

PPGECA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM **ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE

CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS

UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E GEOTÉCNICA DE SOLOS DO
MUNICÍPIO DE AREIA - PB**

Orientanda: Maria Natália de Melo Sousa

Orientador: Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior

Coorientadora: Dr.^a Carina Silvani

Campina Grande - PB

2020

MARIA NATÁLIA DE MELO SOUSA

CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA, MINERALÓGICA E GEOTÉCNICA DE SOLOS DO
MUNICÍPIO DE AREIA - PB

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Campina Grande, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, para obtenção do título de Mestre.

Campina Grande - PB

2020

S725c Sousa, Maria Natália de Melo.
Caracterização química, mineralógica e geotécnica de solos do município de Areia-PB / Maria Natália de Melo Sousa. – Campina Grande, 2020.
167 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2020.
"Orientação: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior, Profa. Dra. Carina Silvani".
Referências.

1. Solos – Caracterização Química – Mineralógica – Geotécnica.
2. Solos Residuais. 3. Solos Não-saturados. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Silvani, Carina. III. Título.

CDU 624.131.1(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS DE ÁREAS DE RISCO DO
MUNICÍPIO DE AREIA – PB

defendida por

Maria Natália de Melo Sousa

Considera a candidata Aprovada

Campina Grande, 06 de Março de 2020

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior - Orientador – UFRN/UFCG

Prof. Dra. Carina Silvani - Coorientadora - UFCG

Banca examinadora:

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior - Orientador - UFRN/UFCG
(Orientador)

Prof. Dra. Carina Silvani - Coorientadora - UFCG
(Coorientadora)

Prof. Dr. William de Paiva - UEPB/UFCG
(Examinador Interno)

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto - UFRN
(Examinador Externo)

“Aquele que trabalha duro pode superar um gênio, mas de nada adianta trabalhar duro se você não confia em você mesmo”
– *Rock Lee*

AGRADECIMENTOS

A Grande Força que Arquetou o Universo, por ter me feito nascer nesse mundo e me proporcionar viver para chegar nesse momento.

Aos meus pais, Carlos e Graça, por todo o incentivo e entusiasmo às minhas conquistas, por serem meu lar, meus heróis, essenciais à minha existência, e por sempre acreditarem no meu potencial, no meu intelecto e na minha capacidade.

Ao meu noivo, Thiago, por toda a força, palavras de incentivo e fé que sempre deposita em mim, por todo o cuidado e amor, por ser meu companheiro, meu melhor amigo, por me levantar nas quedas e me exaltar nas conquistas, e por ser minha maior fortaleza.

À minha irmã, Letícia, por toda a atenção em saber qual era o meu trabalho, a fim de poder falar com precisão sobre ele, por sempre me dizer do orgulho que sente em sermos pesquisadoras, cientistas, como sonhávamos quando crianças, por todo o amor, por ser meu ponto de equilíbrio e meu Sol.

Ao Professor Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior, pela orientação, pela confiança, por me proporcionar as condições necessárias para a realização desta pesquisa, por todo o ensinamento, e por ter tornado essa experiência tão gratificante.

A Professora Dra. Carina Silvani, por todo o apoio e orientação, pelo incentivo, por acreditar na minha pesquisa, e por ter sido um dos principais pilares para a construção dessa pesquisa.

Aos técnicos Jadilson, Ildinho, Arthur, Netinho e Valterson, por toda a ajuda com coleta de amostras e durante os ensaios e por serem diretamente importantes na realização dessa pesquisa

Aos meus colegas de turma, por terem feito do mestrado uma experiência não só de aprendizado intelectual, mas também de companheirismo.

A Anderson, Tiago, Allan e Romário, amigos da temporada em Natal – RN, companheiros de laboratório, por terem tornado meu tempo longe de casa menos doloroso e mais gratificante, pela amizade e por todo o aprendizado.

A Bruna Lira, minha colega de trabalho, por ter sido tão prestativa, calma, compreensiva, por toda a infinita ajuda, pela orientação, pela amizade, e por ter sido tão importante na realização dessa pesquisa.

Ao grupo atualmente nominado “Esse ano vai ser 20/20”, por ter me trazido momentos de risadas e descontração sempre nos momentos em que mais precisava relaxar.

Às minhas irmãs, Filhas de Jó, por me incentivarem e acreditarem em mim, por compreenderem minhas faltas e falhas, e por todo o amor que me dão sempre.

A Ordem das Filhas de Jó Internacional, por ter me proporcionado aprender a falar em público, a argumentar melhor, e assim eu ter melhorado minha dicção, e por ter me presenteado com irmãs incríveis, que me ensinam todos os dias.

Ao meu psicólogo, Ricard, que me acompanha desde o início do mestrado, por ter me auxiliado no controle da ansiedade e por passar pelos momentos difíceis que vivi nesses últimos dois anos, fazendo com que eu chegasse a esse momento de conclusão sã.

A Belinha, por todo o amor que me deu durante os mais de 15 anos que me acompanhou, onde me viu sair da escola, entrar na universidade e me formar, mas infelizmente não pode me ver concluir esta nova etapa, sempre será lembrada e amada.

Às minhas Melhores, pelos quase 20 anos de amizade, por acreditarem no meu trabalho, na minha capacidade, por todas as palavras de incentivo, por toda força que me deram para a realização dessa nova etapa em minha vida, por serem minhas irmãs incondicionalmente, por todo o amor e carinho, e por serem mães, cientistas, incrivelmente capazes de tudo, guerreiras, meus exemplos de mulheres.

Ao PPGECA, por me proporcionar a realização de um grande desejo em minha vida, ser cientista.

A CAPES, pela disponibilização da bolsa de estudo, cujo o apoio financeiro foi essencial para realização dessa pesquisa.

A todos os demais que, de forma direta ou indireta, contribuíram para realização deste trabalho.

RESUMO

Em avaliação realizada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM, em 2015, quatro áreas de risco de movimentos de massa foram identificadas na área urbana no município de Areia/PB. Desta forma, o objetivo dessa pesquisa foi estudar os solos das áreas de risco identificadas pela CPRM no município de Areia – PB do ponto de vista geotécnico com vistas a subsidiar estudos sobre a ocorrência de movimentos de massas nas encostas. Foram estudados os solos de duas das quatro áreas, as quais foram identificadas pelas iniciais dos nomes das ruas como, para a Rua João Lourenço, JL e para a Rua Enfermeira Maria Mandalena, MM. Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas dessas áreas, para a realização de ensaios laboratoriais. Também foram realizadas sondagens de simples reconhecimento nessas áreas. Foram realizados os ensaios de caracterização geotécnica; ensaios de caracterização química, física e microestrutural; Crumb test; Cisalhamento direto; Ensaio de Adensamento Edométrico; Colapsibilidade (Oedométrico Simples); Ensaio do Papel Filtro para medida de sucção. Os solos foram analisados nas condições não inundada e inundada, a fim de avaliar seu comportamento frente à presença da água. Pelas características geológicas os solos foram identificados como solos residuais. Os solos de ambas as áreas foram considerados solos colapsíveis, mediante a confirmação pelos ensaios de laboratório Crumb test e ensaio de colapso (Oedômetro simples). O potencial de colapso desses solos apresentou-se elevado, com valores entre 3,0% e 13,1%. Do ponto de vista geotécnico, os solos se mostraram bastante compressíveis, corroborando com os altos valores de índice de vazios iniciais que estes apresentaram. Foram encontrados valores elevados do coeficiente de adensamento para os solos, demonstrando que os as poropressões decorrentes das deformações cisalhantes sofridas em campo, provavelmente se dissipam de maneira muito rápida. As tensões virtuais de pré adensamento apresentaram-se a valores baixos, com relação às tensões normais aplicadas. Os solos, quando inundados, apresentaram perda total da parcela de coesão, e suas resistências ao cisalhamento apresentaram diminuições quando comparados aos solos ensaiados na condição não inundada, indicando que estes solos são instáveis, principalmente quando na presença de água. Tal fato torna-se preocupante, mediante a colapsibilidade confirmada dos solos, aliado a condição de não saturação que estes encontram-se em campo e baixa capacidade de retenção de água, indicada pelo ensaio de sucção.

Palavras-chave: Solos residuais. Solos não - saturados. Caracterização geotécnica.

ABSTRACT

For geotechnical engineering, an adequate investigation of the soil covers the assessment of the nature and behavior of all geological and geotechnical aspects of the study area as well as the environmental conditions to which this area may be exposed, as such factors have a direct influence on the design of engineering projects. In an assessment carried out by the Mineral Resources Research Company - CPRM, in 2015, four areas at risk of mass movements were identified in the urban area in the municipality of Areia/PB. Thus, the aim of this study was to analyze the soils of the risk areas identified by CPRM in the municipality of Areia - PB from the geotechnical point of view with intent to support studies on the occurrence of mass movements on the slopes. Only two of the four areas proved to be accessible for the study, and these were identified by the initials of the street names such as JL and MM. For this, disturbed and undisturbed samples were collected from these areas, for laboratory tests. Simple recognition in-situ dynamic penetration tests (SPT - Standart Penetration Test) were also carried out in these areas. Soil classification, chemical, physical and microstructural characterization; Crumb test (NBR-13601/96); Direct shear strength (ASTM D3080 / D3080M - 2011); Edometric consolidation test (ASTM D2435 / D2435M - 2011); Collapsibility (Simple Oedometric) and Suction Tests (ASTM D5298 - 16) were carried out. The soils were analyzed in non-flooded and flooded conditions, in order to determine their behavior in the presence of water. Due to field conditions, the soils were identified as residual soils. The soils in both areas were considered collapsible soils, confirmed by numerical methods and laboratory tests: crumb test and collapse test (simple oedometer). The collapse potential of these soils was high, with values between 3 and 13.06. From a geotechnical point of view, the soils proved to be quite compressible, corroborating the high values of initial voids index that they presented. High values of c_v were found for the soils, demonstrating that the pore pressures resulting from the shear deformations suffered in the field, probably process very quickly. Very low pre-consolidation stresses were also found. The soils, when flooded, showed total loss of the cohesion portion, and their shear strengths showed large decreases, indicating that these soils are unstable, especially when in the presence of water. This fact is of concern, due to the confirmed collapsibility of the soils, combined with the condition of unsaturation that they are in the field and low water retention capacity, indicated by the suction test.

Keywords: Risk Areas. Residual soils. Unsaturated soils. Geotechnical characterization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Relação da temperatura e precipitação com a intemperismo do solo (Fonte: Teixeira, 2009).....	27
Figura 2 - Perfil de intemperização para metamórfica(a) e rocha ígnea intrusiva(b) (Fonte: Adaptado de Deere & Patton, 1971).....	28
Figura 3 - Membrana contrátil.....	32
Figura 4 - Detalhe da superfície do líquido no tubo capilar com o ângulo de contato α (Fonte: Camapum de Carvalho et al., 2015)	32
Figura 5 - Curvas de retenção por tipo de solo (Adaptado de: Fredlund & Xing, 1994)	34
Figura 6- Carta de Plasticidade (Fonte: Adaptado de PINTO, 2006).....	40
Figura 7 - Esquema para Classificação pelo Sistema Unificado (Fonte: Adaptado de PINTO, 2006).....	41
Figura 8 - Microregiões da Paraíba (Fonte: AESA, 2009)	43
Figura 9 - Microregião do Brejo (Fonte: Adaptado de AESA, 2009)	44
Figura 10 - Vista aérea da cidade de Areia - PB (Fonte: IPHAN, 2020)	45
Figura 11 - Geologia da cidade de Areia - PB (Fonte: CPRM, 2015).....	46
Figura 12 - Localização Rua João Lourenço - Areia – PB	51
Figura 13 - Localização Rua Enfermeira Maria Manalena - Areia – PB	51
Figura 14 - Esquema de coleta e furo de sondagem	52
Figura 15 - Rua João Lourenço (Fonte: Autoral, 2018)	54
Figura 16 - Rua Enf. Maria Madalena (Fonte: Autoral, 2018).....	54
Figura 17 - Amostras dos solos (a) JLB; (b) JLC; (c) JLT (Fonte: Autoral 2019).....	64
Figura 18 - Amostras dos solos (a) MMB; (b) MMC; (c) MMT (Fonte: Autoral 2019)	64
Figura 19 - Curva Granulométrica do talude João Lourenço	68
Figura 20 - Curva Granulométrica do talude Maria Madalena	69
Figura 21 - Gráfico de Plasticidade de A. Casagrande para os solos dos taludes JL e MM	70
Figura 22 - Dimensão das amostras do talude JL.....	71
Figura 23 - Processo de imersão e observação dos tempos de dispersão dos solos do talude JL. (a) Tempo de dispersão total do solo JLB (15 s) (b) Tempo de dispersão total do solo JLC (28 s) (b) Período total do ensaio e não dispersão do solo JLT.	71
Figura 24 - Dimensão das amostras do talude MM.....	72

Figura 25 - Processo de imersão e observação dos tempos de dispersão dos solos do talude MM	
(a) Tempo de dispersão total do solo MMB (23 s) (b) Tempo de dispersão total do solo MMC	
(2 min) (b) Período total do ensaio e não dispersão do solo MMT.	72
Figura 26 - Difratoograma JLB	75
Figura 27 - Difratoograma JLC	76
Figura 28 - Difratoograma JLT	76
Figura 29 - Difratoograma MMB	76
Figura 30 - Difratoograma MMC	77
Figura 31 - Difratoograma MMT	77
Figura 32 - MEV para JLB: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade subangulosa (b)	
Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2 μ m - 50 μ m) (d) Aproximação de	
500x.	79
Figura 33 - MEV para JLC: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade subangulosa (b)	
Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2 μ m - 50 μ m) (d) Aproximação de	
500x.	79
Figura 34 - MEV para JLT: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade subangulosa (b)	
Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2 μ m - 50 μ m) (d) Aproximação de	
500x.	80
Figura 35 - MEV para MMB: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade angulosa (b)	
Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2 μ m - 50 μ m) (d) Aproximação de	
500x.	80
Figura 36 - MEV para MMC: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade angulosa (b)	
Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2 μ m - 50 μ m) (d) Aproximação de	
500x.	81
Figura 37 - MEV para MMT: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade angulosa (b)	
Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2 μ m - 50 μ m) (d) Aproximação de	
500x.	81
Figura 38 - Demonstração da presença de vazios nas amostras indeformadas	84
Figura 39 - Curva de Adensamento - João Lourenço - NÃO INUNDADO	86
Figura 40 - Curva de Adensamento - João Lourenço - INUNDADO	86
Figura 41 - Curva de Adensamento - Maria Madalena - NÃO INUNDADO.....	87
Figura 42 - Curva de Adensamento - Maria Madalena - INUNDADO	88
Figura 43 - Curva de Compressão Edométrica - João Lourenço - NÃO INUNDADO	91

Figura 44 - Curva de Compressão Edométrica - João Lourenço - INUNDADO.....	91
Figura 45 - Curva de Compressão Edométrica - Maria Madalena - NÃO INUNDADO	92
Figura 46 - Curva de Compressão Edométrica - Maria Madalena – INUNDADO	92
Figura 47 - Aspectos do gráfico de Taylor: (a) JLB (b) JLC (c) JLT.....	97
Figura 48 - Aspectos do gráfico de Taylor: (a) MMB (b) MMC (c) MMT	98
Figura 49 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – JLB.....	100
Figura 50 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – JLC.....	100
Figura 51 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – JLT	101
Figura 52 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – MMB.....	101
Figura 53 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – MMC.....	101
Figura 54 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – MMT	102
Figura 55 - Curva colapso – JLB.....	105
Figura 56 - Curva colapso – JLC.....	106
Figura 57 - Curva colapso – JLT	106
Figura 58 - Curva colapso – MMB.....	106
Figura 59 - Curva colapso – MMC.....	107
Figura 60 - Curva colapso – MMT.....	107
Figura 61 - Cisalhamento direto - JLB - NÃO INUNDADO.....	109
Figura 62 - Relação entre deslocamentos - JLB - NÃO INUNDADO	110
Figura 63 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLB - NÃO INUNDADO.....	110
Figura 64 - Cisalhamento direto - JLC - NÃO INUNDADO.....	110
Figura 65 - Relação entre deslocamentos - JLC - NÃO INUNDADO	111
Figura 66 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLC - NÃO INUNDADO.....	111
Figura 67 - Cisalhamento direto - JLT - NÃO INUNDADO.....	111
Figura 68 - Relação entre deslocamentos - JLT - NÃO INUNDADO.....	112
Figura 69 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLT - NÃO INUNDADO.....	112
Figura 70 - Cisalhamento direto - MMB - NÃO INUNDADO	114
Figura 71 - Relação entre deslocamentos - MMB - NÃO INUNDADO	114
Figura 72 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMB - NÃO INUNDADO.....	114

Figura 73 - Cisalhamento direto - MMC - NÃO INUNDADO	115
Figura 74 - Relação entre deslocamentos - MMC - NÃO INUNDADO	115
Figura 75 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMC - NÃO INUNDADO.....	115
Figura 76 - Cisalhamento direto - MMT - NÃO INUNDADO.....	116
Figura 77 - Relação entre deslocamentos - MMT - NÃO INUNDADO.....	116
Figura 78 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMT - NÃO INUNDADO.....	116
Figura 79 - Cisalhamento direto - JLB - INUNDADO	118
Figura 80 - Relação entre deslocamentos - JLB - INUNDADO	119
Figura 81 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento – JLB - INUNDADO	119
Figura 82 - Cisalhamento direto - JLC - INUNDADO	120
Figura 83 - Relação entre deslocamentos - JLC - INUNDADO	120
Figura 84 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLC – INUNDADO	120
Figura 85 - Cisalhamento direto - JLT - INUNDADO	121
Figura 86 - Relação entre deslocamentos - JLT - INUNDADO	121
Figura 87 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLT – INUNDADO	121
Figura 88 - Cisalhamento direto - MMB - INUNDADO	123
Figura 89 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMB – INUNDADO.....	124
Figura 90 - Relação entre deslocamentos - MMB - INUNDADO	124
Figura 91 - Cisalhamento direto - MMC - INUNDADO	124
Figura 92 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMC - INUNDADO.....	125
Figura 93 - Relação entre deslocamentos - MMC - INUNDADO.....	125
Figura 94 - Cisalhamento direto - MMT - INUNDADO	125
Figura 95 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMT – INUNDADO.....	126
Figura 96 - Relação entre deslocamentos - MMT - INUNDADO	126
Figura 97 - Envoltórias de resistência - JL - NÃO INUNDADO	129

Figura 98 - Envoltórias de resistência - JL – INUNDADO	129
Figura 99 - Envoltória de resistência – JLB	130
Figura 102 - Envoltórias de resistência - MM - NÃO INUNDADO	133
Figura 103 - Envoltórias de resistência - MM - INUNDADO	134
Figura 104 - Envoltória de resistência - MMB	134
Figura 105 - Envoltória de resistência - MMC	135
Figura 106 - Envoltória de resistência – MMT	135
Figura 107 - Curva de retenção de água para os solos do talude JL.....	138
Figura 108 - Curva de retenção de água para os solos do talude MM	141
Figura 109 - Perfil de Sondagem da Rua João Lourenço - Areia – PB.....	159
Figura 110 - Perfil de Sondagem da Rua Enfermeira Maria Madalena - Areia – PB	160

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Termologia do Sistema Unificado.....	39
Quadro 4 - Zonas de Risco pela CPRM	50
Quadro 5 - Identificação das Amostras	53
Quadro 6 - Ensaios e Condições.....	61
Quadro 7 - Resumo dos dados obtidos na sondagem	63
Quadro 8 - Resumo dos ensaios de caracterização.....	65
Quadro 9 - Métodos e critérios de colapso	103
Quadro 10 - Síntese dos resultados (1).....	161
Quadro 11 - Síntese dos resultados (2).....	162
Quadro 12 - Síntese dos resultados (3).....	163
Quadro 13 - Síntese dos resultados (4).....	164
Quadro 14 - Síntese dos resultados (5).....	165
Quadro 15 - Síntese dos resultados (6).....	166
Quadro 16 - Síntese dos resultados (7).....	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados da fluorescência de raios x.....	73
Tabela 2 - Resultados da difração de raios x.....	75
Tabela 3 - Índices físicos dos solos	83
Tabela 4 - Grau de Intemperismo	85
Tabela 5 - Parâmetros de adensamento	89
Tabela 6 - Módulo de deformabilidade edométrico no carregamento na condição inundada..	95
Tabela 7 - Parâmetros de compressibilidade dos solos	96
Tabela 8 - Parâmetros dos solos usados	103
Tabela 9 - Valores de K.....	104
Tabela 10 - Resultados de colapsibilidade	104
Tabela 11 - Potencial de colapso dos solos	107
Tabela 12 – Relação entre tensões dos solos do talude JL - NÃO INUNDADO.....	113
Tabela 13 - Relação entre tensões dos solos do talude MM - NÃO INUNDADO	117
Tabela 14 - Relação entre tensões dos solos do talude JL - INUNDADO.....	123
Tabela 15 - Relação entre tensões dos solos do talude MM - INUNDADO.....	127
Tabela 16 - Parâmetro de resistência dos solos do talude JL	128
Tabela 17 - Parâmetro de resistência dos solos do talude MM	133
Tabela 18 - Resumo dos parâmetros de resistência.....	137
Tabela 19 - Parâmetros de sucção	140
Tabela 20 - Parâmetros de sucção	142

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	19
2. JUSTIFICATIVA	21
3. OBJETIVOS	22
3.1 Objetivo Geral	22
3.2 Objetivos Específicos	22
4. REFERENCIAL TEÓRICO	23
4.1 Solos Residuais.....	23
4.1.1 Classificação dos solos residuais	25
4.1.2 Perfil de intemperismo.....	26
4.2.3 Fatores que influenciam no comportamento dos solos residuais	29
4.3 Solos não saturados	31
4.5 Solos Colapsíveis.....	34
4.5.1 Critérios de identificação baseados em índices físicos.....	36
4.5.2 Critério de identificação por ensaio de laboratório	38
4.6 Classificação clássica do solo.....	38
4.5.1 Classificação Unificada	39
4.5.2 Classificação dos solos pela sua origem.....	41
4.7 Área de estudo	42
5. METODOLOGIA.....	49
5.1 Reconhecimento das áreas de risco de movimentação de massa	49
5.2 Coleta de Amostras e SPT	52
5.3 Ensaio de caracterização geotécnica.....	54
5.4 Crumb Test	55
5.5 Ensaio químico, mineralógico e microestrutural	56
5.5.1 Fluorescência de raios X.....	56
5.5.2 Difração de raios X.....	56

5.5.3 Microscopia eletrônica de varredura	56
5.6 Ensaio de Adensamento.....	57
5.7 Ensaio de Colapsibilidade	58
5.8 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento.....	58
5.9 Ensaio de Papel Filtro.....	59
5.10 Grau de Intemperismo	60
5.11 Resumo dos ensaios.....	61
6. RESULTADOS	62
6.1 Sondagem de simples reconhecimento (<i>Standard Penetration Test</i>) (<i>SPT</i>) e Coleta de amostras	62
6.3 Caracterização clássica dos solos	65
6.3.1 Limites de Atterberg	65
6.3.2 Massa específica real dos grãos.....	65
6.3.3 Granulometria.....	66
6.3.4 Classificação SUCS.....	70
6.4 Caracterização quanto ao grau de dispersão.....	70
6.5 Caracterização química, mineralógica e microestrutural	73
6.5.1 Fluorescência de raios X.....	73
6.5.2 Difração de raios x.....	74
6.5.3 Microscopia eletrônica de varredura	78
6.6 Índices Físicos	82
6.7 Grau de intemperismo	84
6.8 Caracterização mecânica	85
6.8.1 Adensamento	85
6.9 Colapsibilidade	100
6.9.1 Indicativo de colapso	100
6.9.2 Potencial de Colápsos	105

6.10 Resistência ao Cisalhamento	109
6.10.1 Cisalhamento direto na umidade natural	109
6.10.2 Cisalhamento direto inundado	118
6.10.3 Envoltórias de resistência	127
6.10.4 Resumo dos parâmetros de resistência dos solos	136
6.11 Sucção pelo método do papel filtro	138
8. CONCLUSÕES	144
9. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	146
10. REFERÊNCIAS	147
11. ANEXOS	159

1. INTRODUÇÃO

Os solos têm origem na desintegração e decomposição, decorrente de agentes físicos e químicos respectivamente, de rochas que constituem a crosta terrestre. A desintegração por agentes físicos promove a fragmentação mecânica das rochas. Os agentes físicos mais importantes consistem na variação de temperatura, cristalização de sais e em alguns casos o congelamento da água. As fissuras abertas nas rochas pelos agentes físicos permitem a entrada de água que leva substâncias químicas que reagem com os minerais das rochas, transformando-os em outros minerais. Essa formação de novos minerais se dá por reações de hidratação, hidrólise, carbonatação e outras ações químicas de agentes biológicos. O conjunto desses processos leva a formação dos solos que, por sua vez, são misturas de partículas que se diferenciam pelos seus tamanhos e composições químicas. As concentrações de cada tipo de partícula nos solos dependem da composição química da rocha que lhe deu origem (PINTO, 2006).

Em estudos geotécnicos é de grande relevância o entendimento dos processos que dão origem aos solos, principalmente em análises de estabilidade de taludes e movimentos de massa, estudos sobre remediação de áreas contaminadas e projetos de recuperação de áreas degradadas (ANTUNES, 2015). Como as edificações e obras de infraestrutura são assentadas sobre o solo, na elaboração dos seus projetos, deve-se ter o devido conhecimento das características do terreno, bem como aos fatores naturais ou antrópicos aos quais o solo está sujeito.

A ação do intemperismo sobre as rochas é gradual e varia de acordo com o tipo de rocha (ou dos minerais que formam a rocha), as condições climáticas a que está exposta, a topografia e as condições de drenagem da região. O resultado dessa ação sobre as rochas é a formação do perfil de intemperismo: camadas distintas de solo e rocha sequencialmente. O intemperismo, pode ser físico (onde há mudanças na estrutura, resistência e textura da rocha) ou químico (onde há mudança na composição mineralógica e na microestrutura devido a decomposições dos materiais), (OLIVEIRA, 2006).

Sabendo que um fator de grande importância na evolução pedológica e no comportamento dos solos é o clima. O clima tropical, predominante no Brasil e caracterizado por elevada temperatura, umidade e abundante precipitação, promove intensa decomposição na rocha de origem. O produto de tal processo é denominado de solo residual. Um solo residual possui zonas com diferentes graus de intemperismo. Logo espera-se que o mecanismo e o tipo

de ruptura de taludes formados por solos residuais dependam da zona de intemperização em que se encontra a superfície de deslizamento (MOREIRA, 1974).

A cidade de Areia, localizada na microrregião do Brejo Paraibano, está implantada sobre a Serra da Borborema, a aproximadamente 600 metros de altitude e ocupa uma área territorial de aproximadamente 266 km² (IBGE, 2020). Do ponto de vista geológico o município encontra-se, em sua maior parte, localizado sobre rochas graníticas e gnáissicas (COSTA, 2012). O Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), em 2017, incluiu o município como zona de perigo de alagamentos, deslizamentos de encostas e transbordamento de rios devido à ação das chuvas.

Em avaliação realizada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), em 2015, intitulada “Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Inundações e Movimentos de Massa”, identificaram 4 áreas de risco de movimentos de massa na área urbana no município de Areia/PB. Os dados finais desta pesquisa alimentam o banco nacional de dados do Centro de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), criado pelo Governo Federal em 2011 e ligado ao Ministério de Ciência e Tecnologia em São Paulo.

Os estudos propostos neste trabalho são concentrados no solo de áreas identificadas pela CPRM no município de Areia – PB onde há risco de movimento de massa.

2. JUSTIFICATIVA

O entendimento da sociedade sobre os fenômenos que ocorrem em seu espaço é de extrema importância na identificação das soluções que busquem amenizar ou erradicar os impactos destes acontecimentos no âmbito socioambiental. Deste modo, os estudos científicos sobre as áreas de riscos de movimento de massa são essenciais para a detecção da periculosidade dessas áreas e quais fenômenos são mais deteriorantes. Sendo assim, poder então dispor sobre as prevenções cabíveis ao Poder Público e à sociedade civil (ALMEIDA, 2014).

Autores como Luna (2016), Monteiro (2010), Farias *et al.* (2009) realizaram estudos pedológicos sobre os solos característicos do estado da Paraíba. Todos esses trabalhos possuem uma base em comum que é o Levantamento Exploratório - Reconhecimento dos Solos do Estado da Paraíba realizado em 1972 pelo Ministério da Agricultura. Em tais estudos o solo característico da cidade de Areia é reconhecido como um dos 12 solos com maior incidência no estado e identificado como Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico de textura argilosa (PVA).

Os estudos citados anteriormente realizaram análises mineralógicas, químicas e físicas, além de toda a caracterização pedológica dos solos. Tais análises são de extrema importância para a agricultura e a agronomia. No entanto, para a geotecnia, esses resultados apenas dão base ao conhecimento sobre a camada superficial do solo, pois essas análises são realizadas em camadas de espessura de 10 a 30 cm.

Para a geotecnia uma investigação adequada do solo abrange a avaliação da natureza e do comportamento de todos os aspectos geológico-geotécnicos da área de estudo bem como as condições ambientais as quais esta área pode estar exposta, pois tais fatores têm influência direta na elaboração de projetos de engenharia. Desta forma, segundo Coutinho e Severo (2009), uma proposta básica para uma adequada investigação do solo é a obtenção de informações mínimas suficientes que permitam a tomada de decisões apropriadas durante as fases de avaliação, projeto e construção.

