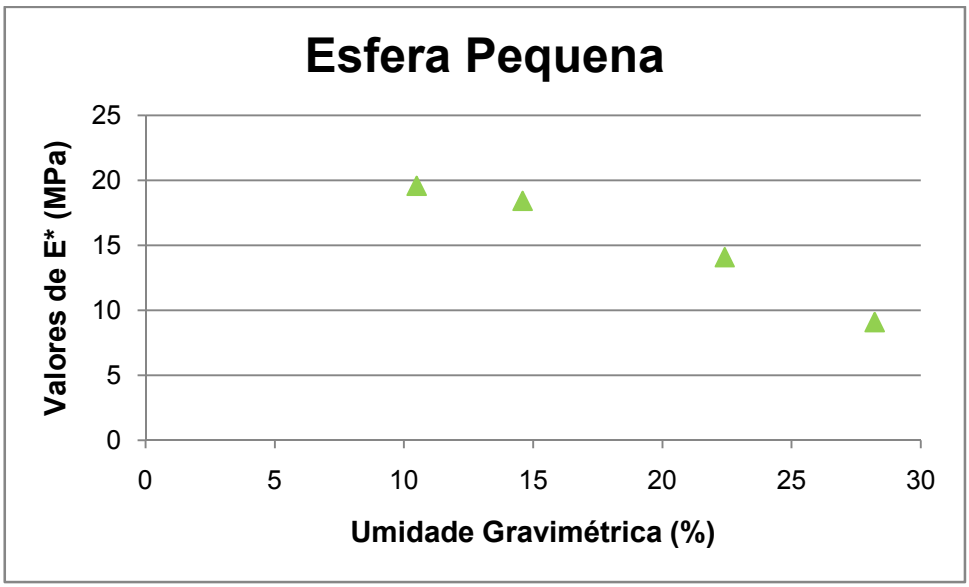

Figura 65 - Gráfico entre os valores da combinação dos módulos de elasticidade da rocha e do solo e a umidade gravimétrica no local de impacto da esfera pequena.

Os valores de k_n foram calculados em função das variáveis E* e a, no entanto a sua relação com a umidade não apresentou o mesmo padrão observado para a variação do módulo de elasticidade não drenado em função da umidade. Os três experimentos de amortecimento com as esferas de diferentes tamanhos apresentaram crescimento da rigidez normal para valores baixos de umidade até um valor de máxima rigidez para umidades próximas a

12% - 15% e, a partir do qual, há contínua redução da rigidez normal com o subsequente aumento da umidade, como pode ser visto melhor nos gráficos nas figuras 66, 67 e 68.

Tabela 14 - Valores da Rigidez Normal nos contatos em função da Umidade Gravimétrica.

	k_n (10^6N/m)	w (%)
Esfera Grande	0,37	8,44
	0,41	12,37
	0,26	25,74
	0,27	27,5
Esfera Média	0,27	10,29
	0,32	15,54
	0,19	27,2
	0,17	28,06
Esfera Pequena	0,09	10,49
	0,28	14,59
	0,19	22,41
	0,16	28,21

Na tabela 14 pode-se notar que o primeiro valor (0,09) da rigidez normal da esfera pequena apresentou um valor muito mais baixo se comparado aos outros valores da tabela. Isso ocorreu porque a esfera, por ser pequena e a umidade testada muito baixa, não causou uma deformação significativa na superfície do solo. Em função disso o seu valor de a foi baixo, influenciando assim no cálculo de sua rigidez

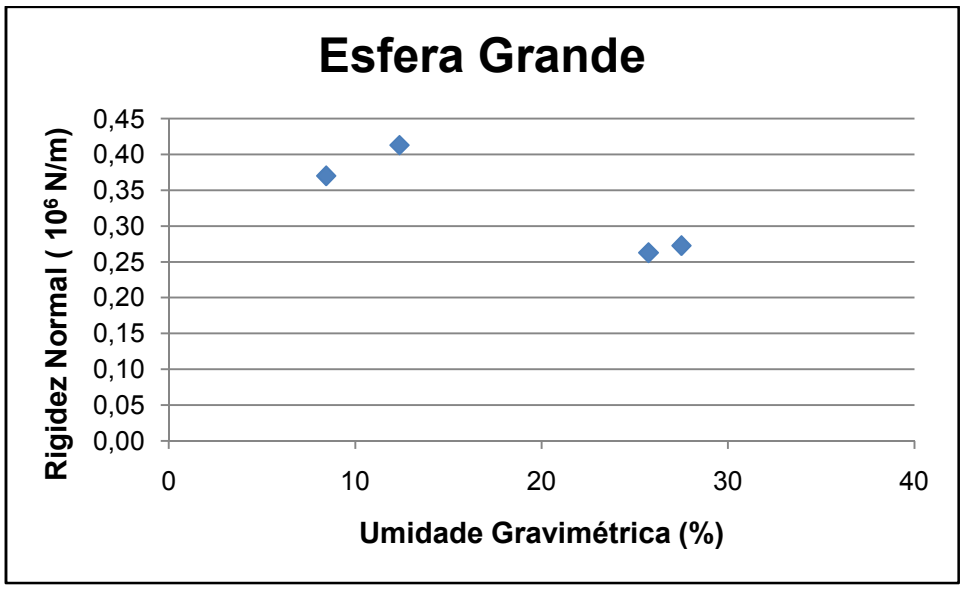

Figura 66 – Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Grande.

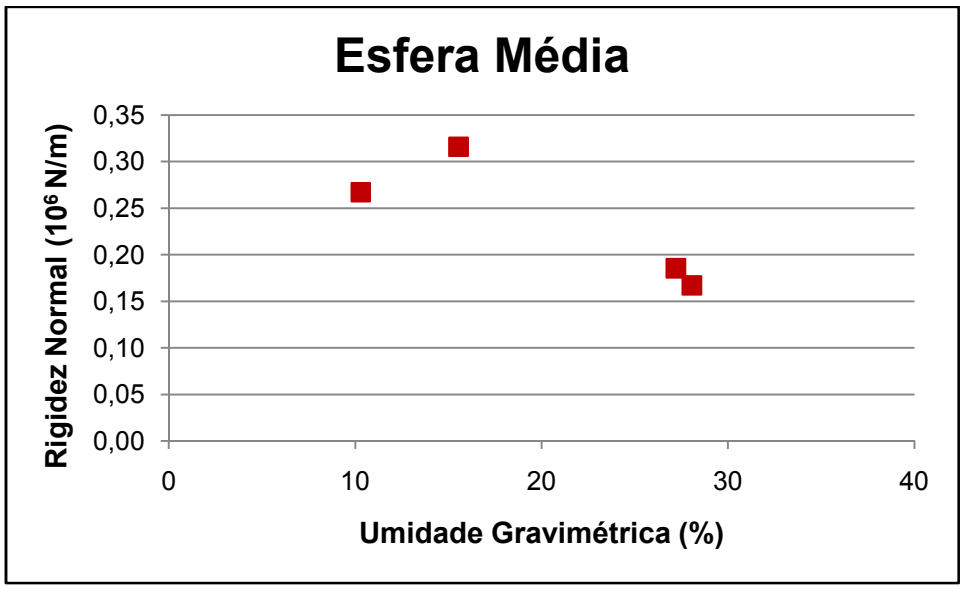

Figura 67 - Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Média.

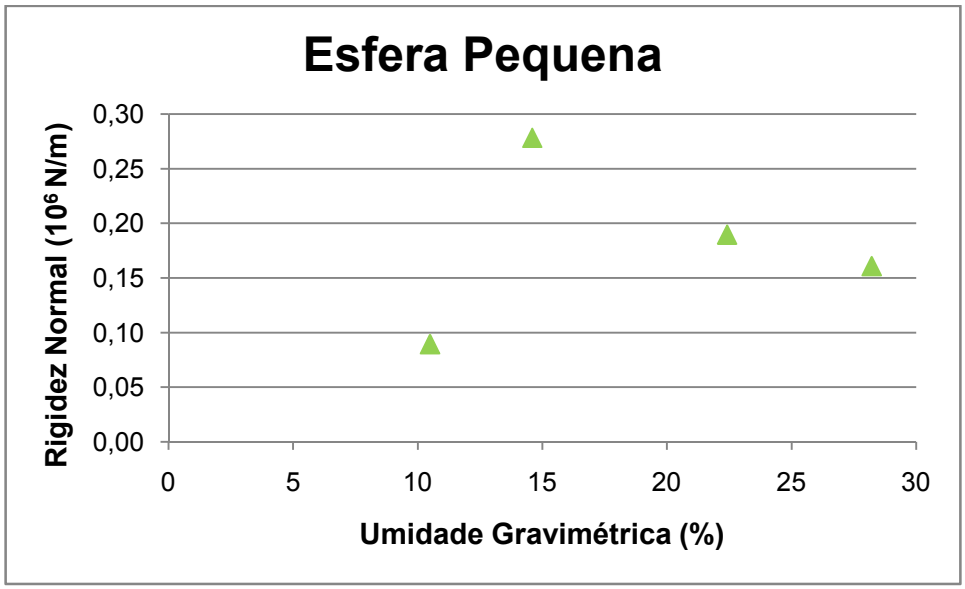

Figura 68 - Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Pequena.