O desenvolvimento do presente estudo se justifica pelo fato do município de Areia apresentar áreas susceptíveis a ocorrência de movimentos de massas. Por outro lado, não há referências de estudos sobre as características mecânicas dos solos da região, cujo conhecimento é imprescindível para as análises de estabilidade das encostas.

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo Geral

Estudar os solos das áreas de risco identificadas pela CPRM no município de Areia – PB do ponto de vista geotécnico com vistas a subsidiar estudos sobre a ocorrência de movimentos de massas nas encostas.

3.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar em termos geotécnicos os solos das áreas de risco por meio de ensaios laboratoriais;
- Avaliar o potencial de colapso dos solos;
- Analisar as propriedades mecânicas dos solos de maneira a simular suas condições em campo;
- Estudar o efeito da sucção nos solos.

4. REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 Solos Residuais

O processo natural da evolução dos solos deve-se a ação contínua do intemperismo, que gera novas partículas nos solos. O relevo, portanto, passa a tornar-se mais suave, facilitando a infiltração de soluções aquosas no estrato, promovendo a evolução do processo de formação do perfil de solo. Este é formado por camadas de solos derivados da rocha que se encontram em vários estágios de decomposição, dependentes das suas resistências ao intemperismo. Também fazem parte dessas camadas minerais secundários, como os argilominerais e os compostos amorfos, que são compostos minerais naturais que não possuem uma estrutura cristalina definida, logo uma estrutura molecular desordenada (DOS SANTOS ANTUNES, 2016).

Os solos residuais são provenientes das rochas sã que já passou por processos intensos de intemperismo. O tipo de intemperismo predominante na formação desse tipo de solo é o químico, transformando os minerais presentes na rocha sã em novos minerais. Assim, o tipo de solo residual resultando dependerá de fatores como a rocha de origem, o clima, a topografia, o processo de drenagem, entre outros. Também, os solos residuais podem ou não manter peculiaridades da rocha sã, que, quando existentes, podem reger o comportamento estrutural do solo (POZZEBON, 2017).

O tipo de rocha de origem tem influência direta no produto do intemperismo, uma vez que cada rocha tem composição mineralógica diferente, apresentando diferentes resistências ao intemperismo. O quartzo é um dos minerais mais resistentes, portanto, rochas ricas em quartzo sofrem apenas desintegração, formando solos predominantemente arenosos. Já rochas ricas em feldspatos, um dos minerais mais presentes na crosta terrestre, são facilmente alteráveis, podendo dar origem a solos predominantemente argilosos (SANTOS JR., 1996).

No Brasil, o clima tropical, usualmente apresentado entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, é caracterizado principalmente pela elevada temperatura, umidade e abundante precipitação. Tais características, produzem na rocha uma intensa intemperização. (CALLE, 2000). Um exemplo de um tipo de solo que apresenta zonas de intemperização bem definidas é o solo residual, por serem solos derivados da intemperização *in situ* de rochas ígneas, metamórficas e rochas sedimentares, o grau de intemperização varia com a profundidade. A abundância de água e as temperaturas ambientais relativamente altas são importantes nas mudanças químicas que aconteceram às rochas de origem.

Brand & Phillipson (1985) realizaram um resumo dos tipos de material considerados como solo residual em dezoito países. Pôde-se concluir por meio deste estudo que os solos

residuais podem ser o resultado da intemperização de qualquer tipo de rocha, bem como aqueles materiais que não são completamente intemperizados e que retêm a estrutura original da rocha, os chamados por saprolito ou solos saprolíticos.

De acordo com Vaughan et al. (1988) os solos residuais são materiais relativamente frágeis e, normalmente, fracamente cimentados. Por este motivo, os conceitos básicos da mecânica dos solos, que são baseados no comportamento de solos sedimentares que ocorrem em zonas temperadas, não são apropriados para descrever o comportamento tensão-deformação-resistência de solos residuais.

Em trabalhos como os de Calle (2000) e Moreira (1974) três características são consideradas dominantes para estes materiais na análise dos solos residuais:

- Em análise e projeto, é imperativo considerar o perfil de intemperização completo, desde o material completamente intemperizado (na superfície), até a rocha sã a alguma profundidade;
- Em qualquer profundidade, os solos residuais são normalmente bastante heterogêneos, o que o torna de difícil amostragem e teste;
- Solos residuais são invariavelmente não saturados e de permeabilidade relativamente alta, assim suas propriedades de geotécnicas são facilmente afetadas pelas chuvas.

Do ponto de vista geotécnico, os solos residuais possuem estrutura e porosidade que variam de acordo com seu grau do intemperismo em que se encontram. Além disso, sua composição mineralógica, depende dos percentuais de minerais primários e secundários existentes. A evolução do processo intemperismo é controlado pelo clima, relevo, litologia e do tempo em que os minerais primários, aqueles constituintes da rocha de origem, são decompostos totalmente. A decomposição dos minerais primários libera elementos químicos que os constituíam, que são basicamente silício, alumínio, ferro, potássio, sódio, cálcio, magnésio e outros, de forma há haver perda de suas estruturas cristalinas. Minerais de mica são os únicos que podem ter partes de sua estrutura conservados nesse processo, transformando-se em minerais secundários, posteriormente perda parcial de alguns elementos químicos (DOS SANTOS ANTUNES, 2016).

De modo geral, quanto maior for o grau de intemperismo de um solo, menor será a importância da origem do mesmo. Assim, para solos sedimentares, a influência exercida pelo histórico de tensões que o solo sofreu é maior do que a influência de sua estrutura da rocha de

origem. No entanto, nos solos residuais, estrutura de origem terá ainda mais influência perante o histórico de tensões (CAMAPUM DE CARVALHO, 2004).

Desta forma, ao tratar-se de solos residuais, é evidente que há heterogeneidade vertical e horizontal na estrutura dos solos. Essa característica influencia diretamente comportamento geotécnico desses solos. Portanto, características como permeabilidade, compressibilidade e resistência dos solos residuais, são diferenciadas, e ligadas de forma direta ao grau de intemperismo em que o solo se encontra.

4.1.1 Classificação dos solos residuais

A primeira classificação genética dos solos tropicais brasileiros foi apresentada por Vargas (1953), onde foi distinguido três horizontes para o perfil de solos: solo residual maduro argiloso e poroso; solo residual jovem, silte-arenoso com presença de estruturas reliquiáres e rocha alterada.

Vargas (1985) introduziu na classificação dos solos o conceito de intemperismo, passando a ser baseada em propriedades e comportamento, de onde foram identificados dois tipos de solos tropicais: residuais, originados através de intenso intemperismo da rocha sã e os solos superficiais, originados da evolução pedogenética de solos residuais e transportados.

Wolle et. al. (1985) contribuindo com os estudos sobre solos tropicais, passa a reconhecer seis horizontes de intemperismo, onde três são de apenas solo, um é um horizonte de transição e dois são de rocha. Estes horizontes são classificados da seguinte maneira:

- Solo: solo superficial, que dependendo da origem pode ser residual, coluvionar ou sedimentar, solo residual maduro e solo residual jovem ou solo saprolítico, com estruturas da rocha de origem;
- Transição: saprólito onde constitui-se uma zona de transição entre o solo e a rocha;
- Rocha: rocha alterada ou decomposta e rocha fresca.

Outros autores contribuíram com o entendimento dos solos tropicais, porém apenas a partir de 1981 (IAEG, 1981; IRSM, 1981) passa-se a haver um consenso internacional à utilização da classificação em seis subdivisões de classes de intemperização, em que estas são nominadas normalmente como:

- I. Rocha Sã;
- II. Rocha pouco alterada;
- III. Rocha moderadamente alterada;

- IV. Rocha altamente alterada;
- V. Rocha completamente alterada;
- VI. Solo residual.

Dessa forma, as seis classes se caracterizam por:

- Classe I: os sinais de intemperização da rocha não são visíveis, porém podem ocorrer de forma sutil nas descontinuidades existentes;
- Classe II: as marcas de intemperização existem apenas ao longo das descontinuidades existentes;
- Classe III: o material rochoso decomposto e convertido em solo encontra-se em valores inferiores que 35% a 50%. A rocha sã encontra-se na forma de blocos isolados;
- Classe IV: o material rochoso decomposto e convertido em solo encontra-se em valores superiores que 35% a 50%. A rocha sã ainda pode ser encontrada na forma de blocos isolados;
- Classe V: todo o material rochoso está decomposto e convertido em solo, no entanto, a estrutura que foi herdada da rocha sã permanece praticamente intacta;
- Classe VI: todo o material rochoso está decomposto e convertido em solo, porém, não há vestígios da estrutura da rocha sã.

4.1.2 Perfil de intemperismo

O tipo e a intensidade de intemperismo podem ser relacionados com a temperatura, precipitação e vegetação do local. Quanto mais intensas e frequentes as chuvas, mais complexas são as reações químicas. Logo, o intemperismo químico é mais pronunciado nos trópicos devido ao clima tropical úmido com temperaturas mais elevadas, ação mais intensa da água e pela presença maciça de organismos atuando como agentes formadores do solo. A presença da água facilita as reações de hidrólise e hidratação, enquanto que a temperatura elevada acelera as reações químicas. A Figura 1 demonstra a relação da temperatura e da precipitação com o intemperismo do solo. Percebe-se que em regiões que combinam temperaturas e precipitações elevadas, a formação do perfil de intemperismo apresenta maior número de camadas e maior distinção entre elas, pois a ação do intemperismo é mais incisiva. Já em regiões com baixos valores de temperatura e precipitação, a ação do intemperismo é mais branda, portanto, o perfil de intemperismo apresenta menor número de camadas e distinção entre elas também é menor.

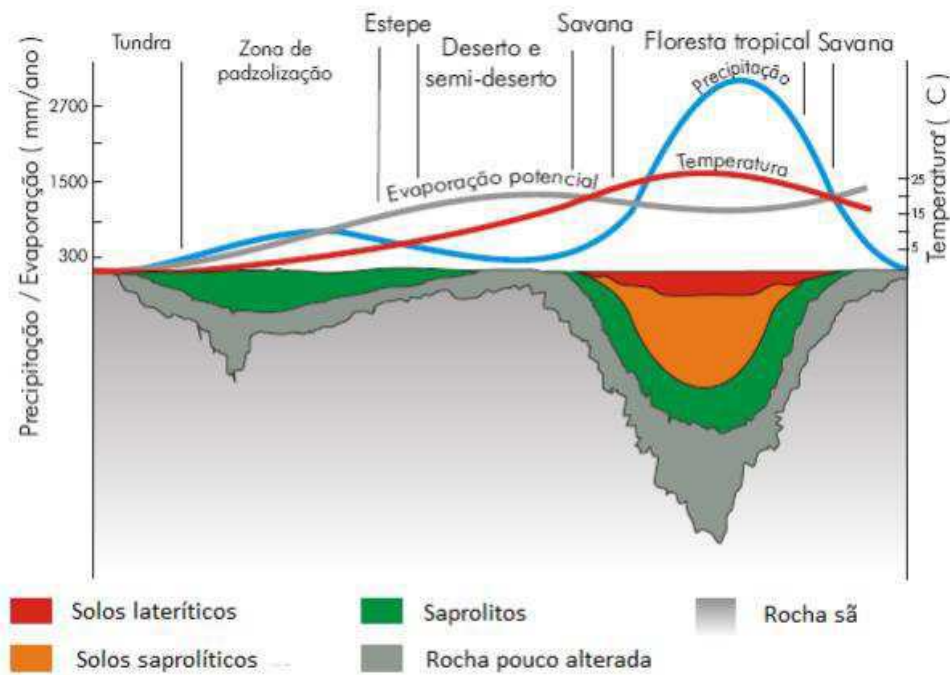


Figura 1 - Relação da temperatura e precipitação com a intemperismo do solo (Fonte: Teixeira, 2009)

A Figura 2 expõe as subdivisões do perfil de intemperização para rochas ígneas e metamórficas apresentada por Deere & Patton (1971). O solo residual é subdividido em três zonas, IA, IB e IC. A zona IC é considerada pelos pedólogos como o material de origem dos solos das zonas IA e IB.

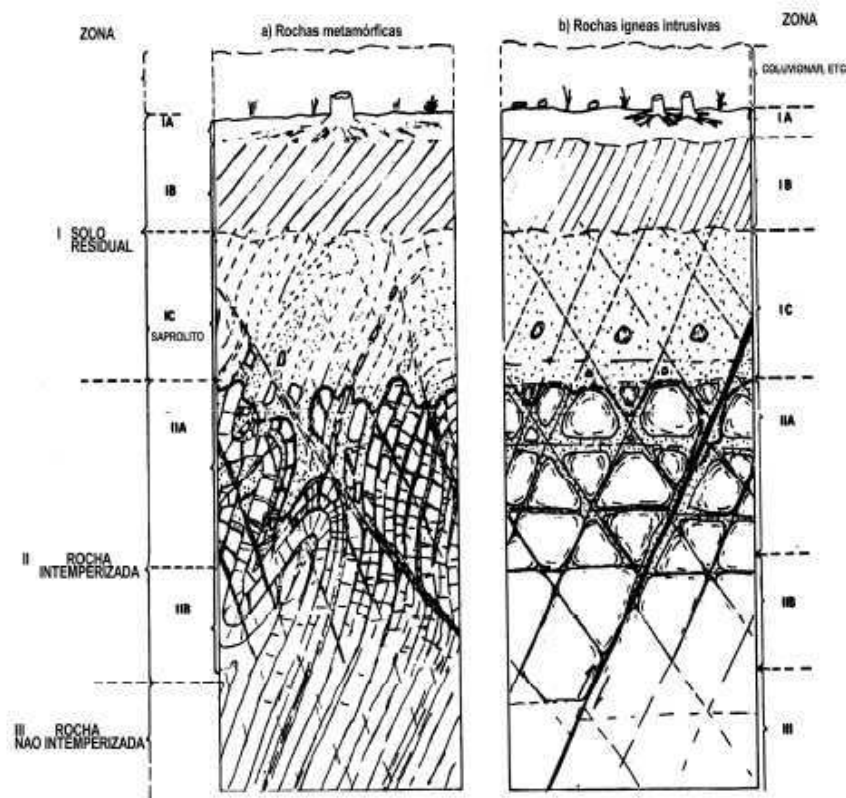


Figura 2 - Perfil de intemperização para metamórfica(a) e rocha ígnea intrusiva(b)
(Fonte: Adaptado de Deere & Patton, 1971)

Calle (2000), caracteriza as zonas da Figura 2 da seguinte forma:

- **Zona IA:** Denominada como zona eluvionar, onde a água infiltrada carrega consigo material em suspensão. Frequentemente desenvolve-se uma textura arenosa em tal zona e sua porção superior é normalmente orgânica.
- **Zona IB:** Zona onde há deposição do material sólido transportado da zona A. São solos habitualmente de cor escura, ricos em minerais argilosos, e lixiviados de seus componentes solúveis originais. Pode ser uma zona rica em sílica, alumínio ou ferro, e em alguns casos cimentado. Devido à disposição destes materiais e às variações climáticas, há considerável variação das propriedades físicas nesta zona.
- **Zona IC:** Esta zona é reconhecida pelas evidências da estrutura da rocha original, no entanto, ainda é mais solo do que rocha. A estrutura rochosa presente conserva a posição relativa original da orientação das juntas e falhas. Os feldspatos são convertidos em caulinita ou outro mineral argiloso, a mica é parcial ou completamente degradada e alterada, e muitos outros minerais

presentes da rocha de origem, com exceção do quartzo, são alterados. A areia siltosa e silte arenoso são predominantes nesta zona. Normalmente o termo usado para denominar esta zona é saprolítico.

- **Zona IIA:** É a zona de transição entre o saprolito e a rocha. Esta zona pode ser muito permeável, filtrando rapidamente água das sondagens que a atingem.
- **Zona IIB:** Nesta zona a rocha presente sofre alterações ao longo das juntas. Nela também começa a alteração do feldspato e mica, em alguns casos em alto grau. Conforme a alteração avança, a rocha é degradada de seu estado original a outro de menor resistência, com incremento da permeabilidade. Esta permeabilidade ocorre como resultado de (1) variações de volume com o contato à nova forma mineral, (2) solução de constituintes mais solúveis, e (3) incremento e abertura das juntas preexistentes devido ao alívio de tensões causadas pela erosão.
- **Zona III:** Camada inteiramente rochosa, não intemperizada e sem alterações da mica ou feldspato. Pode, entretanto, ter alta porcentagem de juntas.

4.2.3 Fatores que influenciam no comportamento dos solos residuais

Os solos residuais apresentam diferenças claras de comportamento quanto aos solos transportados. Neste tipo de solo as partículas e arranjo estrutural são conseqüências da evolução do intemperismo químico principalmente, portanto apresentam grande variedade mineralógica e conseqüentemente dos índices físicos, em especial, o índice de vazios (BOSZCZOWSKI, 2008).

De acordo com Reis (2004), o fato de os princípios da mecânica dos solos ter sido desenvolvida para solos sedimentares ocasiona que, para os solos residuais, tais princípios tornam-se frequentemente inapropriados. Segundo Brener *et al.* (1997) as características especiais que os solos residuais apresentam, que são responsáveis por suas diferenças de comportamento, em comparação aos solos transportados, são: histórico de tensões, cimentação entre os grãos, resistência dos grãos, estrutura reliquear e descontinuidades, anisotropia, índice de vazios e densidade, não saturação do solo.

Quanto ao histórico de tensões, o efeito das tensões prévias a quais os solos residuais tenham sido submetidos, não é fator de grandes modificações. De acordo com Vaughan (1988) ocorre um descarregamento vertical menor do que o descarregamento horizontal, assim, após o intemperismo agir no solo, estes descarregamentos anulam o efeito das tensões prévias. Logo,

a estrutura atual do solo residual deve encontrar-se em equilíbrio e associada ao estado de tensões existentes.

Vaughan (1988) afirma ainda, que a presença de uma estrutura fracamente cimentada em solos residuais é um fator de grande influência no seu comportamento. De acordo com o autor esta estrutura apresenta-se como componente da resistência e da rigidez, e é independente da tensão efetiva que age no solo e da porosidade, além de seu comportamento mostrar-se originado das conexões físicas entre os grãos.

A presença da cimentação, de acordo com Vaughan (1985) pode acarretar que os solos residuais apresentem características como: presença de intercepto coesivo; presença de uma pressão aparente de pré adensamento, não relacionada com o histórico de tensões ou com a densidade do solo; rigidez à baixas tensões de confinamento; comportamento mais plástico a maiores tensões.

As características de resistência dos grãos nos solos residuais, segundo Reis (2004), são muito variáveis, pois a ação do intemperismo origina grãos, ou aglomerados, com vários graus de enfraquecimento, além de, dependendo da rocha sã, a mineralogia dos solos residuais também variar bastante.

A estrutura reliquiar e as discontinuidades no solo residual ocorrem pois, quando jovens, há pouca agregação entre os grãos, devido a estrutura do solo ainda estar muito ligada a estrutura da rocha sã. Nesse caso a porosidade ainda é consideravelmente homogênea. Com o passar do tempo, com a ação constante do intemperismo, a estrutura da rocha sã passa a não ser tão presente, chegando a ser praticamente inexistente nos solos muito intemperizados, acarretando em uma estrutura mais heterogênea e porosidade mais acentuada (REIS, 2004).

A heterogeneidade da estrutura dos solos residuais é de grande relevância visto que essa característica interfere diretamente nas propriedades de resistência desses solos, bem como na sua deformabilidade.

O estado de não saturação, ou parcial saturação, dos solos residuais é uma característica especial que deve ser levada em consideração, principalmente pois estes solos estão expostos a constantes variações climáticas e de precipitação, comuns nas regiões temperadas. Tal fato acarreta em uma inconstância estrutural no solo, o que interfere nas propriedades de resistência e deformação.

4.3 Solos não saturados

Nos anos 60 a mecânica dos solos passou a dar mais importância a condição de não saturação dos solos, devido aos estudos de Bishop e Blight (1963). Com o avanço dos estudos acadêmicos sobre o tema, alguns autores passaram a admitir que o solo saturado é, na verdade, um caso particular do solo não saturado, sendo a não saturação a real condição dos solos, pois é a condição mais comumente encontrada (DELAGE E GRAHAM, 1995).

Ferreira (2015) considera que os solos na superfície se encontram, em sua maioria, na condição não saturada (Saturação < 100%), e a situação de não saturação é provocada por fatores como, a proximidade com a superfície do terreno, submissão dos solos às radiações solares que favorecem a evaporação da água, variações de carga hidráulica que determinam o regime de fluxo de água, e a posição do lençol freático, que em muitos casos, encontram-se a grandes profundidades.

A condição não saturada, ou parcialmente saturada, quando associada às variações na estrutura dos solos residuais ocasiona mudanças no comportamento geotécnico e mecânico desses solos que não são explicadas de forma completa pelos parâmetros geotécnicos usuais, tornando a descrição dos solos pouco condizente com a realidade (FREDLUND E RAHARDJO, 1993).

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993) para diferenciar-se os solos saturados dos não saturados é necessário o conhecimento de suas características quanto ao ambiente no qual se encontra e seu comportamento em obras de engenharia.

Inicialmente o solo não saturado era comumente definido como um sistema trifásico, constituído pelas três fases, as fases sólida, líquida e gasosa (LAMBE e WHITMAN, 1969). Em seguida, Fredlund e Morgenstern (1977) passaram a considerar a interface ar-água como uma quarta fase, conhecida como membrana contrátil, considerada como um filme com propriedades distintas a dos materiais que a constituem (ar e água). A Figura 3 apresenta um esquema de representação da membrana contrátil.

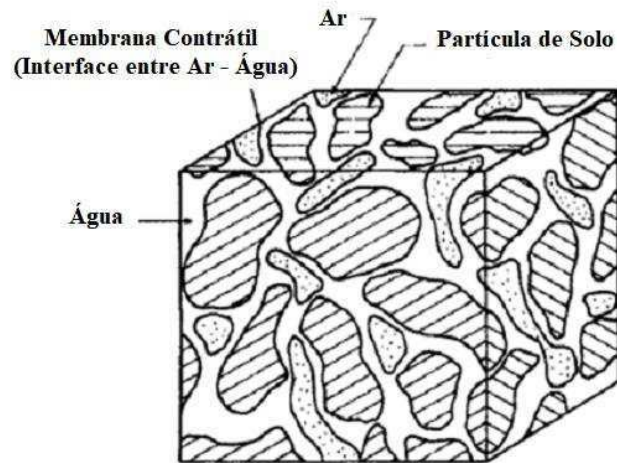


Figura 3 - Membrana contrátil
(Fonte: Adaptado de Fredlund e Morgenstern, 1977)

4.3.1 Sucção no solo

Por efeito da capilaridade nos solos, ocorre o movimento de ascensão da água, em oposição a ação da gravidade. A atuação da força T_s e da membrana contrátil é resultado da ascensão da água, a fim de manter o equilíbrio entre as forças do sistema. A pressão de água sob a membrana contrátil é menor que a pressão atmosférica e é obtida pela relação entre a força T_s na direção vertical e o perímetro do tubo, que em seguida é dividida pela área transversal do tubo (Figura 4). A diferença entre as pressões do ar e da água ($u_{ar} - u_w$) é denominada sucção do solo. Nos solos não saturados a sucção é positiva devido a pressão da água no solo apresentar-se sempre negativa (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 2015).

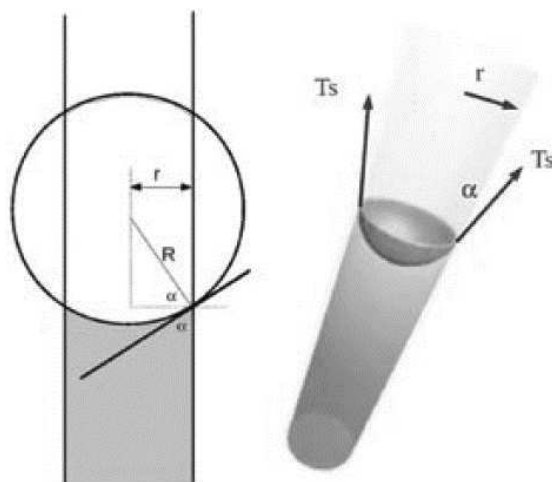


Figura 4 - Detalhe da superfície do líquido no tubo capilar com o ângulo de contato α
(Fonte: Camapum de Carvalho *et al.*, 2015)

De modo geral, a sucção total de um solo (Ψ_{Total}) é dividida em duas parcelas: sucção mátrica (Ψ_{Mat}) e sucção osmótica (Ψ_{Osm}). Assim, a sucção total pode ser dada por:

$$\Psi_{Total} = \Psi_{Mat} + \Psi_{Osm} \quad \text{Equação (01)}$$

De acordo com Aitchison (1965), a sucção total do solo é derivada da medida de pressão de vapor de água em equilíbrio com a água do solo. Essa seria uma medida de pressão negativa que em síntese corresponderia à energia livre da água do solo.

A sucção mátrica é uma pressão negativa originária da água intersticial movida pela ação da capilaridade e pelo potencial de adsorção de água do solo. Esta parcela refere-se à matriz do solo, ou seja, à composição das partículas e ao arranjo estrutural em que se encontram. Já a sucção osmótica, presente tanto nos solos não saturados como nos saturados, está diretamente ligada a com a quantidade de sais presentes nos poros de água dos solos. Esta parcela da sucção também é responsável por mudanças no comportamento dos solos quando há alteração dos teores de concentração de sais na água. (FREDLUND e RAHARDJO, 1993)

A sucção dos solos pode ser medida através da interação direta e indireta com o solo. A interação direta mede a energia da água dos poros e interação indireta aquela em que se obtém parâmetros que podem vir a ser relacionados com a sucção do solo através de uma calibração.

Um dos métodos de obtenção da sucção de forma indireta mais utilizados é a técnica do papel filtro desenvolvida por Marinho (1994), fundamentado no princípio de absorção de água e equilíbrio de energias no solo. Desse modo, o equilíbrio da sucção entre o solo e o papel filtro depende do contato entre os materiais, por onde irá ocorrer fluxo de água entre eles. A determinação da sucção matricial e total do solo depende do tipo de contato que há entre solo e papel. Assim, quando há contato direto entre solo e papel, a capilaridade e a sucção mátrica serão medidas, uma vez que o fluxo que ocorre é contínuo. Já quando existe um espaço entre o solo e o papel, o fluxo que acontece se dá em forma de vapor de água, onde o espaço existente se comporta como uma barreira aos sais provenientes do solo, de modo tal em que a sucção medida é a total, pois o fluxo que ocorre nesse processo supera as forças osmóticas e capilares existentes, responsáveis por manter as moléculas de água no interior do solo.

A curva de retenção de água de um solo representa a relação volumétrica entre o teor de umidade e a sucção matricial. O formato destas curvas varia com o tipo de solo (Figura 5). O teor de umidade define a quantidade de água contida nos poros do solo. Na ciência do solo, o teor volumétrico de umidade é mais comumente utilizado, porem na prática de engenharia

geotécnica, o teor de umidade gravimétrica (w), razão entre a massa de água e a massa de sólidos, é usual. O grau de saturação (S) é outra medida comumente utilizada para indicar a porcentagem de vazios que são preenchidos com água. Essas variáveis definem que o teor de umidade serve como referência para o teor de água residual existente no solo (FREDLUND e XING, 1994).

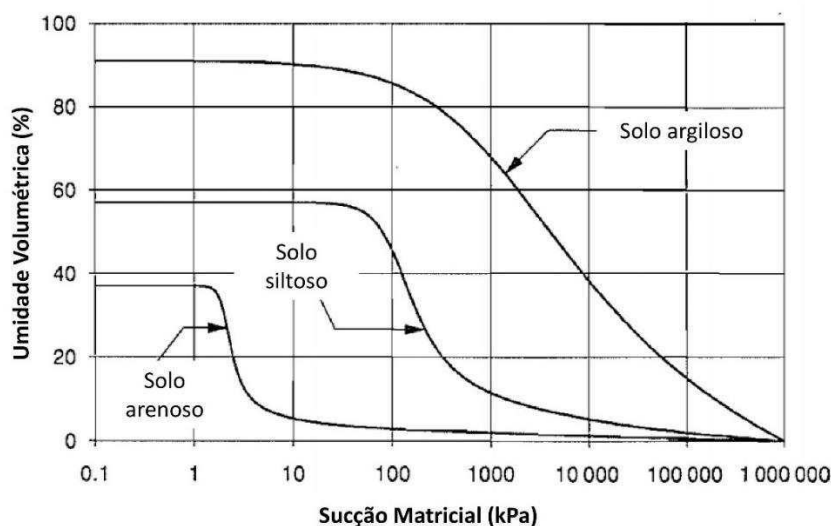


Figura 5 - Curvas de retenção por tipo de solo (Adaptado de: Fredlund & Xing, 1994)

Diferentes fatores físicos e eletroquímicos determinam o formato das curvas de retenção dos solos. Esses formatos podem ser divididos em curvas de formato unimodais e bimodais. As curvas de formato unimodal são aquelas curvas que apresentam um único trecho de desaturação. Estas são frequentemente observadas para materiais altamente plásticos, como as argilas. Já as curvas de formato bimodal são aquelas que apresentam dois trechos de desaturação. Os solos com essas características, na prática da geotecnia no Brasil, são frequentes e particularmente relevantes, pois estes solos podem ser resultantes de diferentes processos genéticos, a exemplo: processos biológicos, distribuições granulométricas descontínuas, estrutura física dos poros diferenciada devido aos processos de intemperismo, e, caso o solo seja compactado, quanto o material é compactado com baixa energia e no ramo seco (CAMAPUN DE CARVALHO, 2015).