Na tabela 15 estão apresentados os valores das razões de rigidez (K), que são calculadas em função do módulo cisalhante e coeficiente de Poisson do solo e da rocha. Os valores encontrados em todos os contatos foram de 0,90. Segundo Di Maio e Di Renzo (2004) quando não há dados o valor um (1) é normalmente usado nas modelagens numéricas e os mesmos autores calcularam a razão de rigidez em 0,859 entre uma esfera de óxido de alumínio

de 5 mm e uma parede de vidro sodo-cálcico. Ribeiro (2013) encontrou valores que variavam entre 0,85 e 0,91. Os valores encontrados nessa dissertação estão dentro desse intervalo de valores. Infelizmente não foram encontrados na literatura, até o momento, dados disponíveis para solos, impossibilitando assim a apresentação de mais resultados para comparação.

Tabela 15 - Valores das Razões de Rigidezes nos contatos em função da Umidade Gravimétrica.

	K	w (%)
Esfera Grande	0,90	8,44
	0,90	12,37
	0,90	25,74
	0,90	27,5
Esfera Média	0,90	10,29
	0,90	15,54
	0,90	27,2
	0,90	28,06
Esfera Pequena	0,90	10,49
	0,90	14,59
	0,90	22,41
	0,90	28,21

Os valores da rigidez tangencial (k_t) foram calculados a partir dos valores de K e k_n. Entretanto, chama-se atenção para o fato desses valores serem estimados, visto que no caso do experimento desta dissertação, a superfície de impacto era horizontal e o choque foi normal à superfície. Assim como na rigidez normal, houve um crescimento da rigidez tangencial nos valores de umidades próximas a 12% - 15%, e consequente diminuição da rigidez com o aumento da umidade, como mostram os gráficos das figuras 69, 70 e 71.

Tabela 16 - Valores de Rigidez Tangencial nos contatos em função da Umidade Gravimétrica.

	$k_t(10^6$ N/m)	w (%)
Esfera Grande	0,33	8,44
	0,37	12,37
	0,24	25,74
	0,25	27,5
Esfera Média	0,24	10,29
	0,28	15,54
	0,17	27,2
	0,15	28,06
Esfera Pequena	0,08	10,49
	0,25	14,59
	0,17	22,41
	0,14	28,21

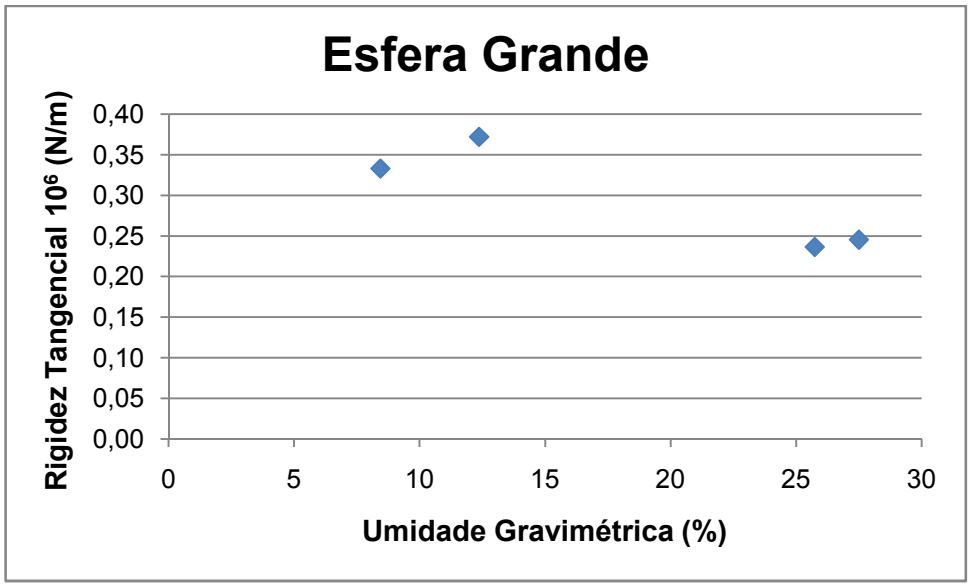

Figura 69 - Gráfico entre Rigidez Tangencial e Umidade Gravimétrica da Esfera Grande.

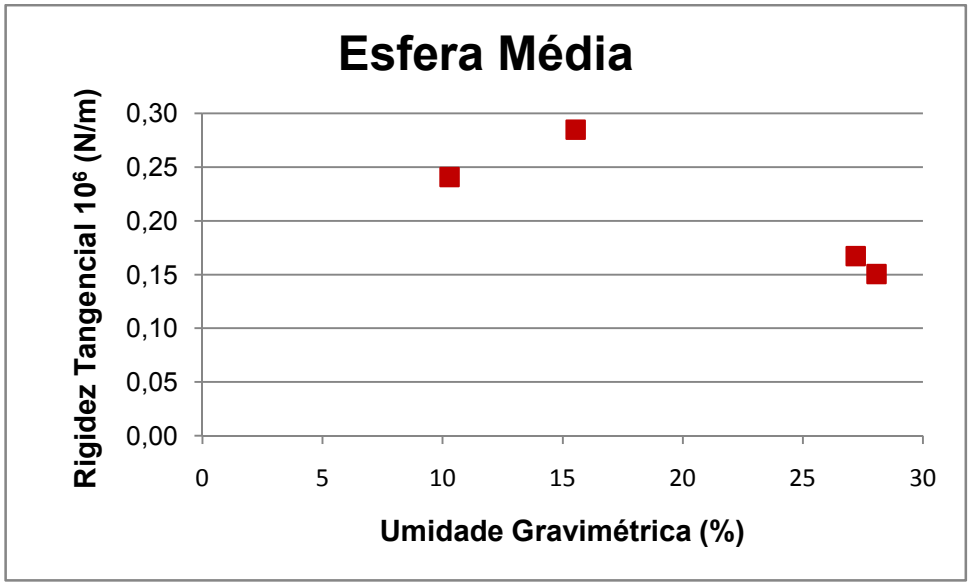

Figura 70 - Gráfico entre Rigidez Tangencial e Umidade Gravimétrica da Esfera Média.

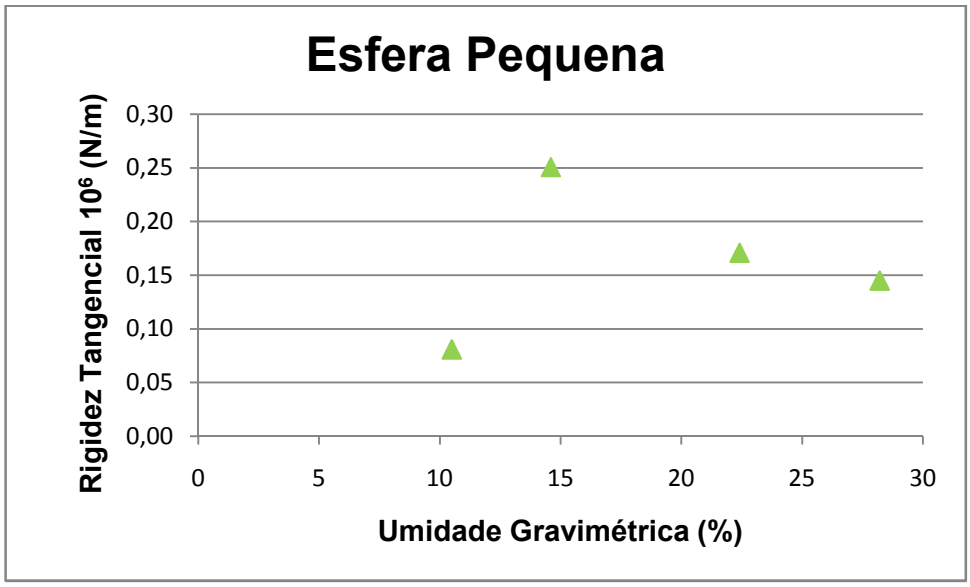

Figura 71 - Gráfico entre Rigidez Normal e Umidade Gravimétrica da Esfera Pequena.

Vale a pena comentar que os valores das rigidezes normais calculados nesta dissertação devem ser mais baixos do que os reais, uma vez que os módulos de elasticidade empregados no cálculo das rigidezes, tanto para o solo quanto para a rocha, foram obtidos em carregamentos *quasi*-estáticos no laboratório, enquanto os choques nos processos de queda de blocos são mais bem representados por carregamentos dinâmicos. Estes últimos, via de regra,

apresentam valores mais elevados que aqueles obtidos em carregamentos *quasi-estáticos* (Goodman, 1989).