4.5 Solos Colapsíveis

O termo colapso refere-se aos recalques adicionais que ocorrem em um solo quando este é submetido ao umedecimento. Os solos colapsíveis são os solos não saturados que estão sujeitos a esse acontecimento. (PELLS, 1975).

De acordo com Reginatto e Ferrero (1973) os solos colapsíveis podem ser divididos em solos condicionados ao colapso e os verdadeiramente colapsíveis. Aqueles solos que tem a capacidade de suportar alguns níveis de tensões quando inundados, porem ao ser ultrapassado um determinado nível máximo tendem a colapsar são ditos solos condicionado ao colapso. Os solos que não suportam a carga do próprio peso quando submetidos a inundação e tendem ao colapso, são ditos solos verdadeiramente colapsíveis.

Vários tipos de solos podem apresentar comportamento colapsível, dependendo da variabilidade de textura e estrutura que possam abranger. Normalmente os depósitos eólicos, aluviais, coluvionais, solos vulcânicos, solos compactados no ramo seco e solos residuais podem ser identificados como solos colapsíveis (MITCHELL e COUTINHO,1991).

Os solos colapsíveis no território brasileiro geralmente são originados de solos aluvionares, coluvionares e residuais. Todas as regiões do Brasil possuem depósitos com solos colapsíveis e os estados onde normalmente eles se encontram são: Amazonas, Pará, Tocantins, Piauí, Pernambuco, Paraíba, Bahia, Brasília, Goiás, Minas Gerais, São Paulo, Santa Catarina, Paraná e Rio Grande do Sul (RODRIGUES e VILAR, 2013).

Conforme Barden *et al.* (1973), entende-se que o fenômeno do colapso está ligado à estrutura que o solo desenvolve no processo de intemperização e pelas componentes da tensão total aplicada e da sucção do solo. À vista disso as três condições para que um colapso ocorra são:

- Dispor de estrutura porosa, teoricamente instável e não saturada;
- Possuir componente de tensão aplicada apta a desenvolver uma condição metaestável no solo;
- Apresentar valor elevado de sucção, ou de outros meios de ligação ou cimentações, a fim de estabilizar os contatos entre os grãos, da qual a redução quando submetido a inundação acarretará em colapso.

O colapso pode ser descrito em termos de estabilidade dos contatos entre os grãos e em relação à diferença da natureza entre as componentes da tensão líquida ($\sigma - u_a$) e da sucção matricial ($u_a - u_w$). Basicamente, a tensão aplicada promove aumento tanto da tensão normal (σ_n) quanto da tensão cisalhante (τ), ao mesmo tempo em que a sucção promove apenas o aumento da tensão normal. Enquanto a razão entre a tensão cisalhante e a tensão normal for menor que o coeficiente de atrito (μ) a estabilidade do contanto entre os grãos é mantida. Desta forma, ao aumentar a tensão aplicada, alguns contatos entre os grãos tendem a romper, conseqüentemente,

passar a ocorrer uma compressão gradual do solo. Caso o solo apresente uma redução acelerada na sucção rupturas microcislhantes ocorrem em um número elevado de contatos, resultando, assim, em colapso. A não ser que a tensão aplicada seja muito elevada, a tensão cisalhante não será suficiente para acarretar em instabilidade sem que o solo seja inundado (BURLAND, 1965)

O problema do colapso tem se mostrado corriqueiro e os estudos sobre esses solos tem se mostrado necessário. Dessa forma, a classificação dos solos possivelmente colapsíveis presentes em áreas supostamente de risco torna-se imprescindível, em vista a identificação de possíveis cuidados quanto a segurança dos moradores e preservação de bens.

4.5.1 Critérios de identificação baseados em índices físicos

Alguns critérios de identificação de solos colapsíveis são baseados em índices físicos. Logo, os métodos utilizados são quantitativos indiretos, onde são correlacionadas as propriedades do solo com valores padrão de classificação do solo. Conhecidos esses valores os solos são classificados como colapsíveis, ou não colapsíveis.

4.5.1.1 DENISOV (1951)

Este critério relaciona a massa específica relativa (G_s) e limite de liquidez (LL) dos solos com índice de vazios no estado natural (e_o). Por meio da relação dada pela Equação 02, obtém-se o coeficiente de subsidência (K).

$$K = \frac{G_s * LL}{100 * e_o} \quad \text{Equação (02)}$$

Onde:

$0,50 < K < 0,75 \rightarrow$ Solos altamente colapsíveis;

$K = 1 \rightarrow$ Solos não colapsíveis;

$1,50 < K < 2,00 \rightarrow$ Solos não colapsíveis.

4.5.1.2 PRIKLONSKIJ (1952)

Este critério relaciona os limites de Atterberg, limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), e o teor de umidade no estado natural (w_o). Define-se, portanto, o coeficiente K dado por:

$$K = \frac{LL * w_o}{IP} \quad \text{Equação (03)}$$

Onde:

$K < 0 \rightarrow$ Solos altamente colapsíveis;

$K \geq 0,5 \rightarrow$ Solos não colapsíveis;

$K > 1,0 \rightarrow$ Solos expansivos.

4.5.1.3 FEDA (1960)

Este critério baseia-se no estado de não saturação dos solos. São relacionados os limites de Atterberg, limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP), o teor de umidade no estado natural (w_o) e o grau de saturação no estado natural (S_o) dos solos. O coeficiente K de Feda é dado por:

$$K = \frac{\frac{100 * w_o}{S_o} - LP}{IP} \quad \text{Equação (04)}$$

Onde:

$S_o < 60\%$ e $K > 0,85 \rightarrow$ Solos colapsíveis quando saturados.

4.5.1.4 FEDA (1966) - Código de construção da União Soviética

Também desenvolvido por Feda, este critério aplica-se a solos com baixo grau de saturação (máximo de 60%). São relacionados o índice de vazios no estado natural (e_o), a massa específica relativa (G_s) e limite de liquidez (LL) dos solos. O coeficiente K desse critério é dado por:

$$K = \frac{e_o - \frac{G_s * LL}{100 * e_o}}{1 + e_o} \quad \text{Equação (05)}$$

Onde:

$K \geq -0,1 \rightarrow$ Solos colapsíveis;

$K \leq -0,3 \rightarrow$ Solos expansivos.

4.5.1.5 GIBBS E BARA (1967)

Este critério relaciona o índice de vazios no estado natural (e_o), a massa específica relativa (G_s) e limite de liquidez (LL) dos solos. O coeficiente K é dado por:

$$K = \frac{e_o * 100}{G_s * LL} \quad \text{Equação (06)}$$

Onde:

$K > 1 \rightarrow$ Solo colapsível.

4.5.2 Critério de identificação por ensaio de laboratório

Um dos métodos mais usados é a realização do ensaio do oedômetro simples. O ensaio consiste no carregamento de um corpo de prova, preparado à umidade de campo, até que se atinja uma tensão a qual se deseja estudar. Nesta tensão, o corpo de prova é umedecido de modo a desencadear o colapso. Este colapso é demonstrado por meio da descontinuidade da curva de compressão edométrica. Após estabilizada a deformação devido ao umedecimento, dá-se continuidade aos carregamentos até o término do ensaio.

Com base nos resultados do ensaio calcula-se o potencial de colapso (PC%) de cada solo. Este valor é definido como a deformação axial do solo devido a inundação sob tensão e é dado pela Equação 07. O solo é considerado colapsível quando o PC(%) é maior do que 2% (VARGAS, 1978).

$$PC\% = \frac{\Delta H}{H_o} * 100 \quad \text{Equação (07)}$$

Onde:

PC(%) é o potencial de colapso;

ΔH é a variação de altura do corpo-de-prova devido a sua inundação;

H_o é altura inicial do corpo-de-prova.

4.6 Classificação clássica do solo

A classificação de um solo, para a engenharia civil, tem o objetivo de estimar o comportamento ou orientar o direcionamento em uma investigação à uma análise adequada de um problema geotécnico (PINTO, 2006).

As classificações geotécnicas dos solos exigem a realização de ensaios, sendo alguns simples e outros complexos, desenvolvidos pela mecânica dos solos utilizando de aspectos da geologia de engenharia por meio de classificações genéticas. No entanto, a classificação de um solo por seus parâmetros físicos não constitui uma caracterização completa do mesmo, visto que, na prática da engenharia, a classificação dos solos visa auxiliar na transmissão de conhecimento para a previsão do comportamento dos tipos de solo, onde apenas os aspectos físicos do solo não são suficientes. Portanto, cada projeto deve levar em consideração os parâmetros de maior importância para a classificação do solo desejado, atentando para o fato de que estes parâmetros não são constantes para todos os tipos de obras.

Na engenharia geotécnica a classificação do solo é dada por sistemas baseados no tipo e no comportamento das partículas constituintes dos solos, onde esses são separados em grupos que apresentam comportamentos semelhantes para a engenharia. Alguns tipos de classificações são mais comumente utilizados: A Classificação Unificada e a Classificação pela origem do solo.

4.5.1 Classificação Unificada

Elaborado pelo Prof. Casagrande, este sistema de classificação é o mais utilizado na geotecnia. Nesse sistema, os solos são identificados por um conjunto de duas letras (Quadro 1) onde as cinco letras superiores indicam o tipo principal de solo e as quatro letras seguintes indicam informações adicionais correspondentes ao solo.

Quadro 1 - Termologia do Sistema Unificado

G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado

P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfas

O primeiro passo a ser realizado é a análise granulométrica do solo, de modo que seja encontrada a proporção de finos presente no solo, ou seja, o material passante na peneira de nº 200 (0,075 mm). Assim, sendo essa proporção menor que 50%, o solo será considerado (G) ou (S) (granulação grosseira), e sendo a proporção maior que 50% o solo será considerado (M), (C) ou (O) (granulação fina).

Os solos de granulação grosseira apresentam de 5 a 12% de finos, portanto o Sistema unificado afirma que é importante identificar se estes solos são bem graduados ou mal graduados. Os solos bem graduados apresentam partículas de diversos tamanhos, o que confere melhor comportamento ao solo para a engenharia. As partículas encaixam de forma mais efetiva umas nas outras tornando o solo menos compressível e mais resistente.

Os solos de granulação fina, no entanto, não são classificados com base na sua distribuição granulométrica. Para tais solos são analisados os índices de consistência e o comportamento do solo. Estes índices consistem no Limite de Líquides (LL) e Índice de Plasticidade (IP) dos solos. Classifica-se o solo encontrando, na Carta de Plasticidade (Figura 6), os valores do LL e do IP referentes ao solo estudado.

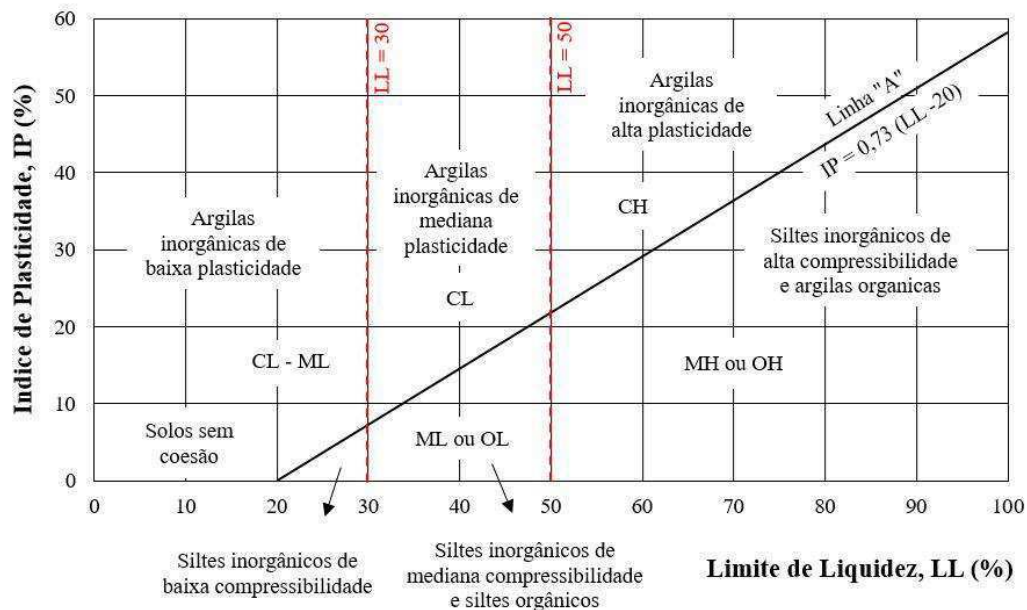


Figura 6- Carta de Plasticidade (Fonte: Adaptado de PINTO, 2006)

Encontrando-se a característica principal e secundária do solo pode-se então, classificá-lo de acordo com o Sistema Unificado. Nesta classificação o solo também pode ser tido como turfa (Pt) que é o solo com grande parcela orgânica devido à presença predominante de fibras vegetais. A Figura 7 apresenta um resumo dos procedimentos necessários para a classificação de um solo no Sistema Unificado.

% P #200 > 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 ou 1 < CC < 3
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
		% P #200 > 12	GC GM
		5 < #200 < 12	GW - GC, GP - GM, etc
	S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 ou 1 < CC < 3
			SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3
% P #200 > 12		SC SM	
	5 < #200 < 12	SW - SC, SP - SC, etc	
% P #200 < 50	C	CL	
		CH	
	M	ML	
		MH	
	O	OL	
		OH	

Figura 7 - Esquema para Classificação pelo Sistema Unificado (Fonte: Adaptado de PINTO, 2006)

4.5.2 Classificação dos solos pela sua origem

Como dito anteriormente, a transmissão de conhecimento a cerca de um solo é de grande importância para a engenharia. Classificar o solo pela sua origem pode ser mais útil do que a classificação física, em algumas situações. Neste caso, os solos podem ser classificados como Solos Residuais ou Solos Transportados pelo conhecimento da origem de sua formação.

De acordo com Ortigão (2007) os Solos Residuais são aqueles originados da decomposição de rochas e ocorrem no mesmo local do qual se originam. São produtos de fatores como temperatura, chuvas, erosão da rocha, e é necessário que a velocidade de decomposição da rocha seja maior do que a velocidade de remoção

O mesmo autor define Solos Transportados como aqueles que foram levados do seu local de origem para outros locais por meio de agentes transportadores, como a água e o vento. Assim, as características do solo dependerão de qual agente o transportou.

4.7 Área de estudo

O município de Areia – PB está localizado na Mesorregião do Agreste Paraibano, na Microregião do Brejo, a 122,5km da capital João Pessoa e está implantada sobre a serra da Borborema a aproximadamente 600 m de altitude (Figuras 8 e 9).

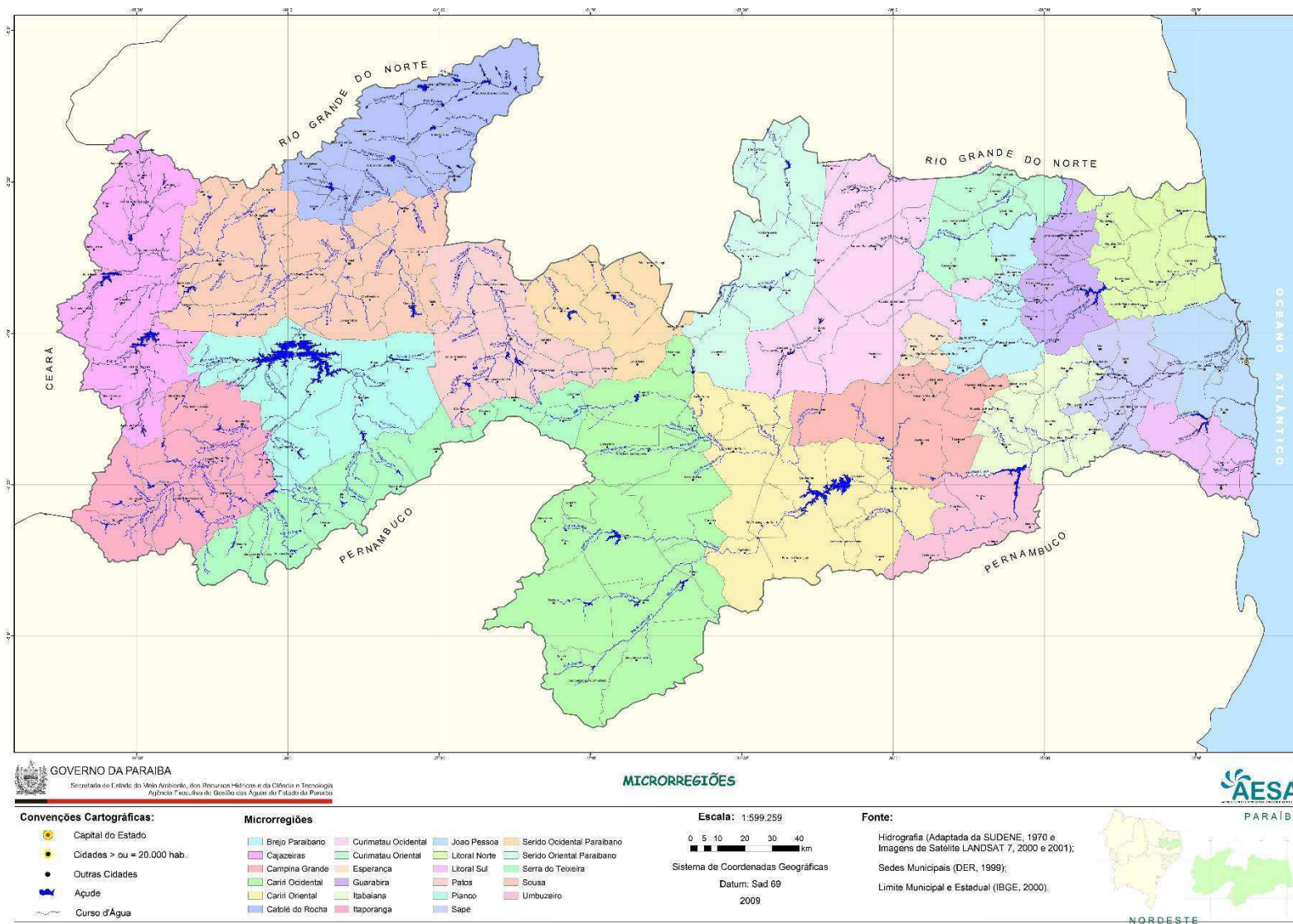


Figura 8 - Microregiões da Paraíba (Fonte: AESA, 2009)

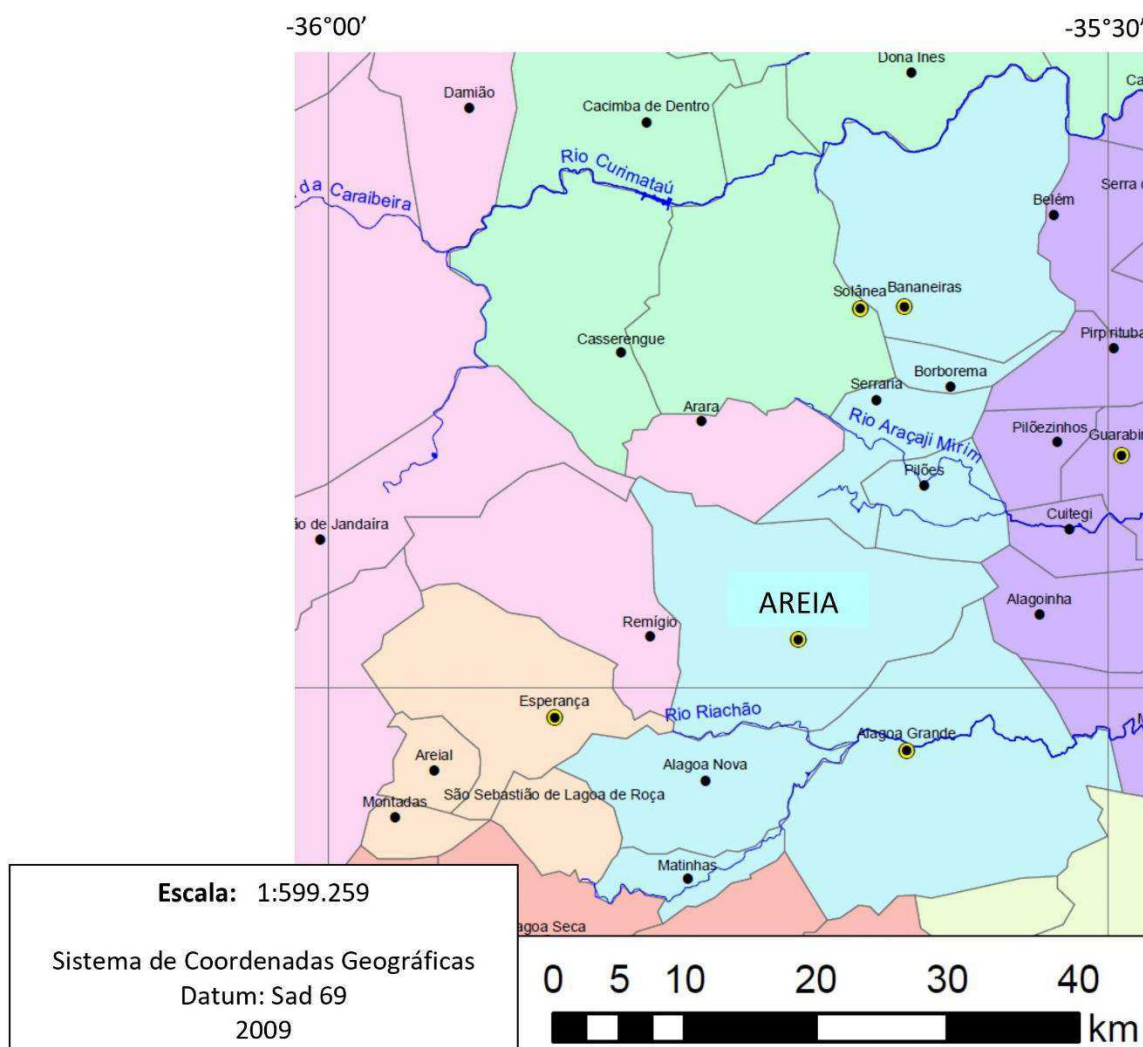


Figura 9 - Microregião do Brejo (Fonte: Adaptado de AESA, 2009)

Geograficamente a cidade está limitada entre os municípios de Alagoa Grande, Alagoa Nova, Alagoinha, Pilões, Remígio, Serraria e Arara e ocupa uma área de 266,6 km². Possui uma população de 23.829 habitantes, de acordo com o último censo (2010), e densidade demográfica de 88,42 hab/km² (IBGE, 2020).

O clima da cidade é classificado como tropical chuvoso, com verão seco. A estação chuvosa tem início entre os meses de janeiro e fevereiro e termina normalmente em setembro, estendendo-se em alguns casos até outubro (CPRM, 2015). Em 2019, o período chuvoso ocorreu de fevereiro a julho do ano, com precipitação máxima de 67,2 mm no mês de julho (AESA, 2019).

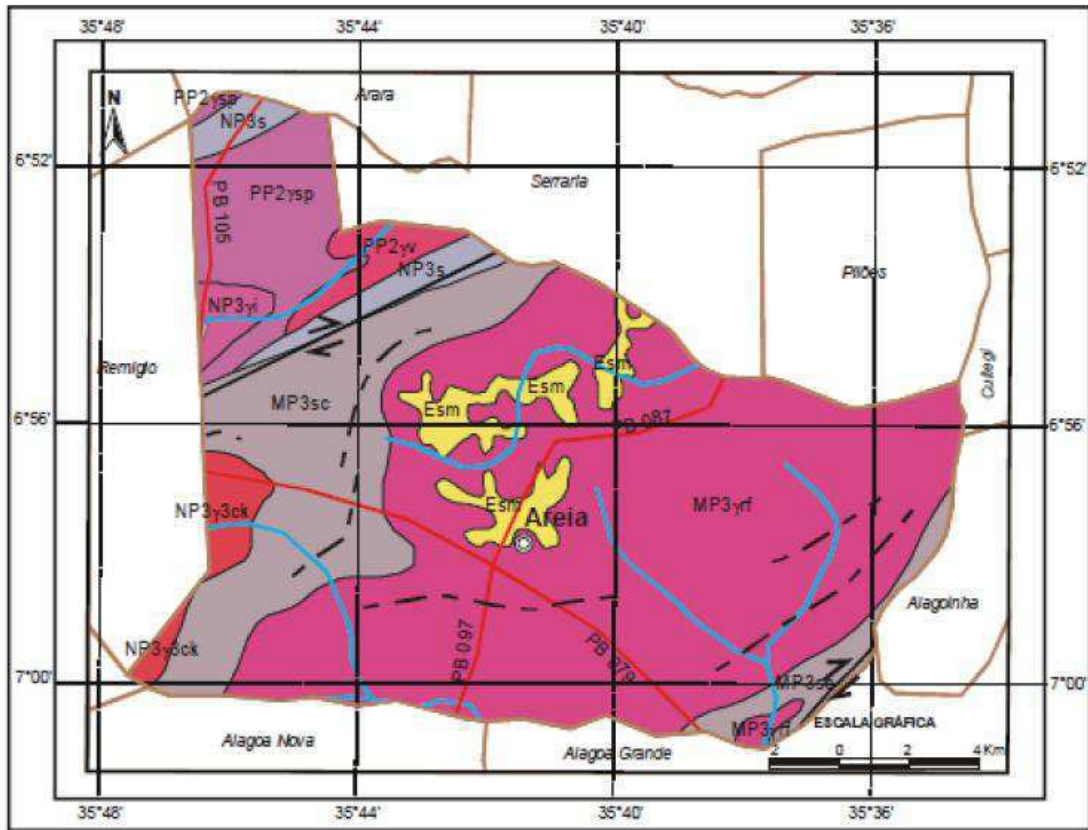
De acordo com o site Weather Spark (2020), o município é caracterizado por apresentar temperaturas que variam de 18 °C a 31 °C. A implantação da cidade deu-se acompanhando as

curvas do relevo íngreme e as construções posicionam-se no alto da serra e contornam a região geograficamente acidentada como pode ser observado na Figura 10.



Figura 10 - Vista aérea da cidade de Areia - PB (Fonte: IPHAN, 2020)

Do ponto de vista geológico, o município de areia localiza-se sobre a Unidade de Metagranitóides tipo Riacho do Forno: Granada, biotita, muscovita metagranito e migmatito de composição sieno à monzogranítica, de fonte crustal metassedimentar (Figura 11) (AESAs, 2009).



UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS

Cenozóico

Esm Formação Serra dos Martins (sm): arenito médio a conglomerático

Neoproterozóico

NP3yck Suíte calcálcica de alto potássio Esperança (ck): monzonito a monzogranito (581 Ma U-Pb)

NP3yi Granitóides indiscriminados: granito, granosiorito, monzogranito

NP3s Grupo Seridó (s): xisto, quartzito, mármore e rocha calcissilicática

Mesoproterozóico

MP3yri Suíte granítica-migmatítica peraluminosa Recanto/Riacho do Forno: ortognaíse e migmatito granodiorítico a monzogranítico (1037 Ma U-Pb)

MP3sc Complexo São Caetano: gnaíse, megacravaca, metavulcânica felsica a intermediária, metavulcânica (1089 Ma U-Pb)

Paleoproterozóico

PP2ysp Complexo Santa Cruz: augen-gnaíse granítico, leuco-ortognaíse quartz monzonítico a granítico (2059 Ma U-Pb)

PP2yv Suíte Varzea Alegre: ortognaíse tonalítico-granodiorítico e migmatito (2098 Ma U-Pb)

CONVENÇÕES GEOLÓGICAS

- Contato geológico
- Falha ou Zona de Cisalhamento Dextral
- Lineamentos estruturais (Traços de Superfícies)

CONVENÇÕES CARTOGRÁFICAS

- Sede Municipal
- Rodovias
- Limites Intermunicipais
- Rios e riachos

Figura 11 - Geologia da cidade de Areia - PB (Fonte: CPRM, 2015)

Nas superfícies suaves onduladas a onduladas, ocorrem os planossolos, medianamente profundos, fortemente drenados, além de podzólicos, profundos e de textura argilosa. Já nas elevações ocorrem os solos litólicos, rasos e textura argilosa, enquanto que nos vales dos rios e riachos, apresentam-se planossolos, medianamente profundos, imperfeitamente drenados, e de textura média/argilosa. Também há a ocorrência de afloramentos de rochas (CPRM, 2015).

A Formação Serra dos Martins (FSM), de acordo com Lima (2008), constitui umas das coberturas de idade do Eoterciário que perfazem a Antéclise do Planalto da Borborema. Essas coberturas erosivas são constituídas de depósitos terrígenos que recobrem de forma discordante platôs do Cenozoico denominados de inversão do relevo. Na Paraíba, um dos municípios que encontra-se nessa formação é o município de Areia.

Em 2017, o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) incluiu o município como zona de perigo de alagamentos, deslizamentos de encostas e transbordamento de rios devido à ação das chuvas (G1, 2019).

Em 2015, uma ação intitulada “Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Inundações e Movimentos de Massa”, realizada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), identificou quatro áreas de risco de deslizamentos de massa na área urbana do município de Areia/PB. Os dados finais deste estudo alimentam o banco nacional de dados do Centro de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), criado pelo Governo Federal em 2011 e ligado ao Ministério de Ciência e Tecnologia em São Paulo, que é responsável pelo monitoramento permanente e emissão de alertas da ocorrência de eventos climáticos de maior magnitude que possam colocar em risco vidas humanas em todo o país.

O relatório da CPRM se utilizou apenas da observação como metodologia para a identificação das áreas, ou seja, verificou-se visualmente as condições das construções existentes nos locais e seu entorno, topografia e declividade do terreno a fim de classificar a área como de risco ou não. Também foram observadas as condições de escoamento de águas pluviais e servidas, bem como as estruturas da drenagem natural e existia indícios de processos geológicos instalados ou em processo de instalação, que pudessem desestabilizar as encostas do terreno. O trabalho foi realizado pelo preenchimento de formulários de cada área, marcando Sim ou Não nos campos referentes às condições de cada item. Os estudos foram complementados com análises de imagens aéreas de setores mais amplos dos terrenos, definindo-se a área como de risco mediante o conjunto de situações de similares dentro de um

mesmo contexto geográfico. Não foram realizados ensaios em campo ou laboratoriais para verificação das condições de estabilidade dos taludes dessas áreas.

Os estudos propostos neste trabalho serão concentrados no solo de áreas identificadas pela CPRM no município de Areia – PB onde há risco de movimento de massa, tendo em vista que essas áreas foram identificadas apenas por observações visuais, sem quaisquer análises mais aprofundadas acerca da estabilidade desses taludes.

5. METODOLOGIA

O avanço do conhecimento científico ocorre, nas mais variadas áreas, pela observação, coleta e processamento de dados. Na engenharia geotécnica também é de suma importância, a investigação experimental. Os experimentos são realizados com o objetivo de obter-se dados que corroborem com a teoria e que transmitam conhecimentos mais aprofundados sobre o objeto estudado.

Desta forma, em geotecnia, procura-se a obtenção de propriedades do objeto em estudo por meio da utilização de experimentos laboratoriais e em campo, conforme à necessidade. Em se tratando da caracterização do solo, para estes os experimentos (ensaios), dependem da finalidade do estudo.

O estudo em questão teve por objetivo caracterizar as áreas de risco do ponto de vista geotécnico, por meio da obtenção das propriedades e características dos solos dessas áreas através da realização de ensaios laboratoriais e em campo.

A metodologia foi, assim, separada em identificação das áreas de risco de movimentação de massa, coleta de amostras e sondagens de simples reconhecimento (SPT - *Standart Penetration Test*), e realização de ensaios de laboratório. Os ensaios de laboratório foram divididos em: caracterizações geotécnica, química, mineralógica e microestrutural, e ensaios geotécnicos mecânicos e de papel filtro para medida da sucção dos solos.

5.1 Reconhecimento das áreas de risco de movimentação de massa

Foi realizada uma pesquisa acerca de dados sobre a geologia, pedologia, topografia e fotografias aéreas já existentes da região. Nessa etapa foram encontrados dados para subsidiar o estudo, principalmente as áreas de risco de movimento de massa identificadas na pesquisa realizada pela CPRM. Assim, a pesquisa partiu dos dados obtidos das características dessas áreas, com foco na geotecnia, geologia, geomorfologia e pedologia, conforme apresentado no item 4.7.

Apesar da identificação de 4 áreas de risco na cidade de Áreia – PB, foi possível, apenas, coletar material nas áreas 1 e 2. As áreas 3 e 4 se apresentaram inacessíveis para a coleta de amostras. A área 3, por se tratar de um talude de altura elevada, não foi possível a instalação dos equipamentos para sondagem, nem a coleta de amostras. A área 4 é uma área particular, e não foi permitida a entrada para coleta e realização dos ensaios. Logo, os estudos realizados foram focados nos taludes das zonas de risco 1 e 2.

A fim de facilitar a organização dos dados obtidos sobre as áreas de estudo, estas foram nomeadas por meio das letras iniciais dos nomes das ruas onde estavam localizadas. Assim, foi formada uma sigla para cada nome, que posteriormente viria a ser acrescida de mais uma letra para a identificação da posição da amostra nos taludes. As identificações e nomeação das áreas de risco pela CPRM estão elencadas no Quadro 4, bem como sua localização por rua e por coordenadas geográficas.

Quadro 2 - Zonas de Risco pela CPRM

Área	Nome	Localização	Possibilidade de acesso	Nome
1	PB_AREIA_SR_01_CPRM	Rua Enfermeira Maria Madalena UTM 25 M 201458 E 9229228 S Datum WGS 84	SIM	MM
2	PB_AREIA_SR_03_CPRM	Rua João Lourenço UTM 25 M 200979 E 9228476 S	SIM	JL
3	PB_AREIA_SR_02_CPRM	Arenopolis (O Quebra) UTM 25 M 0201027 E 9229002 S Datum WGS 84	NÃO	X
4	PB_AREIA_SR_04_CPRM	Rua Antônio Apolinário UTM 25 M 0202472 E 9228684 S Datum WGS 84	NÃO	X

As Figuras 12 e 13 demonstram a localização das áreas 1 e 2 na cidade, construídas com o auxílio da ferramenta Maps do Google.



Figura 12 - Localização Rua João Lourenço - Areia – PB

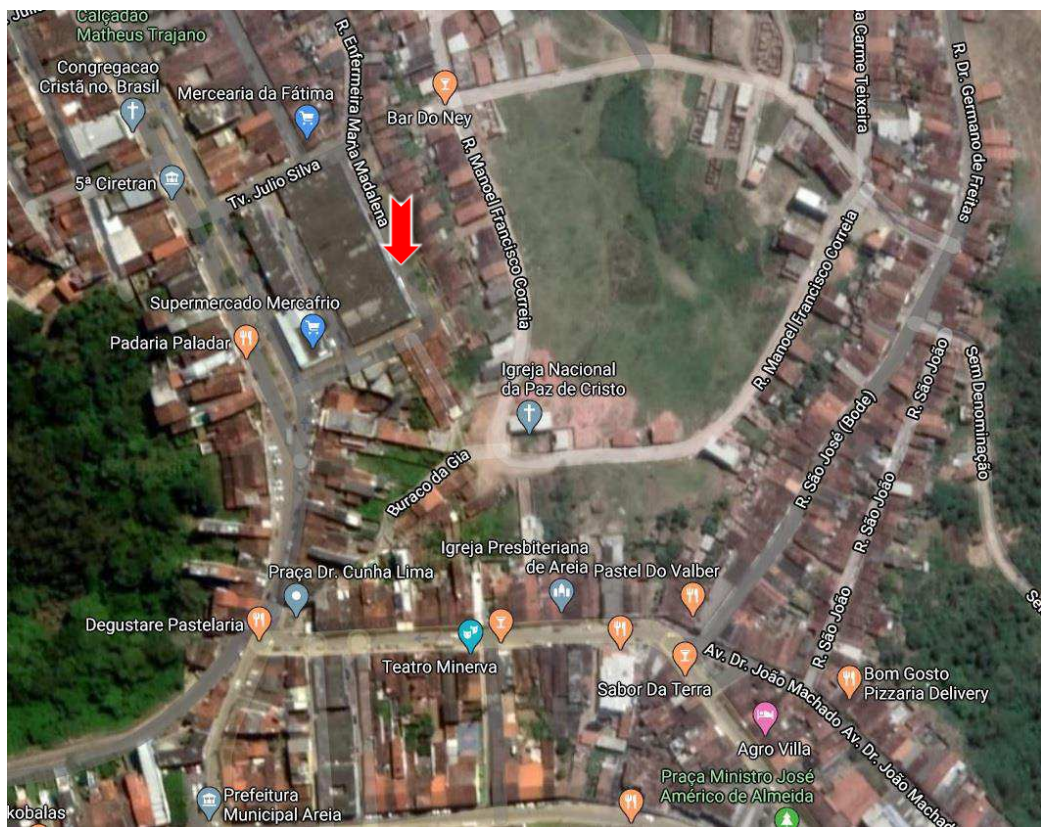


Figura 13 - Localização Rua Enfermeira Maria Manalena - Areia – PB

5.2 Coleta de Amostras e SPT

Tomando como base as áreas de risco indicadas pela CPRM deu-se continuação a pesquisa com a coleta de amostras deformadas e indeformadas nos dois taludes do estudo, JL e MM.

Para a realização de uma adequada caracterização geotécnica da área, as amostras de solo retiradas precisariam representar todo o talude, portanto, foram coletadas amostras do topo, centro e base de cada talude do estudo. As amostras de topo foram retiradas com 1 m de profundidade em relação a superfície, as de centro exatamente no meio de cada talude e com cerca de 0,5 m de distância da parede dos taludes, e as de base exatamente na base do talude. A Figura 14 esquematiza de forma genérica a coleta de amostras.

O talude JL apresenta altura de aproximadamente 3,0 m e 99° de inclinação, e o talude MM apresenta altura de aproximadamente 3,5 m e 101° de inclinação.

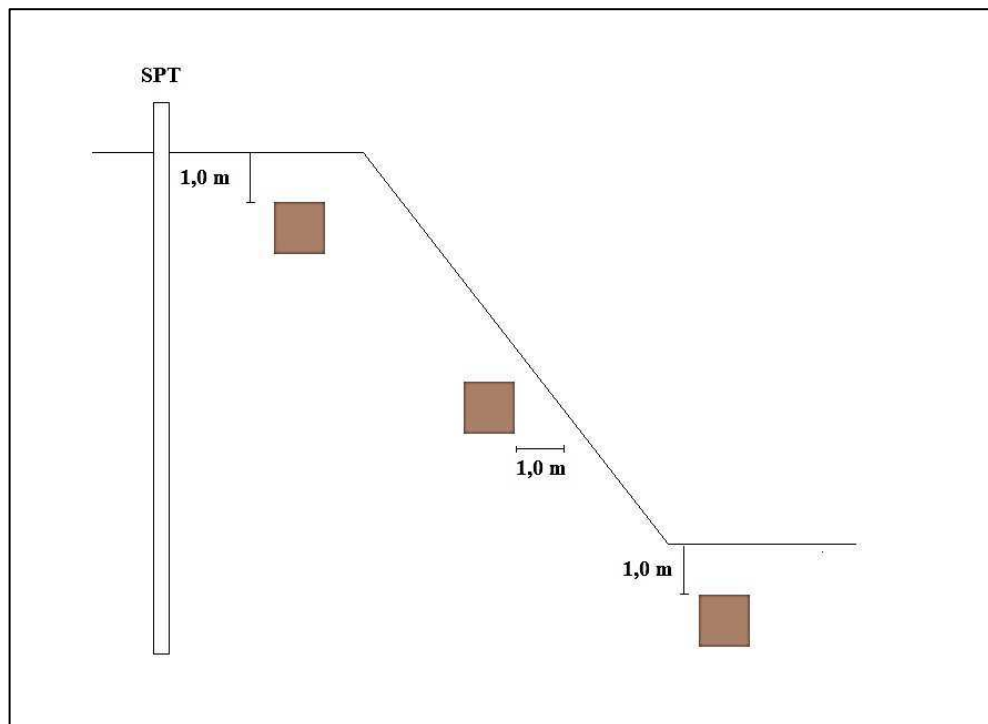


Figura 14 - Esquema de coleta e furo de sondagem

As amostras foram então identificadas de acordo com o apresentado na Quadro 5.

Quadro 3 - Identificação das Amostras

Rua	Talude	Amostras Deformadas e Indeformadas		
		Topo	Centro	Base
Rua João Lourenço	JL	JLT	JLC	JLB
Rua Enfermeira Maria Madalena	MM	MMT	MMC	MMB

Também nesta etapa foram realizadas sondagens à percussão (SPT - Standart Penetration Test) (Norma ABNT NBR 6484/2001) para obtenção dos perfis do solo e dos índices de resistência à penetração do solo. O processo da sondagem consiste na cravação de um barrilete por meio do impacto de uma massa metálica de 65 kg, chamada de martelo, que cai em queda livre à 75 cm de altura situado no alto da haste do equipamento e que está conectado ao mesmo. O resultado do SPT corresponde ao número de golpes necessários para que o barrilete amostrador penetre, no fundo do furo, nos seus últimos 30 cm.

No caso do estudo, o ensaio SPT foi executado no alto dos taludes, (Figura 14) onde fosse encontrada área plana o suficiente para que o equipamento fosse instalado. O processo de perfuração ocorreu até que foi verificado que, em 4 metros sucessivos, obteve-se 50 golpes para a penetração dos 30 cm iniciais do amostrador padrão. A paralização do ensaio foi de acordo com o critério de paralização b) do item 6.4.1 da norma ABNT NBR 6484. As localizações de cada furo de sondagem são, para a Rua João Lourenço, Latitude 6°58'21.08"S e Longitude 35°42'22.12"O, e para a Rua Enfermeira Maria Madalena, Latitude 6°57'56.64"S e Longitude 35°42'7.61"O.

As Figuras 15 e 16 são fotos da localização dos taludes JL e MM.



Figura 15 - Rua João Lourenço (Fonte: Autoral, 2018)

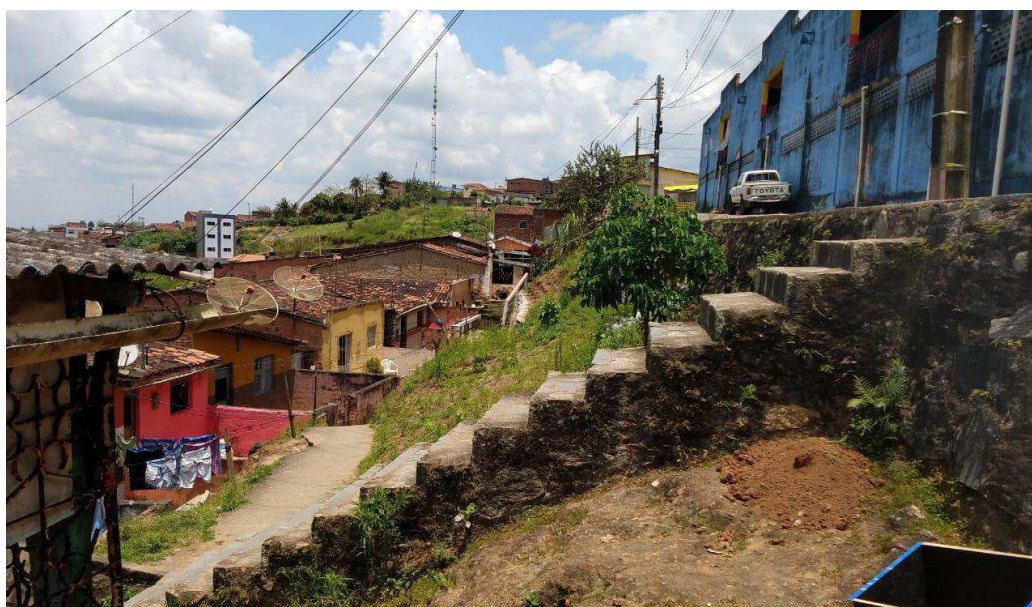


Figura 16 - Rua Enf. Maria Madalena (Fonte: Autoral, 2018)

5.3 Ensaios de caracterização geotécnica

A caracterização geotécnica dos solos dos dois taludes localizados nas zonas de risco seguiu a metodologia clássica de caracterização dos solos: análise granulométrica, limites de Atterberg e massa específica dos grãos. As amostras foram do tipo deformadas, preparadas de acordo com a norma ABNT NBR 6457/2016 (Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização).

Nessa etapa foram utilizadas as amostras deformadas, coletadas das regiões de topo, centro e base, conforme representado na Figura 14, a fim de analisar-se as possíveis diferenças dos solos dessas regiões devido a estratificação do perfil. Totalizou-se a quantia de seis amostras de solo para o estudo.

A análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foi realizada segundo a norma ABNT NBR 7181/84 (Solo – Análise granulométrica). O peneiramento foi realizado manualmente, agitando-se as peneiras por tempo suficiente para que todo o material tenha sido passado nas suas devidas peneiras. Na sedimentação, como indicado por norma, foi utilizada a solução hexametáfosfato de sódio como defloculante.

Os ensaios de limites de Atterberg: limite de liquidez e limite de plasticidade, foram realizados segundo as normas ABNT NBR 6459/2016 (Solos – Determinação do limite de liquidez) e ABNT NBR 7180/2016 (Solos – Determinação do limite de plasticidade).

A massa específica real dos grãos foi determinada pelo método do picnômetro, de acordo com a norma ABNT NBR 6458/2016 (Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica).

5.4 Crumb Test

O Crumb Test foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR- 13601/96, para os solos do estudo com a finalidade de verificar o grau de dispersão dos mesmos, ou seja, observar o comportamento relativo as amostras de solo, ao serem submersa em água, sendo este um indicativo de se o solo é susceptível à erosão interna.

Segundo a norma do ensaio, as argilas muito erodíveis são consideradas solos dispersíveis pois, quando em presença de água em movimento, sofrem um processo de dispersão ou defloculação de suas partículas. Isso ocorre quando as forças de repulsão entre as partículas da argila sobrepujam as forças de atração, de forma a, quando imersas em água, essas partículas se destacam da massa da argila, formando uma suspensão ao redor da massa (nuvem de suspensão).

As amostras foram moldadas, a partir das amostras indeformadas dos solos, em forma aproximadamente esférica, com cerca de 10 mm de diâmetro na umidade natural. Em seguida, as amostras foram imersas em 150 ml de água destilada de forma gradual, observando e registrando o comportamento do solo ao longo do tempo. O tempo de dispersão foi registrado com um cronômetro.

A observação da dispersão das amostras ocorreu por um período de 1 hora. Ao final desse período foi definido o grau de dispersão do solo, dado de forma visual, observando-se as turvações das partículas na água, atribuindo-se graus de 1 a 4, onde os solos são classificados como não dispersivos quando apresentarem grau 1 ou 2, e dispersivos quando de grau 3 ou 4.

5.5 Ensaios químico, mineralógico e microestrutural

5.5.1 Fluorescência de raios X

Para a caracterização química dos solos foram realizados ensaios de fluorescência de raios X (EDX), que consiste em uma análise geoquímica dos elementos químicos maiores. Tais elementos são o SiO_2 , Al_2O_3 , FeO , MnO , MgO , Na_2O , K_2O , TiO_2 , P_2O_5 , respectivamente dióxido de silício, óxido de alumínio, óxido ferroso, óxido de manganês, óxido de magnésio, óxido de sódio, óxido de potássio, dióxido de titânio e pentóxido de fosforo.

Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Caracterização, da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande – PB. A fração do solo utilizada para a análise dos elementos foi a com diâmetro inferior a 0,42mm (passante na peneira de número #40).

O ensaio foi realizado segundo as especificações da norma ASTM E 1621 – 94 (Standard guide for X-ray emission spectrometric analysis), pelo equipamento EDX 720 da Shimadzu, no qual os elementos são identificados por meio dos padrões de rocha adaptados às condições impostas pelas amostras dos solos.

5.5.2 Difração de raios X

Para a análise mineralógica da fração total < 0,074 mm (passante na peneira #200), realizou-se ensaios de difração de raios X (DRX) no Laboratório de Caracterização, da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande – PB.

O aparelho utilizado para realização do ensaio foi o difratômetro SHIMADZU XRD-6000. A técnica consiste em determinar as fases cristalinas presentes no material por meio da incidência de um feixe de raios X tal, que interage com os átomos presentes originando, assim, o efeito de difração.

5.5.3 Microscopia eletrônica de varredura

Para a análise da microestrutura dos solos realizou-se nas amostras o ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) no Laboratório de Caracterização, da Unidade

Acadêmica de Engenharia de Materiais do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande – PB. O equipamento utilizado foi o microscópio eletrônico de varredura (Supercan SSX-550, Shimadzu) com ampliação de faixa de 500 a 5000 vezes.

5.6 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado de acordo com a norma ASTM D2435 / D2435M – 2011 (Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading). O objetivo principal foi determinar as características de compressibilidade e a velocidade do adensamento, relacionada ao coeficiente de adensamento (c_v). Também foi possível verificar se havia a possibilidade dos solos apresentarem características de colapsibilidade.

Para avaliação da colapsibilidade o método utilizado foi o do oedômetro duplo, que consiste em carregamento e descarregamento dos solos. O ensaio foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos, do Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN.

Foram utilizadas três prensas de adensamento do tipo convencional, com sistema de cargas através de pesos em pendural e relação de braço de 1:10. As células de adensamento foram do tipo anel rígido com diâmetro de 5 cm e altura de 2 cm. Ao todo foram moldados 12 corpos de prova de amostras indeformadas. Para cada corpo de prova foi determinado seu peso e dimensões além de ser retirada uma amostra, junto ao material de moldagem, para verificação do teor de umidade do solo. Na medição da variação de altura dos corpos de prova foi utilizado um relógio comparador com sensibilidade de 0,01 mm.

A sequência dos estágios de tensões utilizada para todos os solos foi 10, 20, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 kPa. Os solos foram ensaiados nas condições não inundada e inundada, a fim de verificar o comportamento dos mesmos frente a tais condições de saturação. Após chegar à carga final as amostras eram descarregadas em um processo inverso ao de incremento de cargas na seguinte sequência de carregamentos: 800 kPa, 200 kPa, 50 kPa, 10 kPa. Os corpos de prova permaneciam sob a mesma tensão por um período de 24 horas.

Inicialmente, após montagem da célula de adensamento no equipamento, uma tensão de assentamento de 5 kPa era aplicada, por de 5min. Após o período de assentamento colocava-se, então, outra carga correspondente a tensão de 5 kPa, completando-se assim, os 10 kPa de tensão inicial. Ao momento em que a carga de complemento era adicionada, iniciava-se a contagem do tempo. As leituras de deslocamento vertical foram executadas nos tempos: 10 s,

15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h. Os corpos de provas ensaiados na condição inundada eram saturados com água simultaneamente à aplicação da carga de complemento no primeiro estágio de carregamento.

5.7 Ensaio de Colapsibilidade

O ensaio de colapso foi realizado com o objetivo de verificar o potencial de colapso dos solos, visto que estes os resultados dos ensaios oedometricos duplos indicaram potencial colapsividade do solo. Seguiu-se a norma ASTM D2435 / D2435M – 2011, mesma do ensaio de Adensamento.

Foram utilizados os mesmos equipamentos do ensaio de adensamento, porém com o método do oedômetro simples, onde as amostras foram submetidas apenas a carregamento. Os corpos de prova foram inundados durante o ensaio, de acordo com a metodologia recomendada por Vargas (1978). O método consistiu no carregamento do solo por incremento de cargas, como no ensaio de adensamento, no entanto o corpo de prova é inundado durante o processo de carregamento, a uma determinada carga. No caso do trabalho em questão a tensão de inundação foi a 100 kPa, permanecendo nesta tensão, após inundação, por um período de 24 horas. Em seguida, retorna-se ao incremento de cargas até a carga final desejada. Não houve processo de descarregamento.

Ao todo foram realizados seis ensaios em amostras indeformadas, e para cada corpo de prova foi determinado seu peso e dimensões além de ser retirada uma amostra, junto ao material de moldagem, para verificação do teor de umidade do solo.

5.8 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

A fim de verificar a resistência ao cisalhamento dos solos foi realizado o ensaio de cisalhamento direto conforme a norma ASTM D3080 / D3080M - 2011 (Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions). O ensaio foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Solos, do Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN, utilizando corpos de prova de formato circular com dimensões de 6 cm de diâmetro e 3,9 cm de altura.

Ao todo foram ensaiados 36 corpos de prova de amostras indeformadas. Para cada corpo de prova foi determinado sua massa e dimensões além de ser retirada uma amostra, junto ao material de moldagem, para verificação do teor de umidade do solo.

Os solos foram ensaiados com tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, nas condições não inundada e inundada. Nesta última, o corpo de prova foi previamente inundado, submerso em água por um período de 24 horas antes do início do ensaio. O período de submersão ocorreu durante o carregamento, para estabilização do deslocamento vertical.

Os deslocamentos vertical e horizontal foram medidas por meio de relógios comparadores com sensibilidade de 0,01 mm. Após o início do procedimento de cisalhamento, a duração do ensaio era de no mínimo três horas. A velocidade de operação da prensa de cisalhamento foi de 0,03 mm/min, sendo essa a velocidade mínima que o equipamento atingia com pleno funcionamento. A velocidade foi a mínima possível, de forma a não gerar poro-pressões durante o cisalhamento e assim, garantir que o ensaio se deu de forma drenada.

5.9 Ensaio de Papel Filtro

A fim de analisar o comportamento não saturado dos solos, foram realizados ensaios de sucção pelo método do papel filtro. O objetivo do ensaio foi observar a variação da sucção matricial ao longo do processo de umedecimento e secagem das amostras de solo. Vale salientar que a metodologia escolhida buscou apenas determinar a curva de secagem do material, sabendo que o objetivo do estudo não é avaliar efeitos de histerese eventualmente existentes. Deste modo, o procedimento de ensaio ocorreu de acordo com a norma D5298 (ASTM, 2010), a também com base nos procedimentos descritos por Marinho (1994).

Os corpos de prova de amostras indeformados foram esculpados em anéis de PVC com cerca de 4,0 cm de diâmetro por 2,0 cm de altura. Em seguida, para obtenção da umidade desejada para cada corpo de prova, estes foram saturados por capilaridade, durante 24 horas, e em seguida foram ou secos ao ar ou em estufa, dependendo da umidade a ser alcançada. A saturação por 24 horas deu-se, pois, por testes realizados anteriormente, a saturação por mais horas causava perda de material devido a desagregação dos solos quando úmidos.

A verificação da umidade desejada para cada corpo de prova ocorreu por controle de massa. Os corpos de prova foram pesados antes da saturação e após, e a secagem ocorreu a fim de diminuir a quantidade de água até a massa necessária para alcançar determinada umidade.

O papel filtro utilizado foi o Whatman n°. 42, que foi posto em contato com os corpos de prova, em um lado diretamente com o solo, a fim de determinar a sucção matricial, e do outro lado com uma grelha plástica separando solo e papel, a fim de determinar a sucção total. Os CPs posteriormente foram envoltos em papel filme do tipo PVC, seguida por uma camada de papel alumínio, identificadas e guardadas em uma caixa de isopor durante um período de 8

dias para a equalização da sucção matricial e total. A caixa foi guardada em ambiente climatizado, onde não houvesse variações significativas de temperatura, a fim de garantir o equilíbrio termodinâmico da água no sistema solo/papel filtro. Ao final dos 7 dias, os papéis filtro foram pesados em uma balança de 0,0001 g de precisão. O mesmo procedimento de pesagem foi executado nos papéis após a secagem destes em estufa de 110° C após um período de três horas.

De posse dos valores obtidos da massa seca e úmida do papel filtro, foram determinadas os referentes umidade e sucção. Para tal, utilizou-se as Equações 08 e 09, propostas por Chandler et. al. (1992), obtendo-se assim, a sucção matricial e total em que os solos estabilizaram.

$$w_p > 47\%; \Psi_m = 10^{(6,05-2,48*\log(w_p))} \quad \text{Equação (08)}$$

$$w_p \leq 47\%; \Psi_t = 10^{(4,84-0,0622*(w_p))} \quad \text{Equação (09)}$$

Onde:

w_p = umidade do papel filtro;

Ψ_m = sucção matricial;

Ψ_t = sucção total.

5.10 Grau de Intemperismo

A fim de verificar o quão intemperizados os solos se apresentam, foram calculados os índices Ki e Kr dos solos de acordo com a metodologia proposta pela EMBRAPA (1997). Os índices Ki e Kr são calculados segundo as seguintes expressões:

$$Ki = \frac{\% SiO_2}{\% Al_2O_3} * 1,7 \quad \text{Equação (10)}$$

$$Kr = \frac{\frac{\% SiO_2}{0,6}}{\frac{\% Al_2O_3}{1,02} * \frac{\% Fe_2O_3}{1,6}} \quad \text{Equação (11)}$$

Os valores expressos pelos índices Ki e Kr indicam o grau de intemperismo químico de um mineral ou material do solo. Os índices são dados por relação molares de, para Ki, a razão entre sílica e alumina, e para Kr, a razão sílica e sesquióxido.

Para o índice K_i , a referência usada é o da caulinita ($K_i = 2$), deste modo, solos muito intemperizados tem $K_i \leq 2$ e solos pouco intemperizados tem $K_i > 2$. O índice K_r , normalmente apresenta valor semelhante ou próximo ao do outro índice K_i , serve para confirmação do grau de intemperismo encontrado.

5.11 Resumo dos ensaios

O Quadro 6 apresenta um resumo dos ensaios realizados e das condições das amostras/corpos de provas ensaiados.

Quadro 4 - Ensaios e Condições

ENSAIO	CONDIÇÃO DA AMOSTRA	NÚMERO DE CORPOS DE PROVA/AMOSTRAS		
		TOTAL	NÃO INUNDADO	INUNDADO
Análise granulométrica	Deformada	12	-	-
Limite de liquidez	Deformada	12	-	-
Limite de Plasticidade	Deformada	12	-	-
Massa específica dos grãos	Deformada	18	-	-
Crumb test	Indeformada	6	-	-
Resistência ao Cisalhamento direto	Indeformada	36	18	18
Ensaio de Adensamento Edométrico	Indeformada	12	6	6
Colapsibilidade	Indeformada	6	-	-
Ensaio de Papel Filtro	Indeformada	18	-	-

6. RESULTADOS

6.1 Sondagem de simples reconhecimento (*Standard Penetration Test*) (SPT) e Coleta de amostras

As sondagens SPT foram realizadas no dia 06 de novembro de 2018, nas zonas 1 e 2. O perfil da sondagem dos taludes JL e MM estão representados nas Figuras 114 e 115 do anexo.