Rio de Janeiro
Junho de 2016

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os dados de caracterização do solo estudado se mostraram coerentes entre si, uma vez que a curva granulométrica, com predomínio de areia, se reflete na curva característica que faz supor um solo com poucos intervalos de tamanho de poros. Os valores relativamente elevados do peso específico real dos grãos podem ser explicados pela composição máfica da rocha de origem, com a marcante presença de minerais ferro-magnesianos. A mineralogia da fração argila, por sua vez, explica a baixa plasticidade e atividade do solo. Essa interrelação entre os dados permite concluir que a fase de caracterização do solo deste estudo por ser considerada adequada.

Os valores do módulo de elasticidade não drenados do solo em função da umidade (ou do grau de saturação) mostrou variações bastante elevadas, de uma ordem de grandeza.

O experimento desenvolvido nesta dissertação, embora possa ser melhorado, pode ser considerado também uma contribuição desta dissertação por permitir que, em novos estudos sobre o amortecimento de solos, todos os procedimentos realizados possam ser reproduzidos sob condições semelhantes e controladas.

A Teoria de Hertz utilizada para o cálculo das rigidezes se mostrou válida, pois através dela foi possível determinar a variação de rigidez no contato rocha e solo nas diferentes umidades. Entretanto, essa teoria requer uma utilização cuidadosa, pois qualquer imprecisão na aplicação de um dos parâmetros envolvidos nos cálculos pode vir a acarretar em um erro de interpretação.

Comprovou-se uma significativa diferença entre as grandezas da rigidez normal, de cerca de 100.000N/m, considerando o solo no estado mais seco (entre 8% e 10%) e no estado mais úmido (aproximadamente 28%). Este dado mostra que o amortecimento dos blocos de rocha deve ser fortemente afetado pela umidade do solo. Considerando-se que há registros na literatura de queda de blocos deflagrados em períodos secos e chuvosos, a umidade sazonal dos solos nas encostas torna-se um parâmetro relevante para as avaliações de

alcance. Este aspecto tem sido negligenciando em estudos desta natureza, sendo a principal contribuição desta dissertação para a área de conhecimento.

Recomendações sugeridas para futuros trabalhos:

1. Testar outras rochas e outros tipos de solo derivados, especialmente os isotrópicos, representantes de diferentes classes geotécnicas (SUCS);

2. Instalar sensores no solo para medidas automáticas e em tempo real da umidade, evitando assim alguma perda de umidade decorrente do tempo necessário para a obtenção da imagem da superfície;

3. Pesquisar novos procedimentos para a medição das áreas dos contatos das esferas, que sejam mais práticos e mais precisos.

4. Testar outras formas de execução do experimento de amortecimento, como por exemplo, (i) utilizando alturas de quedas maiores das esferas com a finalidade de melhor definir a marca do impacto, (ii) variar a inclinação do bloco de solo para calcular a rigidez tangencial; (iii) obter imagens com câmeras de alta definição e velocidade para correlação experimental da rigidez com o amortecimento (ou coeficiente de restituição).

5. Utilizar os valores experimentais obtidos em simulações computacionais para obter alcances em função da umidade do solo.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez: Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1984. 6p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm: Determinação da massa específica dos grãos. Rio de Janeiro. 1984. 8p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 1984. 3p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 1984. 13 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Preparação de Amostras de Solo para Ensaio Normal de Compactação e Ensaios de Caracterização: Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1986.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro. 1995. 18p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12766**:** rochas para revestimento – Determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção d'água aparente. Rio de Janeiro. 1992. 2p.

AITCHISON, G. D. Ed. (1965). Moisture equilibra and moisture changes in soils beneath covered areas. A Symp. in Print, Aitchison, G. D., Ed. Austrália: Butterworths, pp.1965, 278.

ALRAMAHI, B.; ALSHIBLI, K.A. & FRATTA, D. Effect of Fine Particle Migration on the Small-Strain Stiffness of Insaturated Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. v. 136, nº4, p. 620-628, 2010.

AMARAL, C. Geological factors triggering landslides in Rio de Janeiro: basic criteria for landslide risk assessment. Landslides: Evaluation and Stabilization. Lacerda, Ehrilich, Fontoura e Sayao (Eds.). 2004. Taylor & Francis Group, Londres.v. 1, p. 419-423.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D 2850 – 03: Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. Philadelphia, 2003. 6p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D 5298 - 03: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Philadelphia, 2003. 6p.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D 4543 - 01: Standard Practices for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tolerances. Philadelphia, 2001. 5p.