No talude da Rua João Lourenço (JL) os solos foram identificados como sendo argilas arenosas de consistência que variavam de rija a dura, e cores que variavam de amarela a cinza. Os índices de resistência a penetração referente ao centro de cada uma das camadas foram obtidos observando-se no perfil de sondagem qual o valor do N_{SPT} , correspondente aos 30 cm finais de penetração. Para os solos a 1,0m, 3,5m e 5,7m de profundidade a partir do topo, referentes ao centro de cada camada de solo identificada pelo SPT, esses valores foram de 15, 40 e 46 respectivamente. Segundo a norma (ABNT NBR 6484), esses valores condizem com as consistências das argilas identificadas no exame tátil visual.

Quanto ao talude da Rua Enfermeira Maria Madalena (MM) os solos foram identificados como sendo argilas arenosas de consistência que variavam de mole a média e de rija a dura, e cores que variavam de amarela e vermelha. O talude apresentou quatro camadas de solo no furo do SPT. Os índices de resistência a penetração referente ao centro de cada uma das camadas identificadas pelo SPT, referentes a 0,5m, 2,5m, 5,0m e 7,2m, foram de 9, 9, 20 e 20 respectivamente. Segundo a norma (ABNT NBR 6484/2001), esses valores condizem com as consistências das argilas identificadas no exame tátil visual.

Embora os solos de ambos os taludes apresentem a mesma identificação, os índices de resistência a penetração dos solos do talude JL são superiores aos dos solos do talude MM em sua maioria. A superioridade dos valores não muda o fato de todos os solos serem argilas arenosas de consistência média a dura, no entanto, indica que houve maior dificuldade de

penetração do amostrador padrão no perfil de solo do talude JL. Essa dificuldade maior pode ser um indicativo de que os solos do talude JL estão mais consistentes em comparação com os solos do talude MM. Ou também pode indicar que há diferenças na estrutura desses solos.

O Quadro 7 apresenta um resumo dos dados obtidos com a realização das sondagens.

Quadro 5 - Resumo dos dados obtidos na sondagem

SPT	Rua João Lourenço			Rua Enf. Maria Madalena			
	Camadas						
Profundidades (m)	1,0	3,5	5,7	0,5	2,5	5,0	7,2
Índice de Resistência a Penetração (N)	15	40	46	9	9	20	20
Coloração	Amarela	Amarela	Cinza	Escura	Amarela	Vermelha	Vermelha
Consistência	Rija	Dura	Dura	Média	Mole a Média	Rija a Dura	Rija a Dura
Classificação Tátil Visual	Argila Arenosa			Argila Arenosa			

As Figuras 17 (a), 17 (b) e 17 (c), apresentam as estruturas dos solos coletados em campo no talude JL. Essas amostras são partes das amostras indeformadas coletadas, visto que não foi possível o armazenamento das amostras referentes aos furos do ensaio SPT, pois estas desmancharam ao contato com a água utilizada no ensaio tornando-as inaptas para a realização de demais ensaios. É possível perceber que o solo JLT se mostra bastante heterogêneo visualmente, com agregações de solo de diferentes dimensões e vários espaços vazios.

Observou-se uma variação das colorações dos solos após coletados, para tons mais alaranjados, mesmo após secos. Foi possível perceber essa variação mesmo durante a coleta, e também quando as amostras indeformadas foram abertas posteriormente.

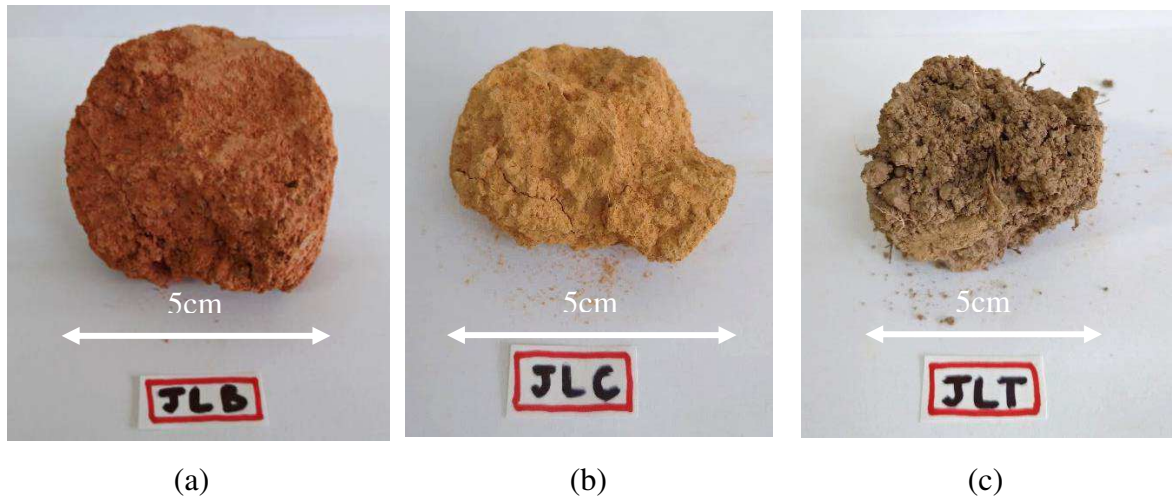


Figura 17 - Amostras dos solos (a) JLB; (b) JLC; (c) JLT (Fonte: Autoral 2019)

As Figuras 18 (a), 18 (b) e 18 (c), apresentam as estruturas dos solos coletados em campo no talude MM. Assim como para o talude JL, as amostras apresentadas do talude MM também são partes de amostras indeformadas coletadas. É possível perceber que os solos MMC e MMT se mostram bastante heterogêneos visualmente, com agregações de solo com dimensões variadas e espaços vazios entre as agregações, principalmente o solo MMC. Também se observou diferenças na coloração dessas amostras quando expostos ao ar.

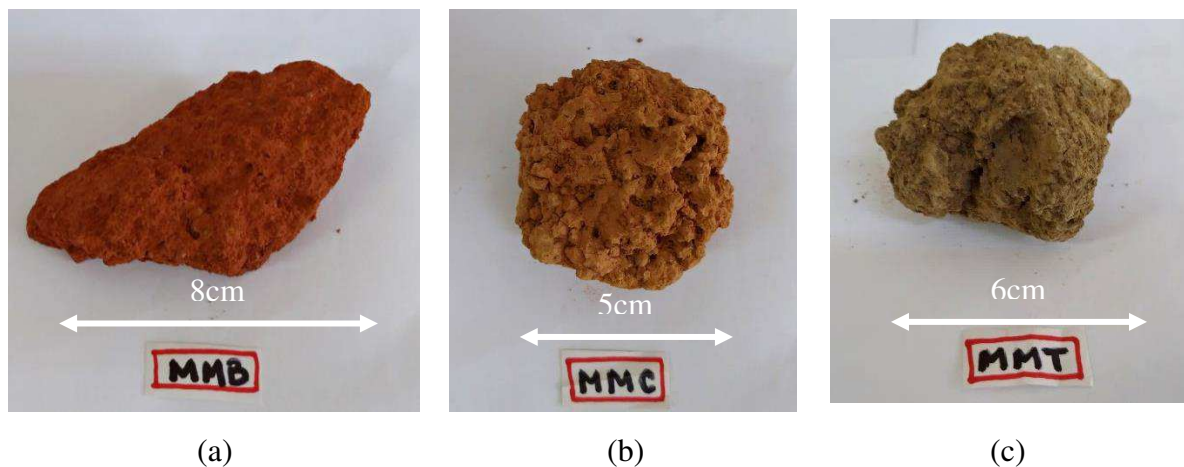


Figura 18 - Amostras dos solos (a) MMB; (b) MMC; (c) MMT (Fonte: Autoral 2019)

A reatividade do solo é regida pela fração argila do mesmo, onde a fração mineral é dominante. Assim, entender-se os minerais presentes na fração fina dos solos torna-se importantíssimo quando se deseja entender seu comportamento.

6.3 Caracterização clássica dos solos

O Quadro 8 a seguir, apresenta um resumo dos resultados da caracterização dos solos dos taludes em estudo.

Quadro 6 - Resumo dos ensaios de caracterização

Análise		Rua João Lourenço			Rua Enf. Maria Madalena		
		JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Granulometria	% Argila	53	67	38	37	26	16
	% Silte	16	9	16	26	28	25
	% Areia Fina	5	4	10	7	19	16
	% Areia Média	14	10	19	14	10	18
	% Areia Grossa	12	9	15	16	17	15
	% Pedregulho	0	1	2	0	0	10
Índices de Consistência	LL	51	50	43	47	43	39
	LP	43	39	30	32	31	30
	IP	8	11	13	15	12	9
Massa Específica dos sólidos (g/cm ³)		2,57	2,71	2,60	2,69	2,80	2,695
Classificação Granulométrica		Argila arenosa	Argila arenosa	Areia argilosa	Areia argilosa / Argila arenosa	Areia siltosa	Areia siltosa
Classificação SUCS		ML	ML	ML	ML	ML	SM

6.3.1 Limites de Atterberg

Os valores dos limites de Atterberg ou limites de consistência, os valores do LL e do LP indicam solos de plasticidade média, com o IP variando entre 8% e 15%. Os valores encontrados foram semelhantes a outros estudos com solos residuais realizados no Brasil, como Silveira (1993) e Clementino (1993).

Os solos apresentam LL na ordem de 45,5%. Valores semelhantes são apresentados em outros estudos como os citados anteriormente, com solos residuais do Brasil, e em estudos internacionais com solos de outros locais do globo, como o de Uyeturk (2020).

6.3.2 Massa específica real dos grãos

O valor da massa específica real dos grãos obtida para os solos em estudo, foi em média de 2,68 g/cm³. Os solos do talude JL apresentaram uma massa específica média de 2,63 g/cm³, enquanto os solos do talude MM apresentaram uma massa específica média de 2,73g/cm³.

Valores de massa específica dos sólidos como os encontrados no estudo em questão apresentam-se comuns na literatura quando se trata de solos residuais maduros (Silveira, 1993; Clementino, 1993; Bastos, 1999), devendo-se principalmente ao grau de intemperismo que estes solos apresentam, bem como a intensa lixiviação pela água de minerais, levando a uma maior desintegração da rocha (maior teor de finos).

6.3.3 Granulometria

As curvas granulométricas dos solos estudados estão apresentadas nas Figuras 19 e 20.

Os solos apresentam uma textura argilosa, com teor de finos (porcentagem que passa na peneira 200) variando entre 64% e 80%. Tendo em vista que as frações finas foram bastante elevadas para todos os solos, e de posse das curvas granulométrica, é possível notar a não possibilidade de se encontrar o diâmetro efetivo (D_{10}) dos solos. As porcentagens mínimas passantes verificadas nas curvas granulométricas dos solos foram de 35% e de 12%, referentes aos solos JLT e MMT, respectivamente. Sendo assim, não foi possível calcular o coeficiente de uniformidade referente a cada solo, significando que os solos eram solos finos.

As granulometrias confirmam a classificação tátil visual dos solos de ambos os taludes, que foram classificados como argilas arenosas, devido às altas porcentagens de finos, principalmente a argila, que se mostrou em porcentagem superior na maioria dos solos, exceto nos solos MMT e MMC, onde a porcentagem de silte, 25% e 28%, foi superior à de argila, 16% e 26%, respectivamente.

Apesar de todos os solos apresentarem basicamente a mesma classificação tátil visual, vale ressaltar que há diferenças nas porcentagens de siltes e argilas ao se comparar as granulometrias dos solos de ambos os taludes. Nota-se que as porcentagens de silte no talude MM são superiores às do talude JL. Além disso, as porcentagens de argila no talude MM são inferiores às do talude JL.

Da classificação granulométrica quanto a textura dos solos, baseada nas frações predominantes dos grãos, foi identificado que os solos do talude JL são, em sua maioria, argilas arenosas, com exceção do solo JLT, identificado como areia argilosa. Isto deve-se ao fato de que o solo de topo apresentou a areia como fração predominante, seguida da argila como segunda fração de maior porcentagem.

Já os solos do talude MM apresentaram predominância das frações mais grossas de solos, sendo classificados quanto a textura como, em sua maioria, areias siltosas, com exceção

do solo de base. O solo MMB apresentou porcentagens iguais de areia e argila, sendo classificado como areia argilosa / argila arenosa.

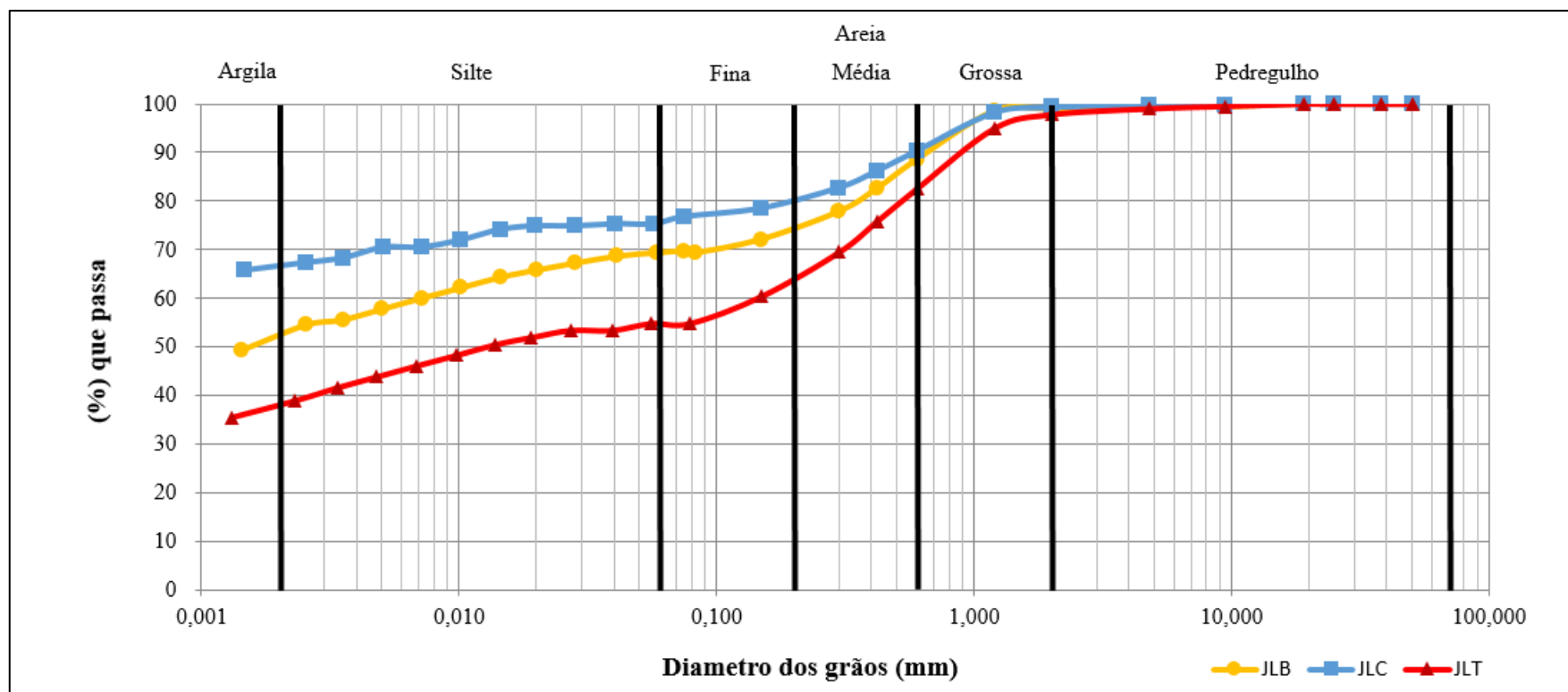


Figura 19 - Curva Granulométrica do talude João Lourenço

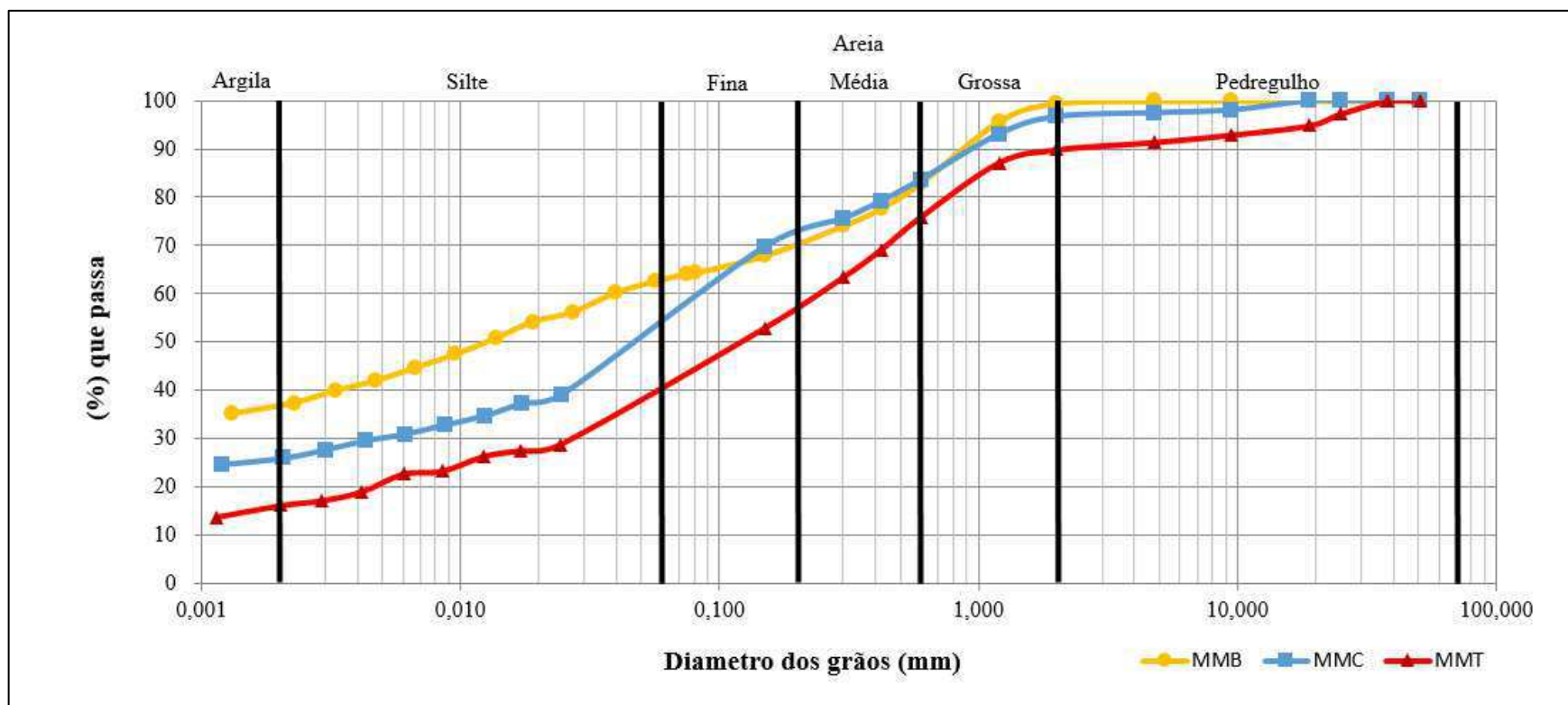


Figura 20 - Curva Granulométrica do talude Maria Madalena

6.3.4 Classificação SUCS

Por meio do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) a maioria dos solos dos taludes em estudo são de graduação fina, onde mais da metade do solo passa na peneira de nº 200 (0,075 mm). A classificação indica que estes solos se comportam como do grupo ML, siltes argilosos de baixa compressibilidade.

O solo MMT do talude Maria Madalena apresentou mais da metade do solo retido na peneira de nº 200, a fração grossa (FG) do solo foi de 57%, e a fração retida na peneira de nº4 (4,75 mm) foi de 8,56%. De tal modo, o solo MMT foi o único que, na classificação SUCS, apresentou comportamento do grupo SM, areia siltosa.

Com exceção do solo JLB, os demais solos localizaram-se antes e próximos da linha vertical em $LL = 50\%$, no gráfico de plasticidade para a classificação de solos finos, podendo-se dizer que estes são de pouco a medianamente compressíveis. Isso pode ser observado na Figura 21.

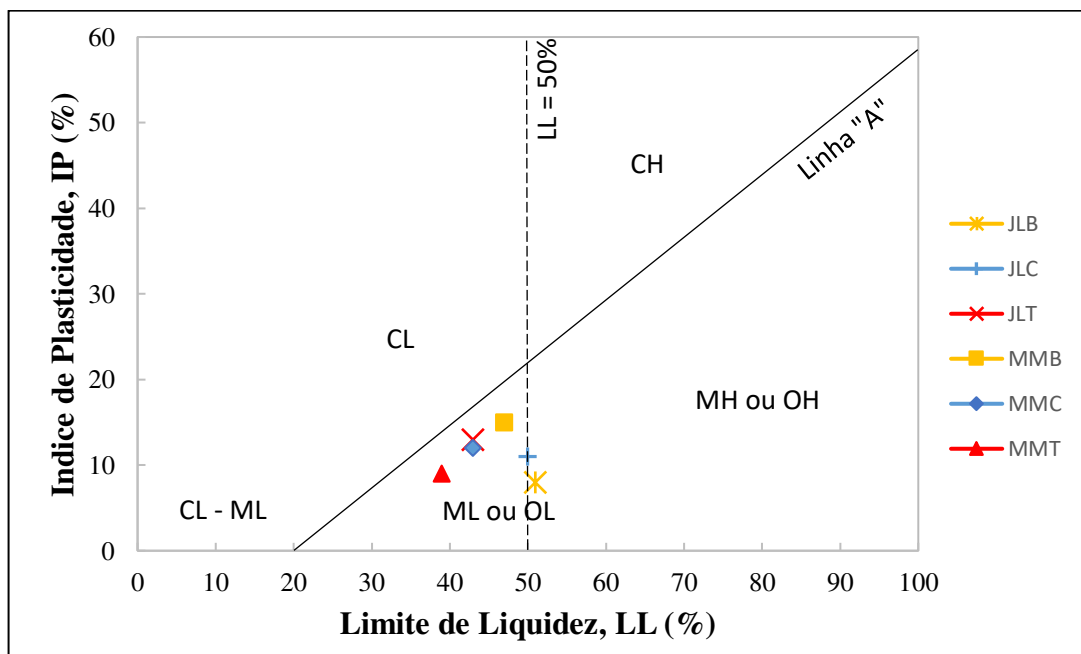


Figura 21 - Gráfico de Plasticidade de A. Casagrande para os solos dos taludes JL e MM

6.4 Caracterização quanto ao grau de dispersão

O Crumb Test foi realizado para os solos do estudo com a finalidade de verificar o grau de dispersão dos mesmos, sendo um indicativo de se o solo é susceptível à erosão interna.

As Figuras de 22 a 25 apresentam as amostras utilizadas no ensaio e seus respectivos tempos de dispersão ao longo da observação pelo período de 1 hora.



Figura 22 - Dimensão das amostras do talude JL

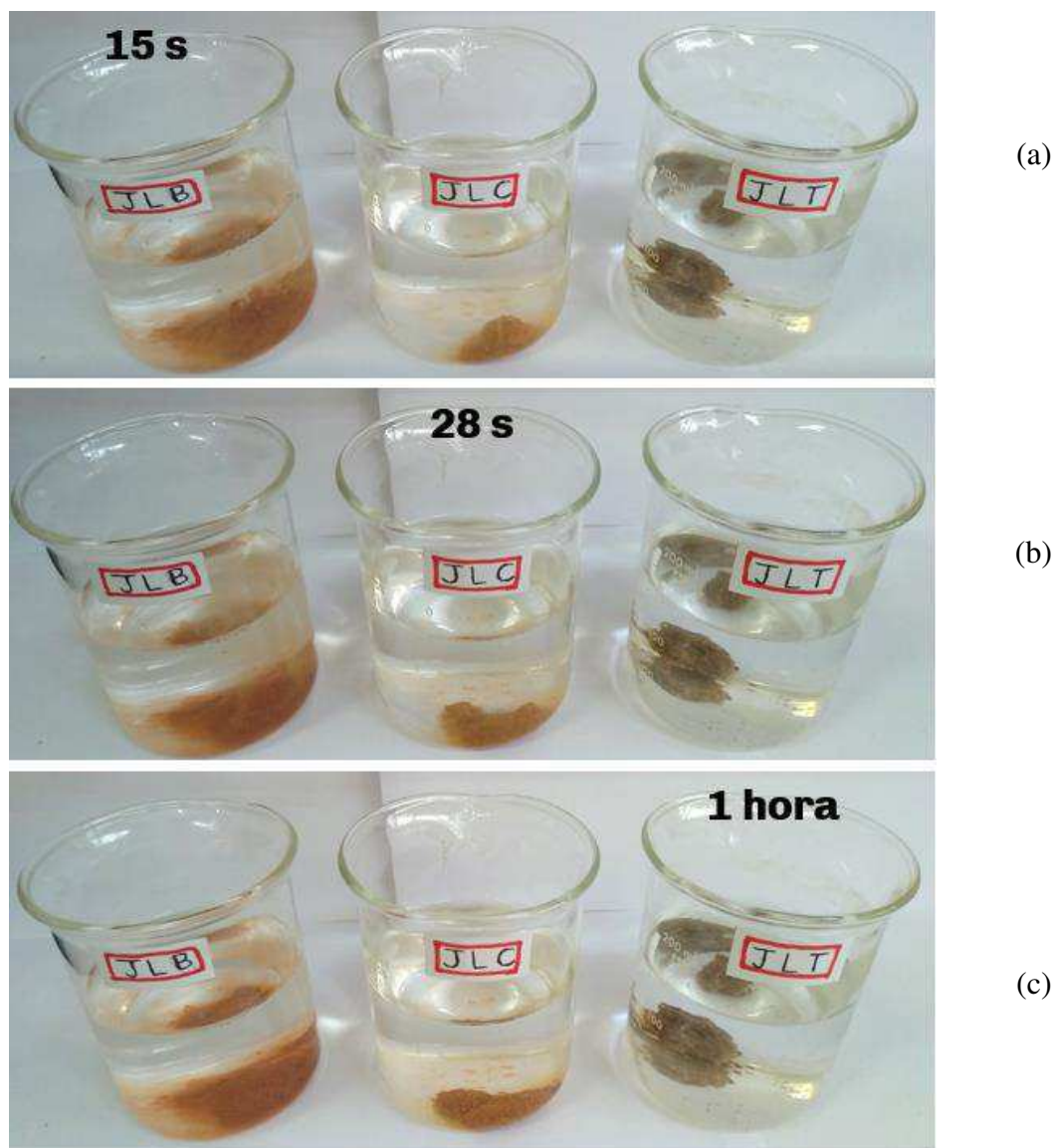


Figura 23 - Processo de imersão e observação dos tempos de dispersão dos solos do talude JL. (a) Tempo de dispersão total do solo JLB (15 s) (b) Tempo de dispersão total do solo JLC (28 s) (c) Período total do ensaio e não dispersão do solo JLT.



Figura 24 - Dimensão das amostras do talude MM

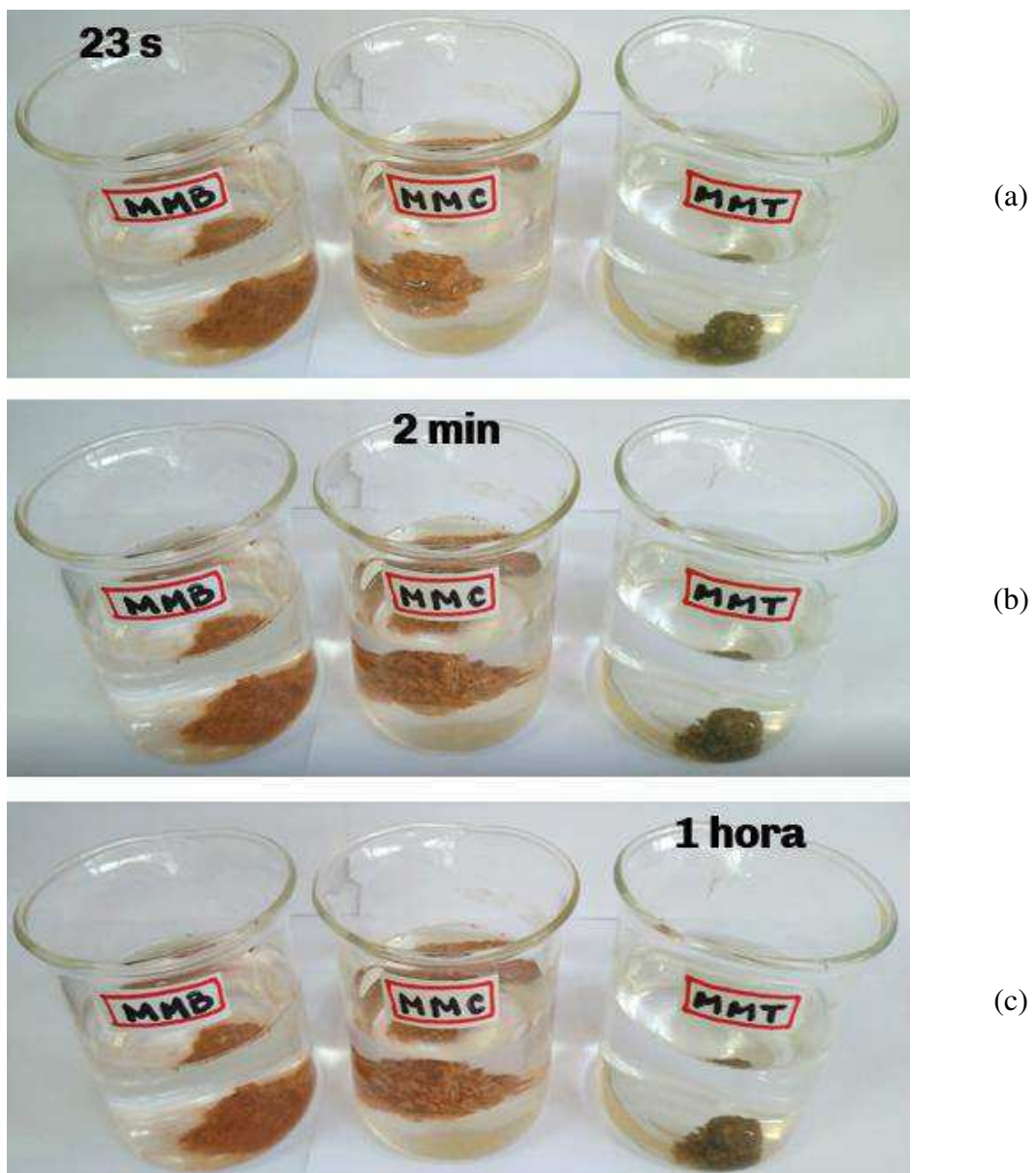


Figura 25 - Processo de imersão e observação dos tempos de dispersão dos solos do talude MM (a) Tempo de dispersão total do solo MMB (23 s) (b) Tempo de dispersão total do solo MMC (2 min) (b) Período total do ensaio e não dispersão do solo MMT.

Para os solos do talude JL, foi verificado que JLB e JLC são medianamente dispersivos (Grau 3), onde foi possível observar uma nuvem de coloides em suspensão espalhando-se no fundo do béquer. A dispersão dos solos de base e de centro ocorreu aos 15 e 28 segundos do ensaio, respectivamente (Figuras 23(a) e 23(b)). Já o solo JLT (Figura 23(c)) foi tido com comportamento não dispersivo (Grau 1) pois não foi observado sinais de turvação no líquido e a amostra permaneceu praticamente inalterada até o final do ensaio.

O mesmo comportamento foi verificado para os solos do talude MM, os solos MMB e MMC foram classificados como medianamente dispersivos, e o solo MMT como não dispersivo (Figura 25(c)). Apenas o momento de dispersão do MMB e MMC foi diferente, ocorrendo aos 23 s e a 2 minutos do ensaio, respectivamente (Figuras 25(a) e 25(b)). Seguiu-se a observação pelo período de 1 hora, para os solos de ambos os taludes, conforme norma ABNT NBR 13601/1996.

6.5 Caracterização química, mineralógica e microestrutural

A caracterização não convencional dos solos foi realizada por meio da execução dos ensaios de fluorescência de raios x (EDX), difração de raios x (DRX) e microscopia eletrônica de varredura (MEV). O objetivo da realização dessa caracterização foi determinar os compostos químicos e formações mineralógicas dos solos. A seguir são apresentados os resultados desses ensaios.

6.5.1 Fluorescência de raios X

Por meio do ensaio de fluorescência de raios x foi possível determinar os compostos químicos existentes nos 6 solos do estudo. A Tabela 1 relaciona os compostos de maior porcentagem encontrados nos solos.

Tabela 1 - Resultados da fluorescência de raios x

COMPOSTO QUÍMICO	PORCENTAGEM					
	João Lourenço			Enfermeira Maria Madalena		
	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
SiO ₂	44,496%	44,880%	46,595%	46,186%	44,814%	45,615%
Al ₂ O ₃	42,314%	42,453%	41,286%	42,773%	42,873%	40,670%
Fe ₂ O ₃	10,642%	10,887%	9,057%	9,030%	9,318%	9,119%
TiO ₂	1,159%	1,310%	1,531%	1,475%	1,732%	2,227%

Quatro compostos químicos identificados nos solos apresentaram porcentagens consideravelmente superiores aos demais. Estes foram: sílica (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3), óxido de ferro (Fe_2O_3) e o dióxido de titânio (TiO_2). Tais compostos são alguns dos mais comuns encontrados nos solos, e suas proporções nos solos definem os minerais ali existentes. Compostos com porcentagens inferiores a 1% não foram apresentadas pois não atribuem características significativas aos solos.

Analisando-se os resultados, percebe-se que os teores de óxido mais elevados são os de SiO_2 e Al_2O_3 . Juntos esses óxidos perfazem mais de 86% de cada amostra, provenientes provavelmente da sílica livre e dos argilominerais presentes nas amostras. Por consequência, esses compostos são os que apresentam maiores influências nas propriedades dos solos.

Em pesquisa realizada por Monteiro (2010), os solos do estado da Paraíba foram caracterizados do ponto de vista pedológico, ou seja, apenas a camada superficial dos solos foi analisada do estudo. A região onde está localizada a cidade de Areia – PB, no Brejo paraibano, apresenta como solo característico o tipo Podzólico Vermelho – Amarelo (PVA), que em análise química demonstrou conter teores elevados de SiO_2 de 60,2%, de Al_2O_3 com 24,5%, o TiO apresentando 2,4% e o Fe_2O_3 , com 6,1% o que pode ser resultante da contribuição do quartzo, caulinita, titanita, biotita e goethita na mineralogia do solo. Esses resultados são condizentes com os resultados encontrado na presente pesquisa, ressaltando-se também que os solos de camadas mais profundas também apresentaram elementos semelhantes.

O fenômeno de oxidação dos solos, verificado durante a coleta das amostras deve-se a à presença do óxido de ferro, um dos elementos de maior porcentagem no solo, na ordem de 9,22%. Esse elemento também é um indicativo da pedogênese destes solos (concentração de óxidos), e valores mais altos são indicativos da laterização desses solos (BASTOS, 1999). Os compostos de maior percentual encontrados foram os esperados, visto que as argilas e siltes são solos de estrutura aluminossilicatada.

6.5.2 Difração de raios x

Da caracterização mineralógica, realizada por meio da execução do ensaio de difração de raios x, identificou-se os minerais presentes nos solos. Essa identificação deu-se pela análise dos difratogramas de cada solo, por meio da verificação das intensidades de pico apresentadas.

De modo geral, todos os seis solos em estudo apresentaram o mesmo grupo de minerais, diferenciando apenas as intensidades que estes apresentam em cada solo. Ao todo, seis tipos de

minerais foram encontrados nos solos. A Tabela 2 apresenta os minerais encontrados e os compostos químicos dos quais eles são compostos.

Os resultados mostram que os compostos químicos encontrados na fluorescência de raios x foram encontrados na difração de raios x na forma dos minerais acima relacionados. Os dois compostos de maior percentual, SiO_2 e Al_2O_3 , são justificados pela mineralogia, pela presença do quartzo, caulinita, nacrita e vermiculita.

Tabela 2 - Resultados da difração de raios x

COMPOSTO QUÍMICO	MINERAIS					
	Quartzo	Caulinita	Nacrita	Vermiculita	Goetita	Dióxido de Titânio
SiO_2	X	X	X			
Al_2O_3		X	X	X		
Fe_2O_3				X	X	
TiO_2						X

Os difratogramas referentes a cada solo estão apresentados nas Figuras de 26 a 31.

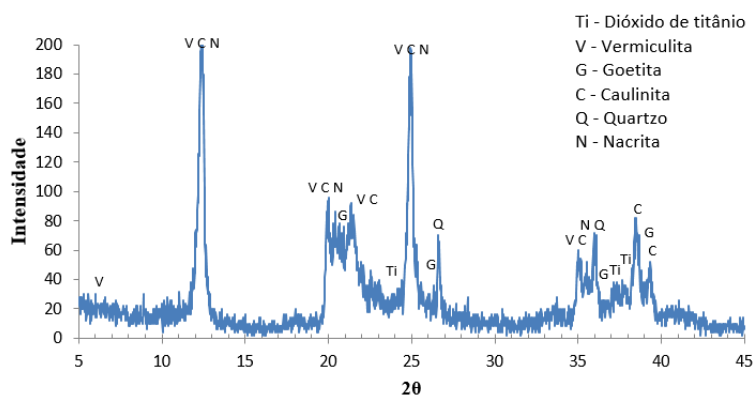


Figura 26 - Difratograma JLB

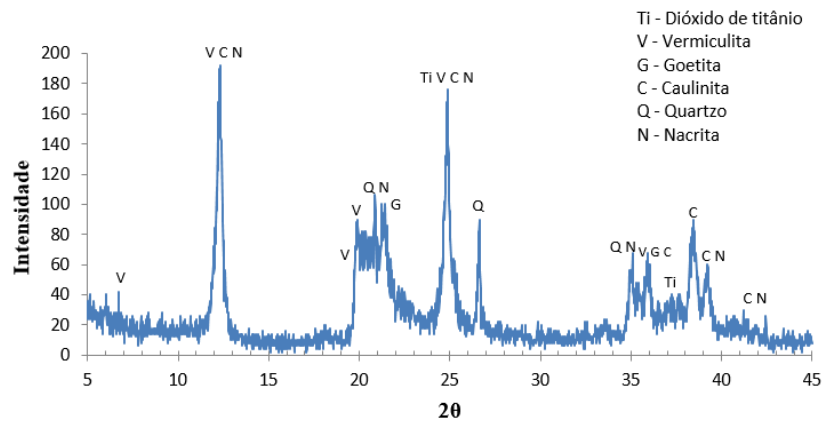


Figura 27 - Difratoograma JLC

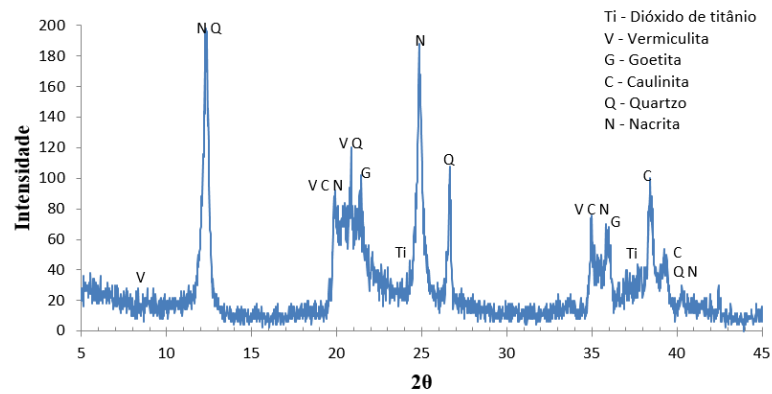


Figura 28 - Difratoograma JLT

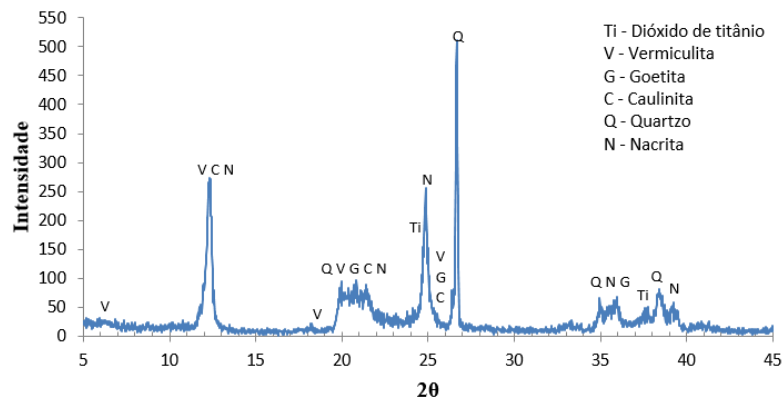


Figura 29 - Difratoograma MMB

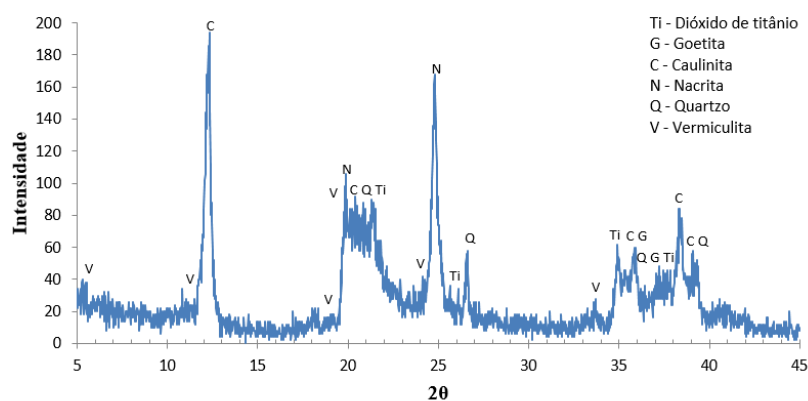


Figura 30 - Difratograma MMC

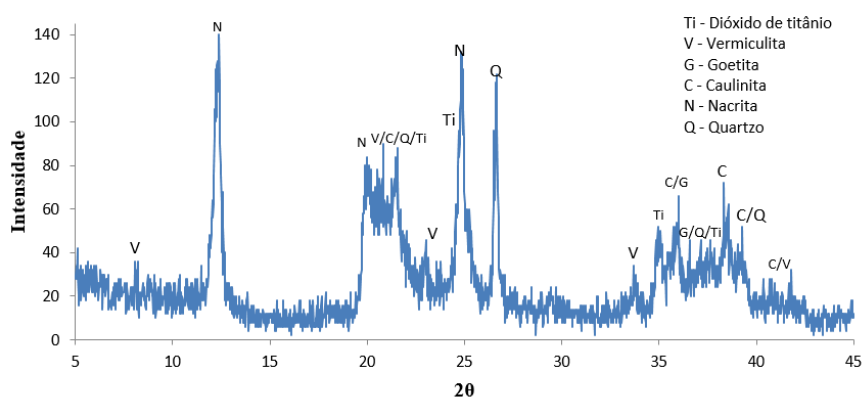


Figura 31 - Difratograma MMT

Da análise dos picos pode-se perceber que, de maneira geral, os minerais compostos pela sílica e pelo dióxido de alumínio foram os que apresentaram picos de maiores intensidades nos difratogramas em todos os solos estudados. A presença do quartzo e da vermiculita, dois dos minerais de maior incidência, são responsáveis pelas massas específicas mais elevadas dos solos.

A presença do quartzo, de massa específica real variando entre 2,5 e 2,8 g/cm³ e da vermiculita, entre 2,7 e 3,0 g/cm³, nesses solos, justifica as variabilidades dos valores encontrados para as massas específicas dos sólidos. Alguns dos picos de minerais encontrados encontram-se sobrepostos a picos de outros minerais, porém nessas situações os compostos que os formam são os mesmos, portanto não há dúvidas quanto a mineralogia dos solos.

Um fato interessante é que o solo MMC apresentou picos mais acentuados de caulinita e nacrita, especificamente; minerais constituintes de solos argilosos. No entanto, o percentual de argila desse solo foi um dos menores apresentados, portando suspeitou-se que, por meio do destorroamento e peneiramento, não foi possível desagregar as partículas a ponto em que elas apresentassem suas reais dimensões. Este solo em questão, se mostrou com a estrutura mais agregável e nos ensaios seguintes apresentou um poder de absorção de água significativo, que pode ter por relação a presença dos argilominerais identificados.

O elemento em maior porcentagem ser dióxido de silício (SiO_2), responsável pela presença do quartzo, caulinita e nacrita nos solos. É raro um solo que não apresente quartzo em sua composição pois este mineral é o mais comum da fração silte e areia, bem como em argila grossa, e possui alta estabilidade. No entanto, esse mineral pode passar por uma dissolução quando submetido a intemperismo intenso, sobretudo quando os grãos são muito pequenos. Assim o teor de quartzo existente em um solo é inteiramente relacionado a quantidade que havia deste mineral na rocha de origem e ao grau de intemperismo do solo. (DRESS, *et al.*, 1989; ALLEN e HAJEK, 1989).

Contudo, os picos de quartzo nos solos mostraram-se em menores intensidades, indicando que a característica de estabilidade que esse mineral poderia agregar ao solo, não está presente. Os minerais com maiores intensidades nos solos foram a caulinita, nacrita e vermiculita, formados também pelo óxido de alumínio (Al_2O_3). Esses minerais são ditos como minerais secundários, resultantes da intemperização de um mineral primário, ocorrendo na fração argila do solo.

A caulinitas normalmente apresenta elevada desordem estrutural, devido a sua formação predominantemente ocorrer pelo processo de neogênese, resultando em um empilhamento desordenado de camadas, tornando-se um dos minerais de menor estabilidade (HUGHES, 1980). A presença da caulinita em quantidades significativas indica que o solo já passou por processos intensos de intemperismo.

6.5.3 Microscopia eletrônica de varredura

A microestrutura dos solos foi analisada por meio das fotografias de lâminas dos solos obtidas da realização do ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV). As imagens das lâminas foram feitas a quatro variações de aumentos da lente, 500, 1000, 2000 e 5000, possíveis ao equipamento utilizado. As imagens obtidas para cada solo estão relacionadas das Figuras 32 a 37.

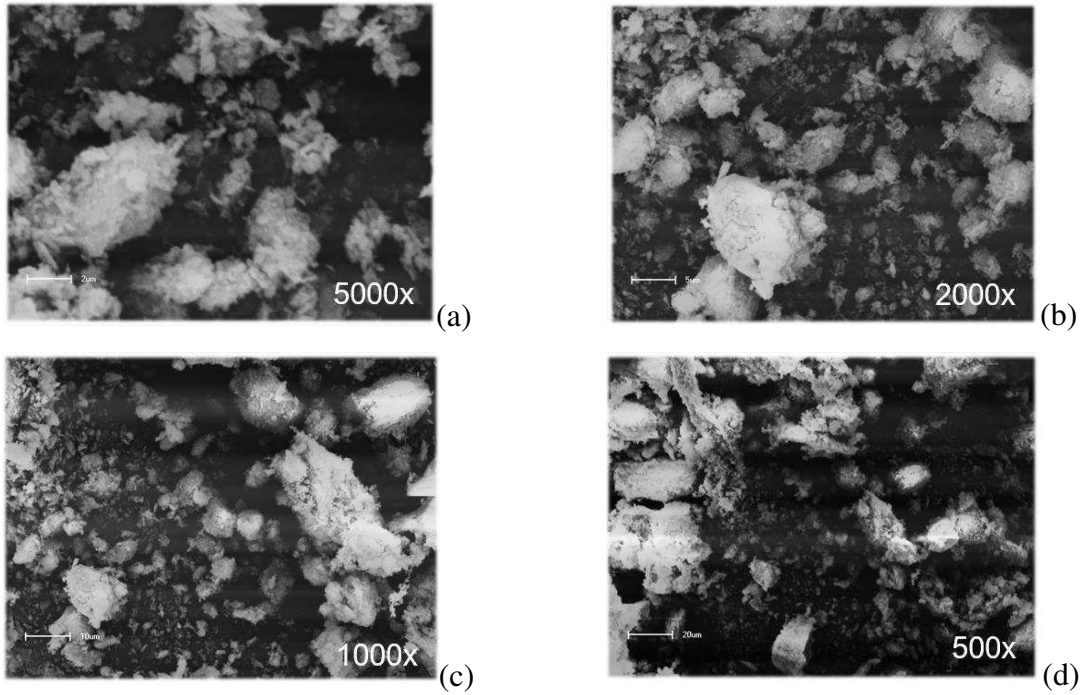


Figura 32 - MEV para JLB: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade subangulosa (b) Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2µm - 50µm) (d) Aproximação de 500x.

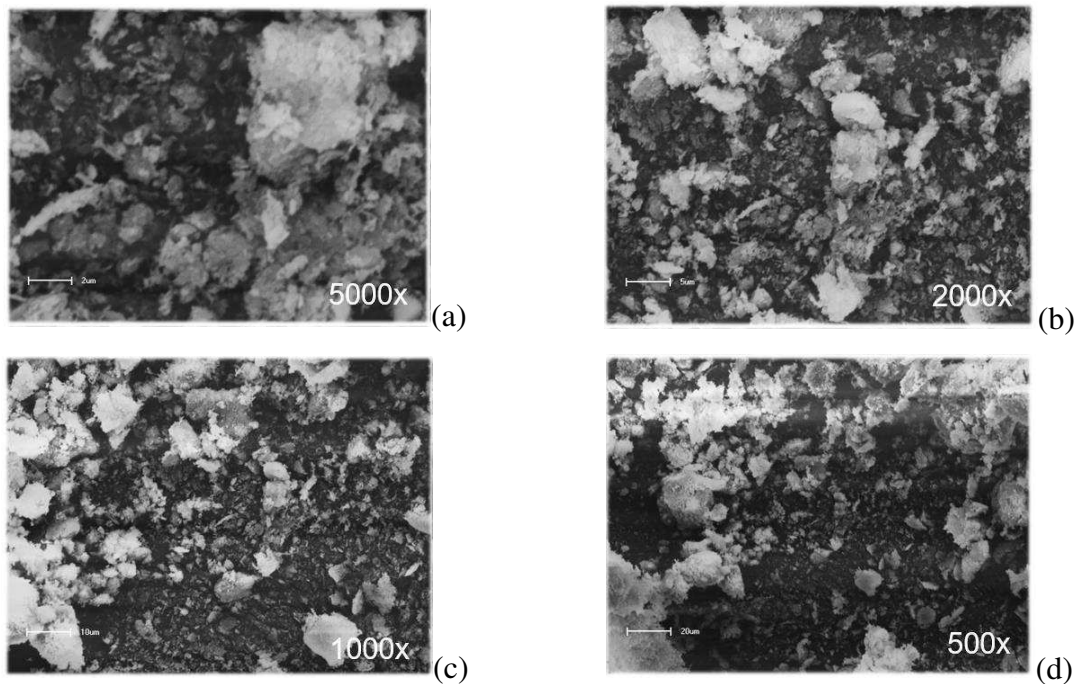


Figura 33 - MEV para JLC: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade subangulosa (b) Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2µm - 50µm) (d) Aproximação de 500x.

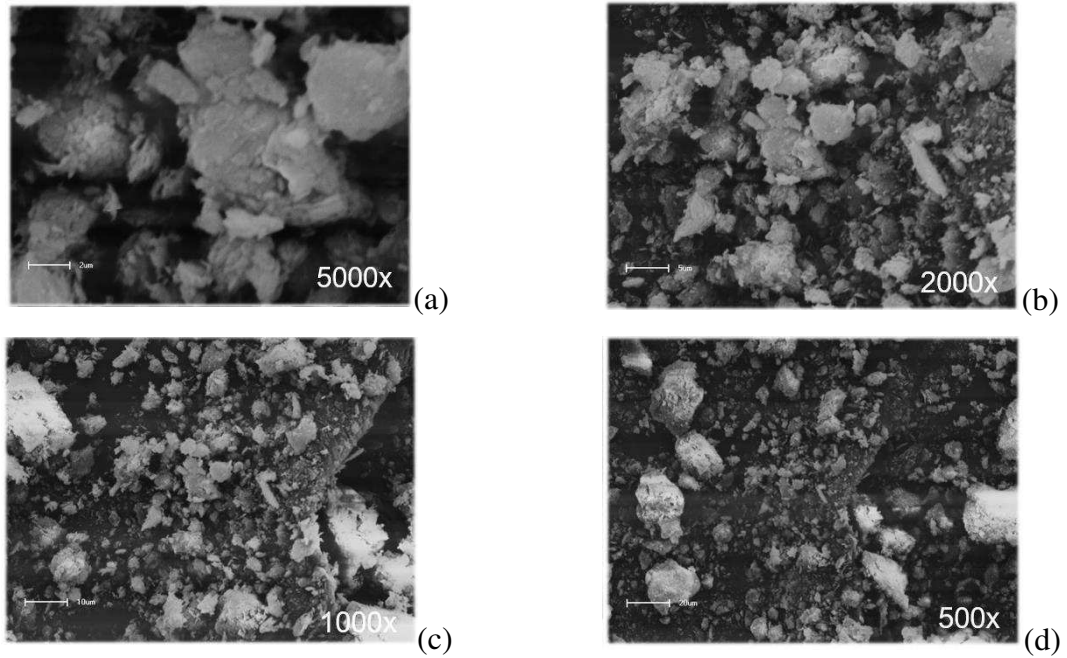


Figura 34 - MEV para JLT: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade subangulosa (b) Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2μm - 50μm) (d) Aproximação de 500x.

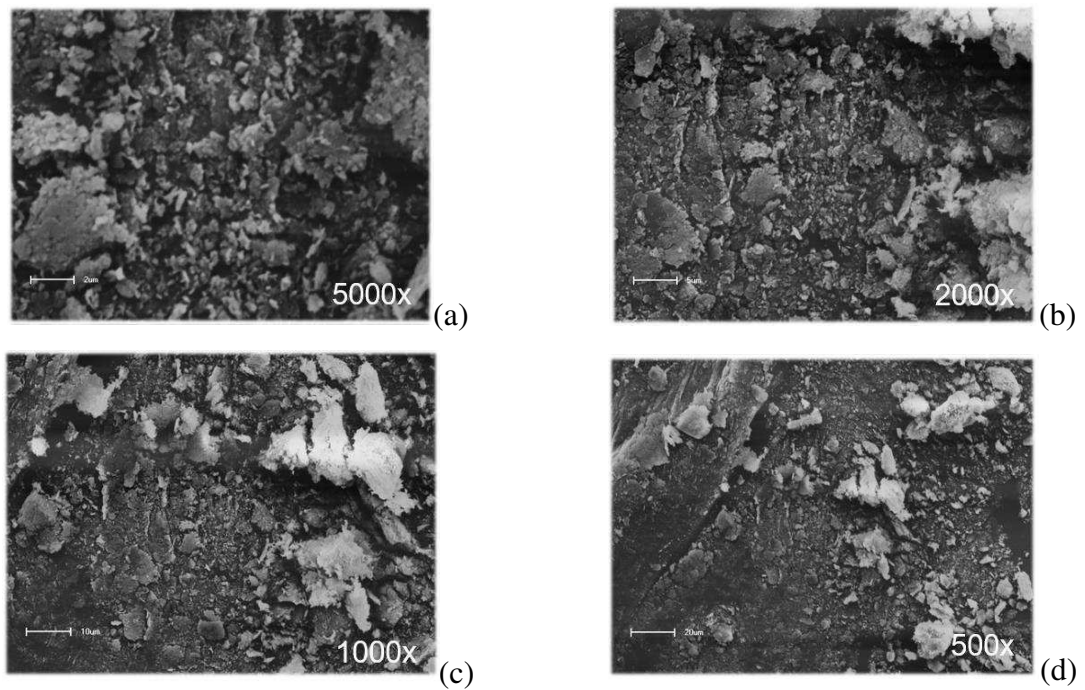


Figura 35 - MEV para MMB: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade angulosa (b) Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2μm - 50μm) (d) Aproximação de 500x.

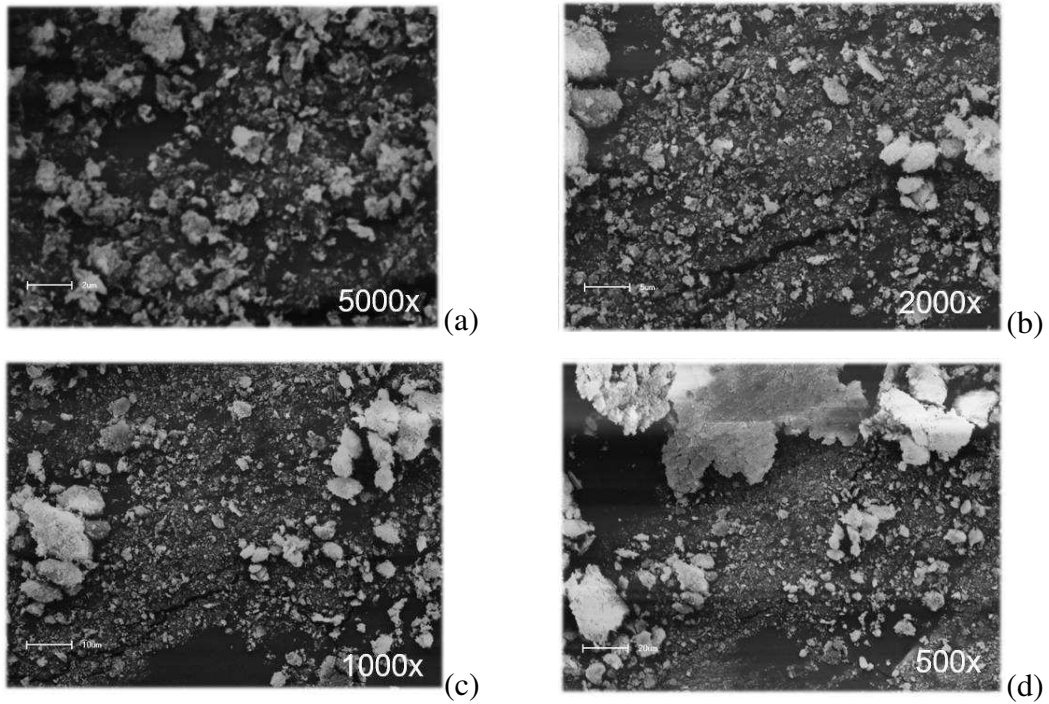


Figura 36 - MEV para MMC: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade angulosa (b) Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2μm - 50μm) (d) Aproximação de 500x.