AUGUSTO FILHO, O. (1992), Caracterização Geológica-geotécnica voltada à Estabilização de Encostas: Uma proposta Metodológica. In Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro. ABMS-ABGE-ISSMGE, Vol. 2, pp.721-733

AZZONI A., La BARBERA G., ZANINETTI A. (1995): Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model. Int. J. Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 32, N° 7, pp. 709-724

AZZONI, A.; ROSSI, P. P.; DRIGO, E.; GIANI, G. P.; ZANINETTI, A. (1992): In situ observation of rockfall analysis parameters. Proceedings of the sixth International Symposium of Landslides; 10 - 14 Feb. 1992, Christchurch (Vol. I), pp. 307-314, Rotterdam, NL

BASTOS, C. A. B., Compressibilidade dos Solos. DCM/FURG. 2007. 37p. Apostila de Mecânica de Solos.

BARBIERI, G., GIANI, G. P., URAS, G., and VERNIER, A.: Modellizzazione della frana di crollo di Monte Oili in agro di Baunei (Nuoro), presented at the Riunione Plenaria delle Unita Operative del CNR, Roma, 19–20 December, 1988.

BERNSTEIN, A. D. (1977). Listening to the coefficient of restitution. American Journal of Physics, 45(1): 41-43.

BONDER, B. H. (2008) Curvas de retenção de água de um solo coluvionar de Campinas obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP.

BOZZOLO, D. & PAMINI, R. (1986). Simulation of Rockfalls Down a Valley Side. Acta Mechanica, 63, pp. 113-130

BRITISH GEOLOGICAL SURVEY. How does BGS classify landslides? Disponível em http://www.bgs.ac.uk/landslides/how_does_BGS_classify_landslides.html. Acesso em 7 de janeiro de 2016.

CAVALCANTE, M.A *et al.* O Estudo de Colisões Através do Som. Revista Brasileira de Ensino de Física, São Paulo, v. 24, n. 2, p. 150-157. 2002.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITH, G. (1992) A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. Proc. of The Institution of Civil Engineering. 92-2, pp.89-89.

CHAU, K.T., WONG, R.H.C. AND WU, J.J. Coefficient of restitution and rotational motions of rockfall impacts. Journal Rock Mechanics Mining Sciences. V. 39, n 1, p. 69-77. January. 2002.

CONCIANI, W., BURGOS, P. C., BEZERRA, R. L. Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: CARVALHO, J. C. et.al. (orgs) Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. Xxxvi, 21-37p.

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

Das, B. M. 2006. Fundamentos da Engenharia Geotécnica. São Paulo: Thomson Learning.

DIAS G. P.; BARROSO E. V. Determinação Experimental do Coeficiente de Restituição Normal de Rochas: Aplicação na Previsão do Alcance de Blocos em Encostas. Anuário do Instituto de Geociências-UFRJ, Rio de Janeiro, v.29, n.2, p. 149-167. Dezembro. 2006.

DI RENZO, A., DI MAIO, F.P., 2004. Comparison of contact-force models for the simulation of collisions in DEM-based granular flow codes. Chemical Engineering Science 59, 525–541.

EM-DAT Emergency Database. OFDA/CRED – The Office of US Foreign Disaster Assistance/ Centre for Research on the Epidemiology of Disasters – Université Catholique de Louvain, Brussels, Belgium. Disponível em: http://www.emdat.be/ Database. Acesso em março de 2016.

FEUERHARMEL, C. 2003. Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares _Gasoduto Bolívia-Brasil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. Mestrado em Engenharia Civil. 127p.

FINI, P. G. (2013) Avaliação das condições de contorno da teoria de Hertz, comparando os resultados analíticos e numéricos a partir de simulações em software de elementos finitos. Trabalho de Graduação em Engenharia Mecânica,Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, São Paulo. 73p

Rio de Janeiro
Junho de 2016

FISHER-CRIPPS, A.C. Elastic Contact. In: Introduction to Contact Mechanics. 2ª ed. Springer: New York, 2007. Capítulo 6.

FLÓREZ-GÁLVEZ, Jorge Hernán Condicionantes geotécnicos e análise de quedas de blocos rochosos da rodovia RS471/BR153, lote 2. 2012.164 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FREDLUND, D. G. *et al.* (1978). The shear streng of unsaturated soil. Canadian Geothecnical Journal, V. 15, p. 313 – 321.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. 1993. Soil Mechanics for unsaturated soils. Nova Iorque. Editora John Wiley & Sons. 296 p.

FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994) Equations for the soil water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, v. 31, p. 521-532.

GIANI, G. P. *et al.* 2004. Experimental and Theoretical Studies to Improve Rock Fall Analysis and Protection Work Design. 2Rock Mechanics and Rock Engineering, 37 (5): 369-389.

GOODMAN, R.E. Introduction to Rock Mechanics. 2ª ed.: John Wiley & Sons. 1989. 562 p.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Blucher, 1984. 194 p.