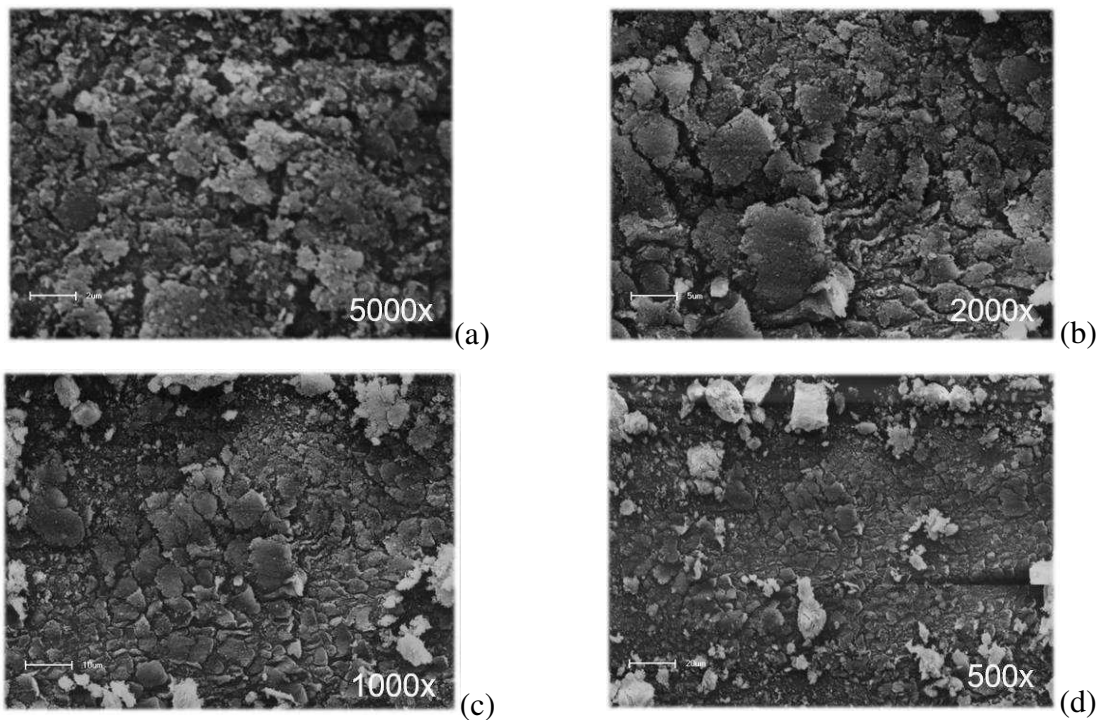


Figura 37 - MEV para MMT: (a) Aproximação de 5000x, esfericidade angulosa (b) Aproximação de 2000x (c) Aproximação de 1000x, siltes (2μm - 50μm) (d) Aproximação de 500x.

De posse das imagens de microscopia eletrônica de varredura foi possível verificar diferenças nítidas nas microestruturas dos solos dos dois taludes em estudo.

Foi possível apontar que os solos do talude João Lourenço apresentam, basicamente as mesmas características em suas microestruturas. Nota-se grãos de esfericidade subangulosa, microestrutura de intergranulares simples e de distribuição granular. Pela dimensão dos grãos, entre 50% e 70% das partículas possuem dimensões entre $2\mu\text{m}$ e $20\mu\text{m}$, condizentes com as dimensões apresentadas por siltes ($2\mu\text{m}$ - $50\mu\text{m}$), considerando essa fração como dominante no esqueleto do solo. As frações menores que $2\mu\text{m}$ não foram possíveis de ser identificadas devido a limitação do aumento da lente do equipamento ou por sombras criadas pelas partículas maiores sobre às menores.

Já os solos do talude Maria Madalena, diferentemente dos solos do talude JL, pode-se apontar grãos de esfericidade angulosa, microestrutura de intergranulares complexos e de distribuição do tipo intertética em relação ao plasma. Quanto a dimensão dos grãos, mais que 70% das partículas possuem dimensões entre $2\mu\text{m}$ e $50\mu\text{m}$, condizentes com as dimensões apresentadas por siltes ($2\mu\text{m}$ - $50\mu\text{m}$), considerando essa fração como muito dominante no esqueleto do solo. Também foi possível observar grãos com dimensões superiores a $50\mu\text{m}$ mas imagens com menores aumentos de lente, entre $50\mu\text{m}$ e $100\mu\text{m}$, identificados como grãos de areia fina. Assim como no talude JL, não foi possível identificar as frações menores que $2\mu\text{m}$.

Como as imagens obtidas foram em preto e branco, não foi possível avançar nas identificações mineralógicas dos solos por meio das imagens MEV. No entanto, os diâmetros das partículas corroboram com as granulometrias dos solos, inclusive com o fato dos solos do talude MM apresentarem menores quantidades de argilas e, especificamente, o solo MMT apresentar uma classificação granulométrica diferente dos demais solos deste mesmo talude.

6.6 Índices Físicos

Das amostras coletadas em campo foram obtidos os valores médios de massa específica aparente natural (ρ), massa específica aparente seca (ρ_d), massa específica dos sólidos (ρ_s), índice de vazios (e), porosidade (n), umidade (w) e grau de saturação (S).

Os índices físicos dos solos foram obtidos por meio da execução do ensaio de massa específica, relatado anteriormente, e umidade em estufa utilizando-se amostras em seu estado deformado. Em seguida foram moldadas amostras indeformadas em um molde circular de volume $110,27\text{ cm}^3$ e pesou-se cada amostra para conhecimento da massa referentes a cada

solo. Os dados seguintes apresentados na Tabela 3 foram encontrados através de relações entre os índices físicos encontrados em laboratório e os dados de volume e massa.

Tabela 3 - Índices físicos dos solos

SOLOS	Massa específica aparente Natural (ρ) (g/cm ³)	Massa específica aparente Seca (ρ_d) (g/cm ³)	Massa específica real dos sólidos (ρ_s) (g/cm ³)	Índice de Vazios (e)	Porosidade (n) (%)	Teor de Umidade (w) (%)	Grau de Saturação (S) (%)
JLB	1,481	1,262	2,574	1,04	51	17,36	42,98
JLC	1,543	1,296	2,715	1,10	52	19,07	47,28
JLT	1,379	1,174	2,607	1,22	55	17,44	37,24
MMB	1,562	1,308	2,695	1,06	51	19,43	49,37
MMC	1,294	1,136	2,801	1,47	59	13,92	26,60
MMT	1,505	1,294	2,695	1,08	52	16,37	40,73

Percebe-se que todos os solos apresentam índices de vazios elevados, com valores superiores a 1. Os solos também apresentaram porosidades superiores a 50%, que, assim como o elevado índice de vazios, já era esperado, visto que todos as amostras se mostraram bastante heterogêneas estruturalmente, como visto nas imagens das amostras. Tais características são típicas de solos residuais como apresentado no item 4.2.3 e relatado por outros pesquisadores (VAUGHAN, 1988, BOSZCZOWSKI, 2008).

Das imagens das amostras apresentadas no item 6.1 os vazios são visíveis a olho nú. A Figura 38 indica alguns pontos onde os vazios são nítidos nas amostras. Nota-se que mesmo quando o solo parece homogêneo, como os casos JLB, LC e MMB, a textura do solo é visivelmente frágil, devido a presença de fissuras e a desagregação de grãos.

Ao contrário do que se espera dos perfis de solos residuais, os solos de topo, mais maduros, apresentam índices de vazios intermediários entre os valores dos solos de centro e de base.

Fica claro, também, o estado de não saturação de todos os solos, uma vez que os graus de saturação exibiram valores inferiores a 50%, com destaque para o solo MMC que apresentou maior índice de vazios, maior porosidade e menor grau de saturação.

Os índices de vazios apresentaram pouca variação de solo para solo, sendo as máximas diferenças entre os solos do talude JL 0,18 e do talude MM 0,66.

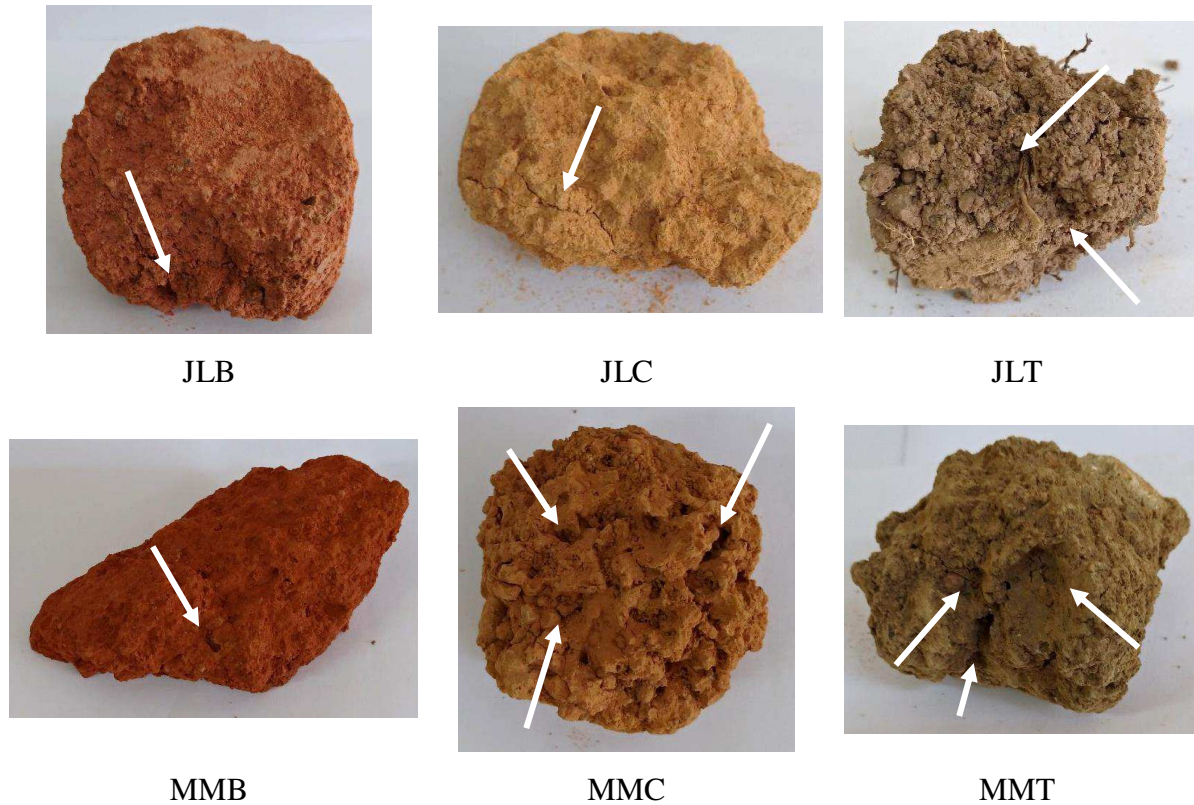


Figura 38 - Demonstração da presença de vazios nas amostras indeformadas

Ao se comparar os teores de umidade de campo e os limites de plasticidade dos solos, onde o solo perde a capacidade de ser moldado e passa a se tornar quebradiço (Item 6.2), observa-se que o teor de umidade natural é, em média, 51,7% inferior ao LP dos solos. Em média, para o talude JL o teor de umidade foi de 17,44% enquanto que o LP foi de 37%, e no talude MM, em média o teor de umidade foi de 16,37% e o LP foi de 31%. Assim sendo, as umidades inferiores ao LP esclarecem o quão quebradiços os solos se apresentaram. Houve dificuldade na coleta e moldagem das amostras indeformadas devido aos solos se partirem com aplicação de força. Além desse potencial de quebra dos solos, os torrões de grãos mostraram-se difíceis de serem desagregados, por consequência, durante o processo de moldagem das amostras para a execução dos ensaios mecânicos houve muita perda de material.

6.7 Grau de intemperismo

De posse dos resultados de fluorescência de raios x, foram encontrados os indicativos de grau de intemperismo dos solos. Esses dados são de grande importância no estudo de solos residuais, visto que o grau de intemperismo indica, o quão transformado encontra-se o solo.

Para tal, foram calculados os índices Ki e Kr dos solos (EMPRAPA, 1997). Os valores encontrados estão relacionados na Tabela 4.

Tabela 4 - Grau de Intemperismo

SOLO	SiO₂	Al₂O₃	Fe₂O₃	Ki	Kr
JLB	44,5%	42,3%	10,6%	1,8	1,5
JLC	44,9%	42,5%	10,9%	1,8	1,5
JLT	46,6%	41,3%	9,1%	1,9	1,7
MMB	46,2%	42,8%	9,0%	1,8	1,6
MMC	44,8%	42,9%	9,3%	1,8	1,6
MMT	45,6%	40,7%	9,1%	1,9	1,7

Os dados apresentados na Tabela 4 referentes ao grau de intemperismo dos solos mostram que todos os solos se apresentam muito intemperizados ($Ki \leq 2$), e os valores de Kr confirmam essa dedução. Para ambos os taludes, os valores de Ki foram de 1,8 para os solos de base e centro e de 1,9 para os solos de topo, portando, tais solos por estarem em camadas mais profundas que o de topo, mostram ser um pouco menos intemperizados. A importância do grau de intemperismo na caracterização dos solos residuais foi explanada nos itens 4.1.1 a 4.1.3. O mesmo ocorre para os valores de Kr, onde para os solos de base e centro o índice foi de 1,6 e para os solos de topo foi de 1,7.

De acordo com o método proposto pela Emprapa (1997), os solos apresentaram-se como muito intemperizados. O intemperismo pelo qual o solo passou está diretamente ligado aos minerais que nele estão presentes. Tal resultado corrobora com a presença da caulinita na fração fina do solo.

Sendo os solos estudados caracterizados como solos residuais, expostos a variados fatores de intemperismo como as elevadas precipitações e o clima tropical úmido, tal resultado era o esperado, e mostrando que os solos estudados são solos residuais maduros.

6.8 Caracterização mecânica

6.8.1 Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado para todos solos objeto deste estudo. Foram realizados ensaios em amostras indeformadas, nas condições não inundada e inundada, a fim de simular os estados natural e saturado dos solos. O objetivo foi encontrar as peculiaridades

referentes a cada estado quanto ao adensamento, além das relações entre os resultados nos diferentes estados.

As Figuras 39 a 42 apresentam os resultados obtidos em termos de curvas que relacionam o índice de vazios com as tensões em escala logarítmica.

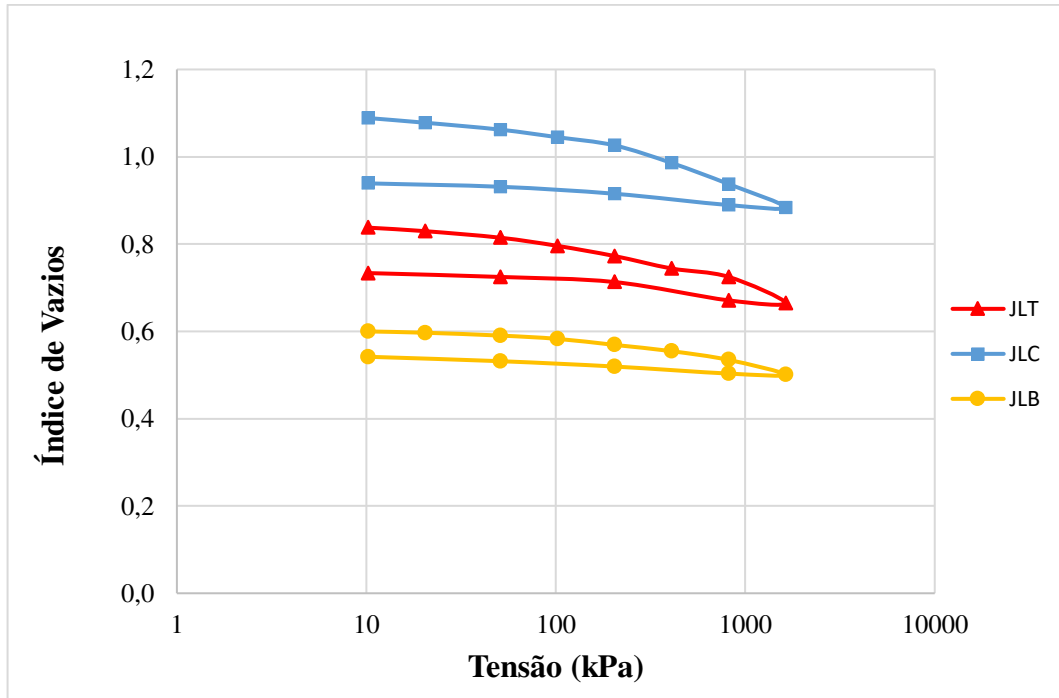


Figura 39 - Curva de Adensamento - João Lourenço - NÃO INUNDADO

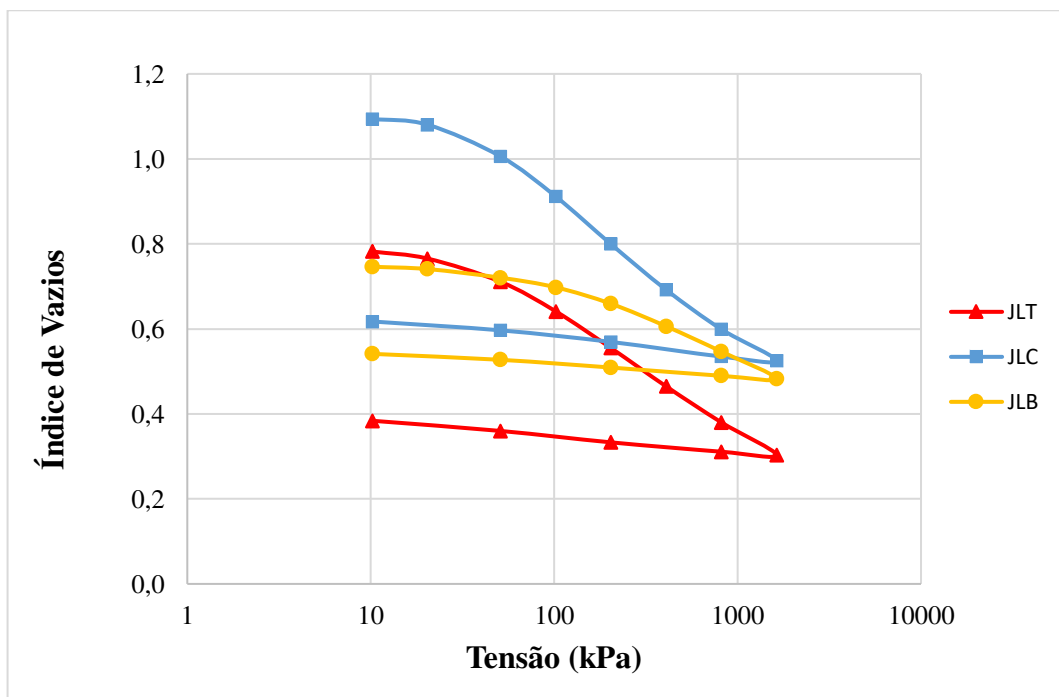


Figura 40 - Curva de Adensamento - João Lourenço - INUNDADO

Quanto aos solos do talude JL, observa-se que estes, quando ensaiados no estado não inundados, apresentam curvas com comportamentos semelhantes, porém a variação dos índices de vazios com a aplicação do incremento de cargas, varia de solo para solo. Esta variação do índice de vazios para cada camada de solo apresenta maior diferença entre o índice de vazios final e inicial referente ao solo JLC, e a menor referente ao solo JLB.

Quando os solos do talude JL são ensaiados na condição inundada, observa-se uma variação nítida nas curvas de adensamento, quando comparadas ao estado não inundado. Nota-se uma melhor definição dos trechos de compressão e recompressão das curvas, ou seja, esses trechos apresentam-se mais acentuados, podendo as amostras serem classificadas como de boa qualidade.

Todos os solos ensaiados na condição inundada mudam bastante de comportamento. O solo JLC apresenta índices de vazios superiores e também a maior variação entre o estado inicial e final. No entanto, o solo JLT, comparando-se os estados não inundado e inundado, apresenta uma variação ainda maior do índice de vazios, passando a ser o solo que exibe o menor índice de vazios ao final do ensaio.

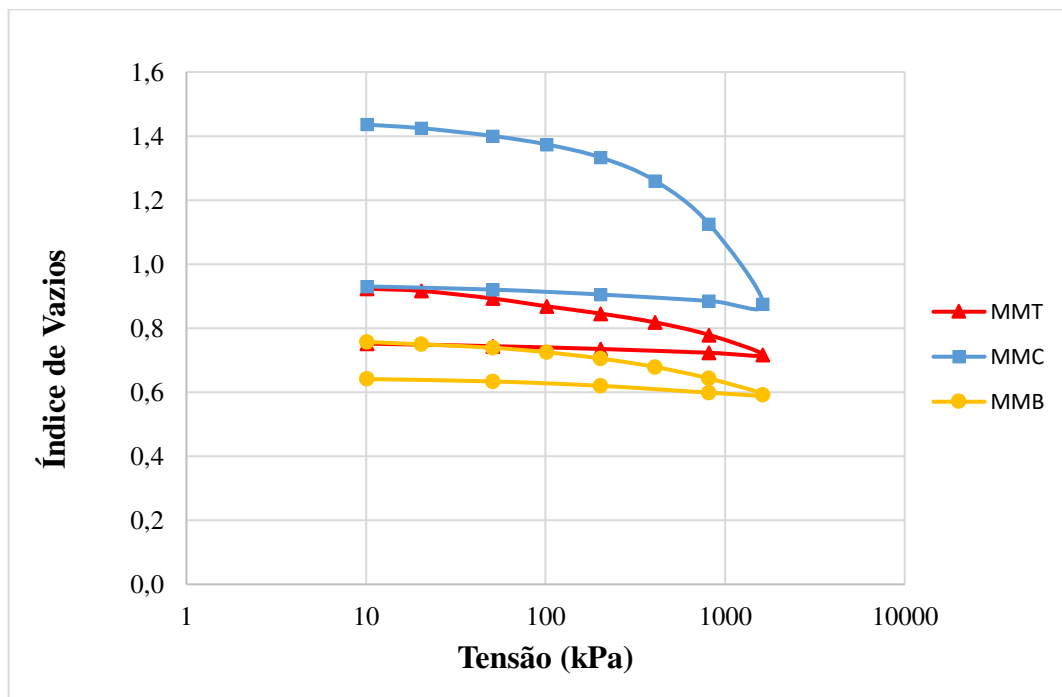


Figura 41 - Curva de Adensamento - Maria Madalena - NÃO INUNDADO

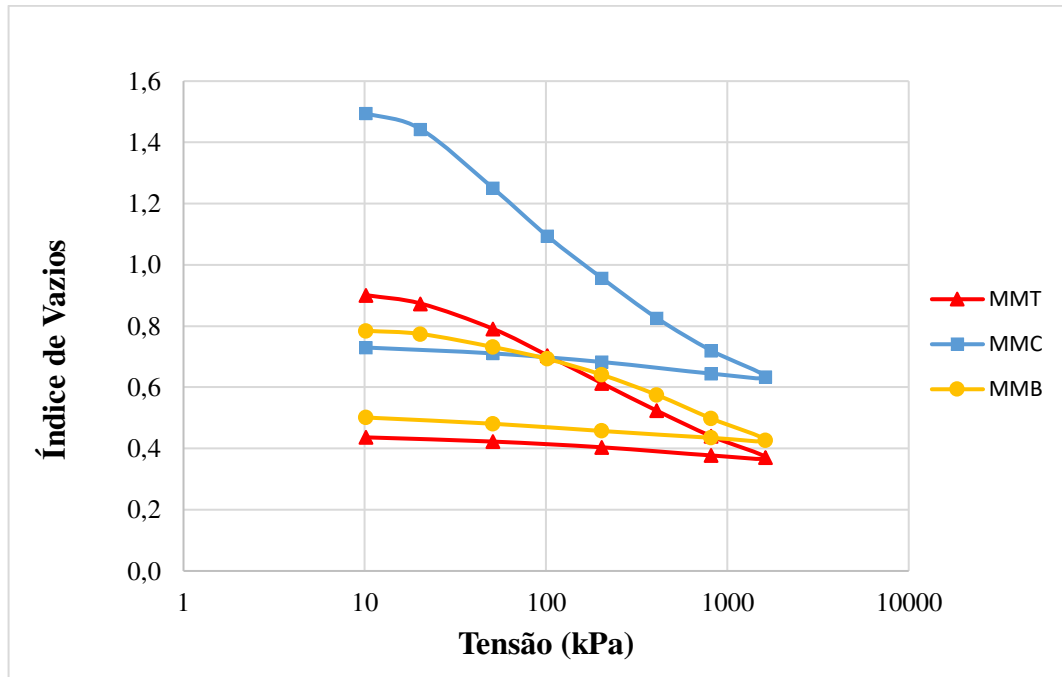


Figura 42 - Curva de Adensamento - Maria Madalena - INUNDADO

Os solos do talude MM, quando no estado não inundado, o comportamento dos índices de vazios é semelhante aos do talude JL, visto que, assim como o talude anterior, o solo MMT apresenta índices de vazios intermediários entre os valores dos solos de centro e de base. No entanto, para o solo MMC, é clara a discrepância dos valores de índices de vazios quando comparados aos solos de topo e base. Mesmo no estado natural, o solo MMC apresentou variação de índices de vazios superior aos outros solos deste talude, e o formato da curva também se diferenciou das demais, sendo especificamente nesse solo, mais fácil de se verificar a reta virgem.

No estado inundado, os solos do talude MM também apresentaram uma mudança nítida de comportamento, as retas de compressão e recompressão tomaram uma melhor definição, e assim como no talude JL, o solo de MMT passou de ter valores intermediários de índices de vazios para ser o solo que apresenta o menor índice de vazios ao final do ensaio. Também os valores dos índices de vazios de ambos os solos desses taludes, ao final do carregamento, tendem a valores próximos uns dos outros, mais especificamente os solos MMB e MMT.

As diferenças nas formas das curvas dos estados não inundados e inundados são comumente encontrados na literatura quando se estuda compressibilidade em solos residuais (Boszcowski, 2008, Borges *et al.*, 2016, Rocha, 2018). Tendo que os solos do estudo são solos residuais maduros e que, de modo geral, apresentam elevados índices de vazios e graus de

saturação baixos, é natural que, quando embebidos por água, sua estrutura mude completamente. Apesar da presença expressiva de grãos finos (argilas e siltes) no solo, no mínimo 41%, suas estruturas também apresentam grande relevância quanto a relação deste solo com a presença de água e a aplicação de cargas.

De posse das curvas de adensamento, foram extraídas as tensões virtuais de pré adensamento (σ_{vm}') e os índices de compressão (Cc) de cada solo, em cada estado de ensaio. Para tal, utilizou-se do método Pacheco Silva, visto que este foi o que melhor se adequou quanto ao formato das curvas, devido a sua maior facilidade de traçado. Os valores desses parâmetros estão indicados na Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros de adensamento

SOLOS	TENSÃO VIRTUAL DE PRÉ – ADENSAMENTO σ_{vm}' (kPa)		ÍNDICE DE COMPRESSÃO Cc	
	Não inundado	Inundado	Não inundado	Inundado
	JLB	150,0	110,0	0,073
JLC	160,0	44,0	0,126	0,335
JLT	131,0	54,0	0,129	0,299
MMB	170,0	110,0	0,120	0,260
MMC	480,0	20,2	0,595	0,541
MMT	280,0	33,0	0,171	0,292

O talude JL apresenta diferenças entre as tensões virtuais de pré adensamento para os estados não inundados e inundados. A primeira diferença é a diminuição da σ_{vm}' do estado não inundado para o inundado. Diferente da relação dos índices de vazios, no estado não inundado o solo JLT apresenta o menor valor de σ_{vm}' , 131 kPa. Entretanto, comparado aos valores obtido para JLC e JLB, os valores da tensão são bem próximos.

Quanto às tensões virtuais de pré adensamento para os solos ensaiados na condição inundada, nota-se que os valores de σ_{vm}' são inferiores aos apresentados pelos solos ensaiados na condição não inundada. Essa diminuição dos valores não é condizente com as tensões apresentadas no estado não saturado, visto que agora, para as amostras inundadas, o solo JLT passa a apresentar um valor intermediário entres os dos outros dois solos (54 kPa), sendo o solo JLB o que apresenta maior valor de σ_{vm}' , 110 kPa, e o JLC o menor valor, 44 kPa.

O solo JLB apresentar a maior tensão de pré adensamento no estado inundado é justificado, pois o solo encontra-se em uma camada mais profunda do perfil. Já as tensões de pré adensamento para JLC e JLT, por apresentarem valores relativamente próximos, imagina-se que os solos dessas duas camadas sejam mais semelhantes entre si, quanto ao histórico de carregamento, percebendo-se também que estes solos em questão exibiram índices de compressão bem próximos em ambos os estados de ensaio, não inundado e inundado.

No talude MM, a diferença entre os valores das tensões de pré adensamento nos estados não inundado e inundados são ainda mais perceptíveis. No caso desse talude, a diminuição de σ_{vm} , que é maior no solo MMC, onde ela diminui de 480 kPa para 20,2 kPa. Como exposto anteriormente, o solo MMC mostrou ter um comportamento diferenciado do esperado, com maior índice de vazios e menor grau de saturação da amostra natural. A presença da água nesse solo em específico, altera consideravelmente sua estrutura e capacidade de suporte.

Assim como o solo MMC, o solo MMT também teve diminuição considerável da σ_{vm} , de 280 kPa para 33 kPa, quando exposto a água. Enquanto o solo MMC diminuiu cerca de 95,8% do valor da tensão de pré adensamento quando inundado, o solo MMT apresentou uma diminuição de 88,2%. Já o solo de base, MMB, apresentou valor igual ao solo de base, JLB, 110 kPa.