HEIDENREICH, B. Small and half-scale Experimental studies of Rockfall impacts on sandy slopes. 2004. 231 f. Thèse N° 3059 (Doutorat ès Sciences Techniques) – Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2004.

HUNGR, O, LEROUEIL, S and PICARELLI, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update, Landslides, Volume 11, Issue 2, pp 167–194.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Classificação Climática do IBGE (2002). Disponível em: < http://mapas.ibge.gov.br/tematicos>. Acesso em 31 de maio de 2016.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. 2015. Banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>. Acesso em 31 de maio de 2016.

ISRM. The Complete ISRM Suggested methods for Rock Characterization, testing and Monitoring: 1974-2006. Ulusay & Hudson (editores). Suggested

Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strenght and Deformability of Rock Materials. ISRM Turkish National Group: Turkey. 2007.

JOHNSON, K.L. Capítulo 4. Normal Contact of Elastic Solids: Hertz Theory. In: Contact Mechanics. Cambridge University Press: Cambridge, p. 84 - 106.1985.

JONES, C. L.; HIGGINS, J. D.; ANDREW, R. D. (2000): Colorado Rockfall Simulation Program Version 4.0. Colorado Geological Survey, Colorado, USA.

JUNGLES, A.E. (coord.) (2013) - Atlas Brasileiro de Desastres Naturais: 1991 a 2012 / Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. 2.ed. rev. ampl. – Florianópolis: CEPED UFSC. 126 p.

LABIOUSE, V; DESCOEUDRES, F. 1999. Possibilities and difficulties in predicting rockfall trajectories. Japan-Swiss Seminar on Impact load by rock falls and design of protection structures, Kanazawa, October 4-7.

LAZARETTI, A.F.; PINHO, D.; SILVEIRA, M.C.M.; ANTONELLI, T.; DOS SANTOS, L.F. (2015). Avaliação dos dados obtidos nas setorizações de riscorealizadas no Espírito Santo. In: 15º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental,2015, Geologia de Engenharia em Áreas Urbanas, Bento Gonçalves(RS).São Paulo, ABGE, pp. 1-11.

MACHADO, M. L.M. R.(2013) Determinação do Coeficiente de Restituição de Blocos de Rochas em Laboratório. Dissertação de Mestrado. Departamento de Geologia, Instituto de Geociência, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 74p.

MARCELINO, E. V. 2008. Desastres Naturais e Geotecnologias: Conceitos Básicos. Caderno Didático nº 1. INPE/CRS, Santa Maria, 2008

MARINHO, F.A.M. e STUERMER, M.M. (2000). The influence of the compaction energy on the SWCC of a residual soil. Geotechnical Special Publication 99. Edited by
Charles D. Shackelford, Sandra L. Houston and Nien-Yin Chang. pp. 125-141.

MARINHO, F.A.M. 2005. Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados. Escola Politécnica de Engenharia da Universidade de São Paulo, São Paulo. Concurso de Livre-Docência. 200p.

PENG. B. Rockfall Trajectory Analysis: Parameter Determination and Application. 2000. 199 f. Thesis (Master of Science in Engineering Geology) - Department of Geological Sciences. University of Canterbury,Christchurch, 2000.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

PERAZZOLO, L. Estudo Geotécnico de Dois Taludes da Formação Serra Geral, RS. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS. 2003.

PINTO, C.S. Curso Básico de Mecânica dos Solos. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 355p.

POLIVANOV, H. Caracterização química, mineralógica, física e geotécnica de perfiz de alteração desenvolvidos de gnaisses no Rio de Janeiro Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Geologia da UFRJ. 1998.

PULECIO, S.A.R. 2010. Modelamento do Ensaio de Indentação Instrumentada usando Elementos Finitos e Análise Dimensional_ Análise de Unicidade, Variações Experimentais, Atrito e Geometria e Deformações do Indentador. Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. Tese de Doutorado, 167p.

RAHN,P.H. 1986. Engineering Geology: An Environmental Approach. Elsevier, 589 p.

RAYUDU, D. N. P. Computer simulation of Rockfalls: Application to rockfalls at Fox Glacier, West Coast, New Zealand. 1997. 172 f. Thesis (Master in Rock Engineering) - Department of Natural Resources Engineering, Lincoln University, Christchurch, 1997.

RIBEIRO, R. S. Simulação do processo de queda de blocos em encostas com aplicação da mecânica do contato e do método dos elementos discretos**.** 2013. 302p. Tese (Doutorado em Geologia). Departamento de Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

RITCHIE, A. M. (1963). Evaluation of Rockfall and its Control. Highway Research Record, USA, 17, pp. 13-28.

ROCHA, J.S. A. 2009. Estudos numéricos sobre trajetórias de queda de blocos rochosos. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.

SILVA, L. C.; SILVA, H. C. (Orgs.). Geologia do Estado do Rio de Janeiro: texto explicativo do mapa geologico do Rio de Janeiro. Brasília: CPRM, 2001. 1 CD-ROM. (Programa Levantamentos Geologicos Básicos do Brasil-PLGB).

SILVA, B. A. (2009). Análise Mecânica de um Pavimento Rodoviário Submetido à Oscilação do Lençol Freático Simulada em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.304 p.

SILVA, M. T. M. G. (2009). Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaios com Umidade Conhecida.

Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 109 p.

SILVA, N.U.P. (2006). Análise de Tensões Verticais em Edifícios de Alvenaria Estrutural Considerando a Interação Solo-Estrutura. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Dissertação de Mestrado. 123p.

SKEMPTON, A. W. 1953. The Colloidal Activity of Clays, Proceedings, III ICSMFE, Zurich, Suíça, 1: 57- 61.

SMITH, G.N.; SMITH, I.G.N. (1998). Elements of soils mechanics, 7th ed. London Ed.Blackwell science, 494p.

SOARES, E.P. 2008. Caracterização geotécnica e mineralógica de um filito dolomítico do quadrilátero ferrífero com vistas ao estudo de estabilidade de taludes incorporando a sucção. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade de Viçosa, Minas Gerais. Tese de Doutorado. 192 p.

SOARES, R.M. 2005. Resistência ao cisalhamento de um solo coluvionar não-saturado do Rio de Janeiro, RJ. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado.196p.

SOTO, M. A. (2004) Comparação de Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaios de Solos Não Saturados, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

SPADARI, M., GIACOMINI, A., BUZZI, O.,FITYUS, S., GIANI, G.P. In situ rockfall testing in New South Wales, Australia. Int J Rock Mech Min Sci, 49 (2012), pp. 84–93.

STEVENS, W. D., 1998. RocFall: a Tool for Probabilistic Analysis, Design of Remedial Measures and Prediction of Rockfalls. A thesis submitted in conformity with the requirements for the degree of Master of Applied Science, Graduate Department of Civil Engineering, University of Toronto.

STRECKEISEN, A.C. 1976. To each plutonic rock its proper name. Earth Sci. Rev., 12, p.1-33.

TOMINAGA, L.K., SANTORO, J., AMARAL, R. (orgs.) Desastres Naturais: Conhecer para previnir. 3.ed. São Paulo: Instituto Geológico, 2015. 196p.

TUPINAMBÁ, M.; FERREIRA, F.N.; DEL CASTILHO J. G.; TEIXEIRA, W. 1996. Complexo Rio Negro – uma unidade estratigráfica relevante no entendimento da evolução da Faixa Ribeira. *In:* SBG, CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 39, Salvador. *Anais*, 6: 104-107.

Rio de Janeiro
Junho de 2016

TUPINAMBÁ, MIGUEL (coord) (2012) - Geologia e recursos minerais da folha Nova Friburgo SF.23-Z-B-II, estado do Rio de Janeiro escala 1:100.000 / Miguel Tupinambá [et al.] ;organizador Luiz Carlos da Silva. – Belo Horizonte : CPRM, 2012. 136p.

UN-ISDR - International Strategy for Disaster Reduction. 2004. Living with Risk. A global review of disaster reduction initiatives. Inter-Agency Secretariat International Strategy for Disaster Reduction (ISDR), Genebra, Suiça. Vol.I 457p.

UNISDR - International Strategy for Disaster Reduction. 2009. Terminology on Disaster Risk Reduction. Disponível em http://www.unisdr.org/we/inform/publications/7817. Acesso em março de 2016.

USHIRO, T.; SHINOHARA, S.; TANIDA, K.; YAGI, N. (2000): A study on the motion of rockfalls on slopes. Proceedings of the 5th Symposium on Impact Problems in Civil Engineering, Japan Society of Civil Engineers, June 8-9, 2000, pp. 91-96, Japan

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980). *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.* Soil Sci. Soc.Am.J., vol. 44, n° 5, pp. 892 - 898.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFAHL, D.E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till. Géotechnique, v.49 n.2 abril, p. 143-159.

VARNES, D. J. Slope movement types and processes. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Ed). Landslides: Analysis and Control: Special Report 176. Washington, D. C.: Transportation Research Board, National Research Council, 1978. p.11-33.

Rio de Janeiro
Junho de 2016