Analisando-se os índices de compressão dos solos do talude MM, percebe-se um aumento dos C_c dos solos MMB e MMT quando inundados, já o solo MMC apresenta uma diminuição do C_c .

Foram construídas também as curvas de compressão edométrica, relacionando a deformação axial versus o log da tensão. Tais curvas estão relacionadas das Figuras 43 a 46.

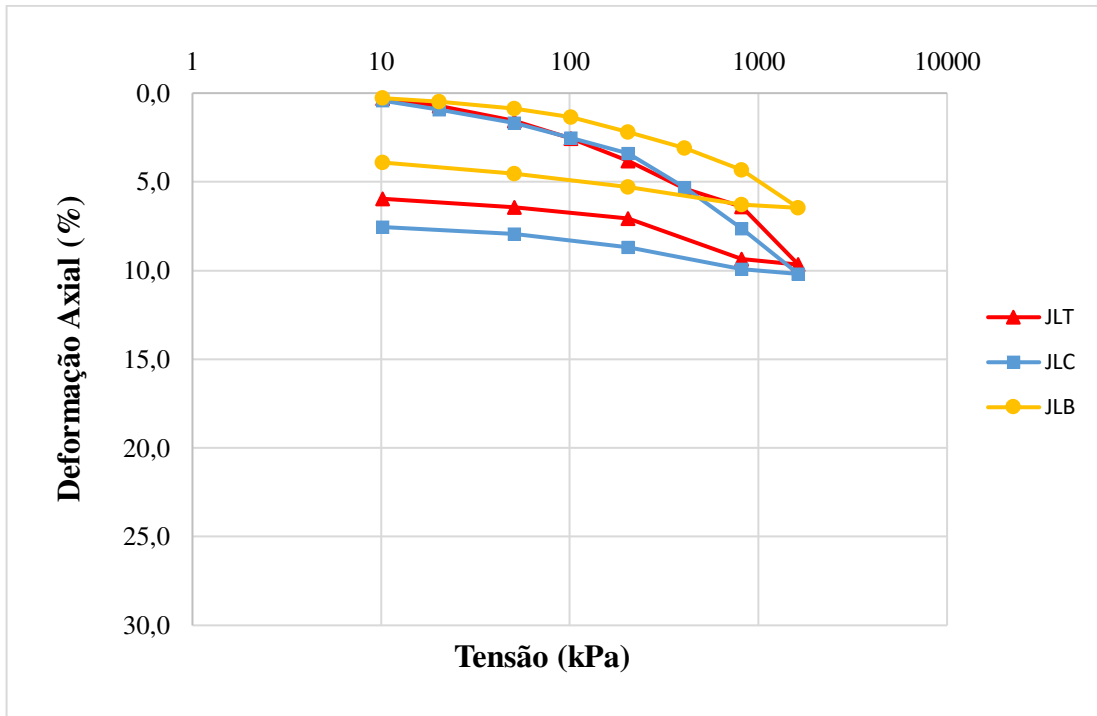


Figura 43 - Curva de Compressão Edométrica - João Lourenço - NÃO INUNDADO

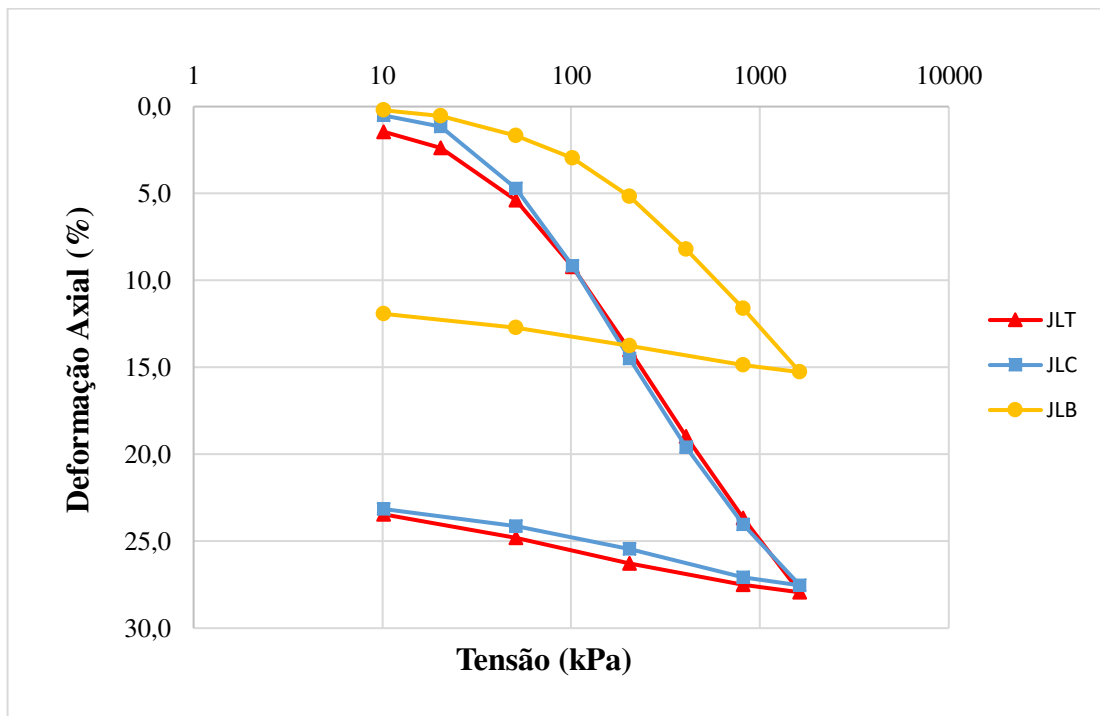


Figura 44 - Curva de Compressão Edométrica - João Lourenço - INUNDADO

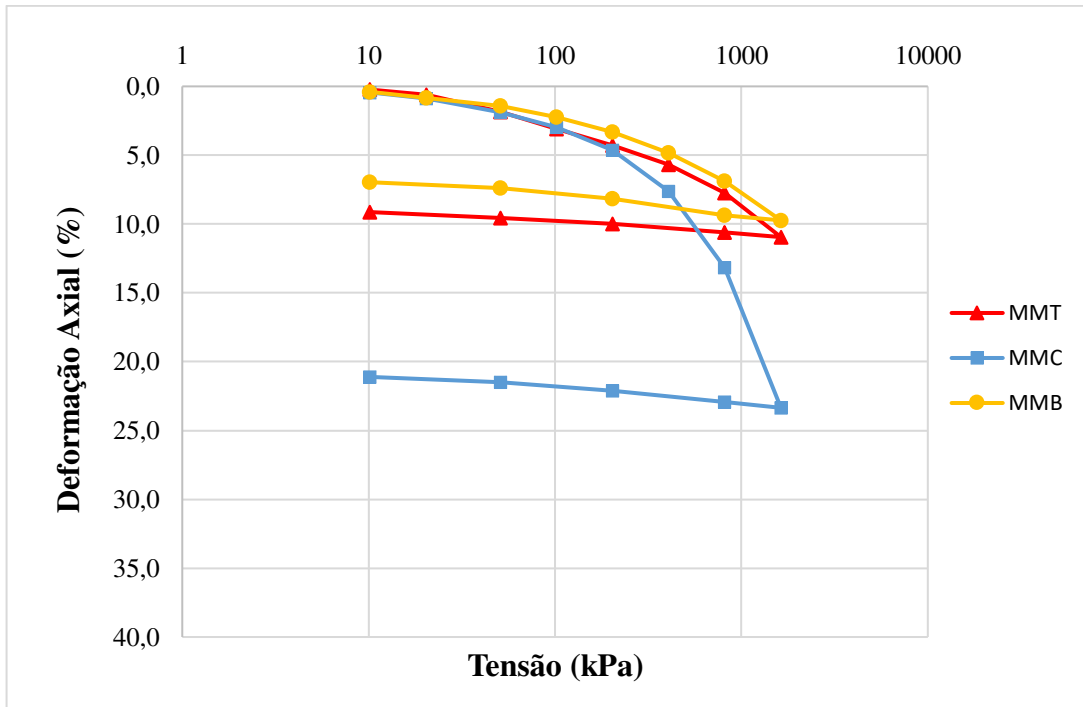


Figura 45 - Curva de Compressão Edométrica - Maria Madalena - NÃO INUNDADO

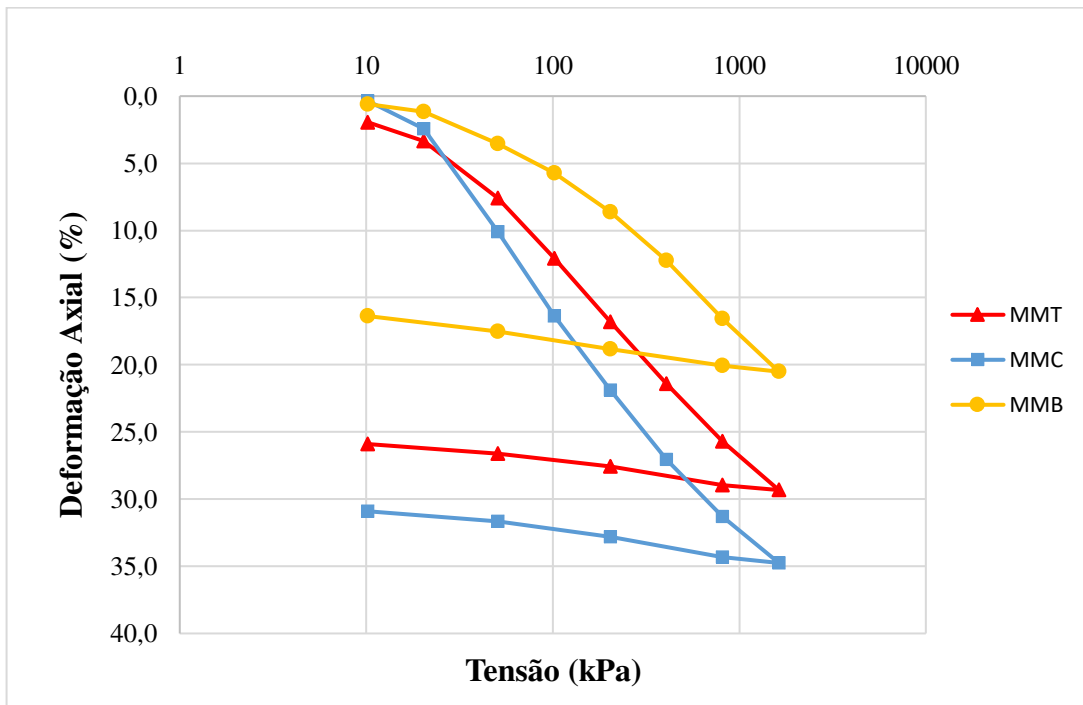


Figura 46 - Curva de Compressão Edométrica - Maria Madalena - INUNDADO

Da análise das curvas apresentadas nas Figuras 43 a 46, que relacionam tensão e deformação, é nítida a diferença entre as curvas dos estados não inundado e inundado. Pode-se

perceber semelhanças quanto ao comportamento dos solos de ambos os taludes quando observados em cada estado de ensaio separadamente.

No estado não inundado, é possível perceber que em ambos os taludes, o solo de centro apresentou maior deformação em relação aos demais, seguido pelos solos de topo e de base respectivamente. Esse comportamento dos solos de centro é plausível, em virtude dos índices de vazios iniciais desses solos serem superiores aos demais, logo, esperava-se que estes sofressem maiores deformações quando submetidos as condições de carregamento idênticas aos demais.

Quanto ao solo MMC, no estado não inundado, mesmo o comportamento sendo semelhante aos do solo JLC, a deformação axial é superior, pois, enquanto o solo JLC sofre uma deformação axial máxima de cerca de 10%, o solo MMC sofre uma deformação de cerca de 23%.

Observando as curvas dos solos do talude JL ensaiados no estado inundado, vê-se semelhanças quanto ao formato das curvas e quanto a dimensão das deformações. No talude JL os solos JLC e JLT apresentaram deformação máxima de praticamente mesma magnitude, cerca de 10%, já o solo de base apresentou menor deformação, em torno de 6%. A deformação inferior do solo de base é esperada, mesmo no estado inundado, pois esse solo apresentou menor índice de vazios inicial.

Comparando-se as deformações dos solos do talude JL nos estados não inundado e inundado, é clara a diferença. Todos os solos apresentaram maiores deformações quando inundados, maior diminuição do índice de vazios devido a um provável rearranjo das partículas dos solos, além de mudança visível do formato das curvas. Dessa forma, a presença da água demonstrou modificar a estrutura dos solos, influenciando na perda de interação entre as partículas.

No talude MM, no estado não inundado, ocorreu maiores deformações axiais ao final do ensaio, comparadas as dos solos do talude JL, para os solos de base, centro e topo, a destaque o solo de centro, que como dito anteriormente, sofreu maior deformação.

Já nas curvas do ensaio do estado inundado, o solo de centro, MMC, também apresentou maior deformação, cerca de 35%, seguido por 29% e 20% dos taludes MMT e MMB respectivamente.

Comparando-se as deformações dos solos do talude MM nos estados não inundado e inundado, o formato das curvas difere-se nitidamente. Isso demonstra que os solos deste talude também apresentam modificações na sua estrutura, quando imersos em água.

No entanto, diferente dos solos do talude JL, onde as deformações no estado inundado mais do que dobram de valor, os solos do talude MM no máximo dobram de deformação quando inundados. O solo MMC, em específico, passa de 23% na condição não inundada para 35% na inundada, indicando que há um aumento significativo da compressibilidade desse solo quando imerso em água, porém esse aumento não é tão maior quanto os dos outros solos deste mesmo talude.

Quanto a variação dos índices de vazios em solos residuais, Coutinho (2019) em seu estudo encontrou variações dos índices de vazios em ensaios de adensamento com estágios de carregamento de 10 kPa a 1280 kPa, de cerca de 28%, com índices de vazios iniciais variando de 0,75 a 0,53. Silveira (1993), em o ensaio de adensamento com estágios de carregamento de 6,75 kPa a 800 kPa, apresentou solos residuais com índices de vazios iniciais entre 1,1 e 1,2 e variações desses valores durante o ensaio de cerca de 50%. Tanto os valores dos índices de vazios iniciais quanto a variação desse parâmetro durante o ensaio apresentados por esses autores assemelham-se aos valores encontrados nos solos dos taludes JL e MM, do estudo em questão.

Corroborando com o valor do índice de vazios superior do solo MMC, este solo mostrou-se como o mais compressível, de acordo com o ensaio de adensamento. Assim, apesar da gênese dos solos ser basicamente a mesma, eles apresentam comportamentos diferenciados quando submetidos a carregamento.

De forma geral, os solos apresentaram tensões de pré adensamento virtuais bastante baixas (< 110 kPa), e os valores variaram dependendo da camada de solo ensaiada. Em geral, os solos de base apresentaram valores de σ_{vm} , mais altos, 110 kPa para ambos os solos JLB e MMB. No entanto, diferente do esperado, os solos de centro, e não os de topo, apresentaram os menores valores de σ_{vm} , sendo de 44 kPa para o solo JLC e de 20,2 kPa para o solo MMC.

A Tabela 6 apresenta a variação do módulo de deformabilidade edométrico (M) de cada solo com o carregamento (10 kPa a 1600 kPa) para a condição inundada, onde:

$$M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{1}{m_v} \quad \text{Equação (12)}$$

Tabela 6 - Módulo de deformabilidade edométrico no carregamento na condição inundada

SOLOS	MÓDULO EDOMÉTRICO (M) (kPa)								ΔM (kPa)
	CARGAS (kPa)								
	10	20	50	100	200	400	800	1600	
JLB	4621	3226	2586	3876	4525	6601	11748	21888	17267
JLC	2127	1550	844	1117	1877	3916	9046	22750	20623
JLT	697	1093	1014	1298	2098	4003	8527	18776	18079
MMB	1705	1709	1268	2288	3466	5487	9302	20227	18521
MMC	2745	482	390	796	1823	3862	9413	23225	20480
MMT	521	707	706	1112	2127	4347	9279	22125	21604

Percebe-se que todos os solos sofreram variação de M com o carregamento. O valor mínimo de ΔM foi para o solo JLB (17267 kPa) e o valor máximo foi para o solo MMT (21604 kPa). Seguindo-se um raciocínio lógico, no talude MM, o solo com menor deformabilidade foi o de base e o de maior deformabilidade o de topo. No entanto, o mesmo não ocorre para o talude JL, visto que o solo de maior deformabilidade foi o de centro, de acordo com a variação de M.

No geral, o módulo de deformabilidade edométrica aumenta com o aumento da carga aplicada, indicando que a rigidez do solo aumenta ao aumento de carregamento. Resultados semelhantes foram encontrados por Pozzebon (2017), em que foram realizados ensaios de adensamento para solos residuais da região de São Paulo – SP.

Em alguns casos, como por exemplo para os solos JLB, JLC e MMC, o M diminuiu com o aumento da carga de 10 kPa para 20 kPa, porém, seguiu crescente com a aplicação das cargas seguintes.

6.8.1.1 Velocidade do Adensamento

A fim de obter a velocidade do adensamento, representada pelo coeficiente de adensamento c_v , no estágio inicial do carregamento, 10 kPa, foi determinado t_{90} para cada solo, de acordo com a metodologia proposta por Taylor (1948). A escolha do carregamento de 10kPa para os cálculos deu-se pois esta é a primeira carga a qual os solos são submetidos, portanto, representa o estágio mais próximo do estado natural do solo in situ que se pôde obter. O uso desse método deu-se, pois, as curvas de altura dos corpos de prova versus raiz do tempo

apresentavam aspectos de melhor visibilidade, portanto o método se mostrou mais adequado para o caso do estudo em questão.

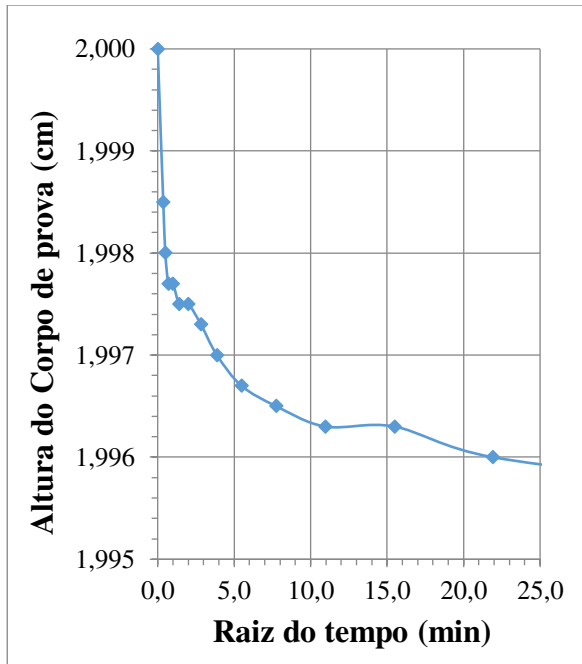
O valor do t_{90} foi obtido apenas para as amostras ensaiadas no estado inundado, entretanto, ainda assim sua obtenção mostrou-se difícil, visto a rapidez com que os recalques ocorriam. As Figuras de 47(a), 47(b) e 47(c) e 48(a), 48(b) e 48(c) apresentam os aspectos dos gráficos de Taylor construídas para cada solo no estado inundado.

Uma vez determinado o valor de t_{90} de cada solo, seguiu-se para a determinação do coeficiente de adensamento c_v . Para tal, foi necessário a determinação do coeficiente de compressibilidade, a_v , e do coeficiente de variação volumétrica, m_v . O coeficiente a_v foi encontrado a partir dos índices de vazios referentes ao carregamento de 10 kPa e o coeficiente de variação volumétrica foi determinado a partir dele e do índice de vazios inicial de cada solo.

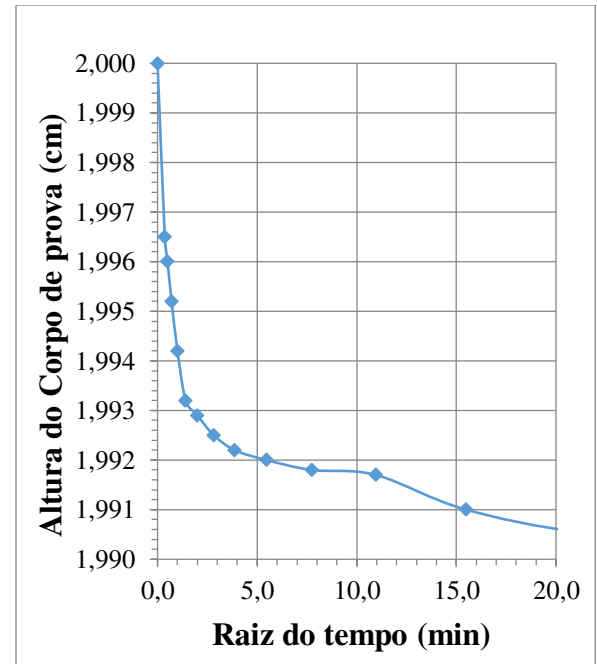
Finalmente, de posse desses parâmetros, foi possível calcular o coeficiente de adensamento de cada solo. Também foi encontrada a permeabilidade k de cada solo. Os valores desses parâmetros dos solos, bem como o coeficiente de adensamento para cada um deles, estão relacionados na Tabela 7.

Tabela 7 - Parâmetros de compressibilidade dos solos

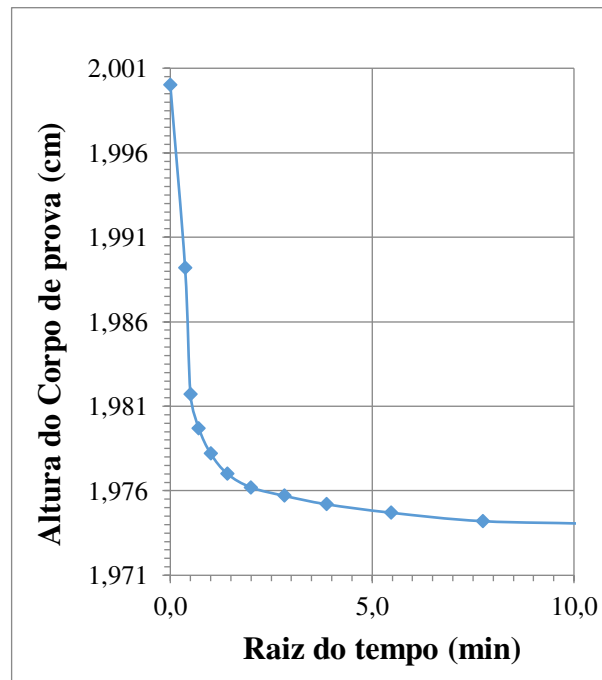
SOLOS	e_o	e_f	a_v (m ² /kN)	m_v (cm ² /kN)	t_{90} (s)	c_v (x10 ⁻² cm ² /s)	k (x10 ⁻⁷ cm/s)	Δc_v (x10 ⁻² cm ² /s)
JLB	0,750	0,746	0,0004	2,2	38,4	2,2	4,68	0,5
JLC	1,104	1,094	0,0010	4,7	101,4	0,8	3,85	0,4
JLT	0,808	0,782	0,0026	14,3	20,2	4,2	0,59	1,8
MMB	0,795	0,784	0,0011	5,9	60,0	1,4	8,12	0,4
MMC	1,504	1,495	0,0009	3,6	20,2	4,2	0,15	2,2
MMT	0,938	0,901	0,0037	19,2	60,0	1,4	0,27	0,6



(a)

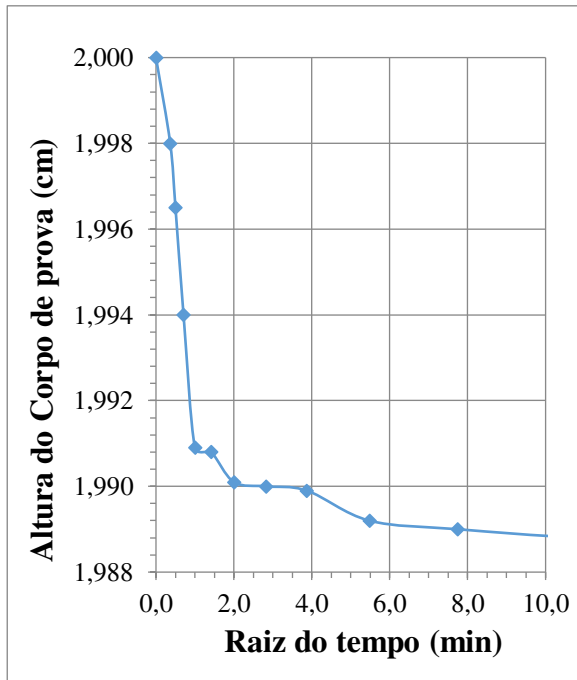


(b)

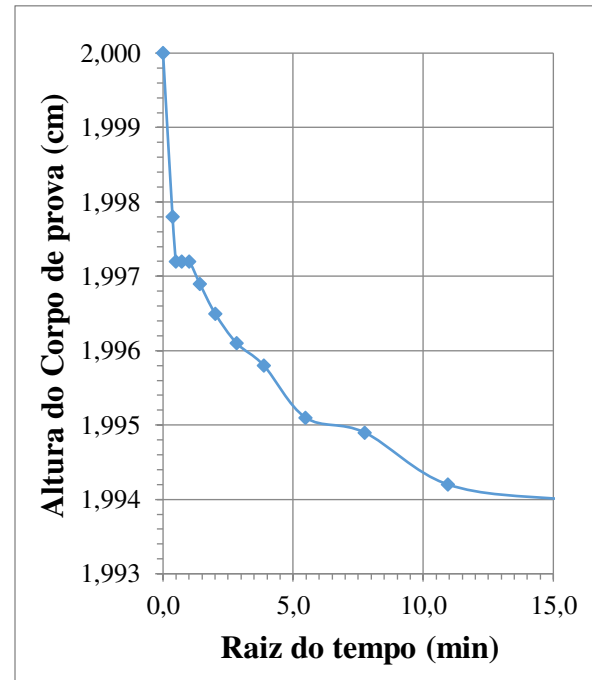


(c)

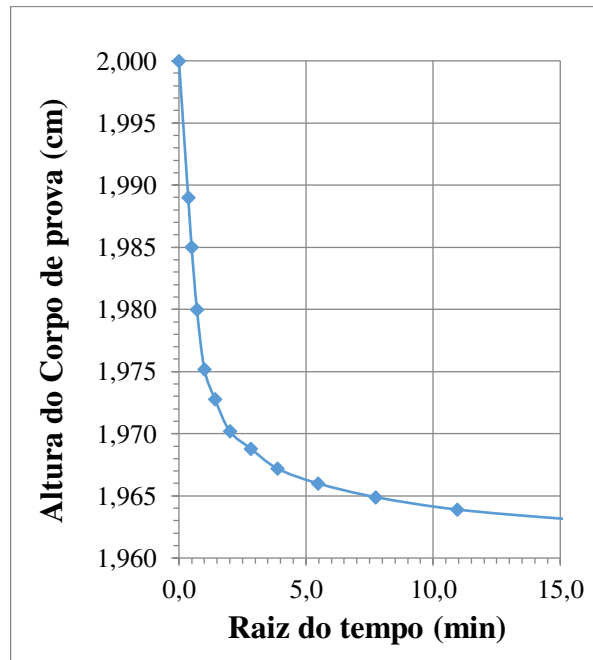
Figura 47 - Aspectos do gráfico de Taylor: (a) JLB (b) JLC (c) JLT



(a)



(b)



(c)

Figura 48 - Aspectos do gráfico de Taylor: (a) MMB (b) MMC (c) MMT

Assim sendo, a partir das análises dos coeficientes de adensamento c_v , pode-se dizer que estes apresentaram valores elevados. Estes valores indicam um adensamento primário instantâneo, portanto a dissipação das poropressões também é quase que imediata. Valores também elevados de c_v foram apresentados em outros estudos com solos residuais siltosos, como o de Silveira (1993) e Clementino (1993), onde nesse último, os valores encontrados foram na ordem de $8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Nota-se que, quanto ao parâmetro c_v , os do talude JL apresentam valores diferentes para cada camada, sendo o maior valor referente ao solo JLT. Algo interessante nesse talude é que o solo JLC apresentou o menor valor do c_v ($0,8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$) apesar desse solo apresentar algumas das maiores deformações do ensaio de adensamento.

Já o talude MM, mais uma vez os solos apresentam comportamento diferenciado. No caso, os solos MMB e MMT apresentaram valores iguais para o coeficiente de adensamento e o solo MMC apresentou o maior valor entre os demais para este talude ($4,2 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$).

Os valores de permeabilidade dos solos (k) corresponderam aos típicos de areias muito finas e siltes, ou mistura de ambos, e argilas, de acordo com A. Casagrande e R. E. Fadum (1944), condizentes com as classificações dos solos do estudo. Os maiores valores encontrados foram referentes aos solos de base de ambos os taludes, já o menor valor foi o do solo MMC, $0,15 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$.

A dissipação das poropressões em todos os solos mostrou-se extremamente rápida, ocorrendo em t_{90} menor que 2 minutos. O solo MMC apresentou o menor tempo de dissipação das poropressões, $t_{90} = 20,2 \text{ s}$ para o talude MM, e o solo JLT, também, $t_{90} = 20,2 \text{ s}$, para o talude JL.

Os valores de c_v elevados encontrados para os solos, demonstram que a dissipação das poropressões decorrentes das deformações cisalhantes sofridas em campo, provavelmente processa-se de maneira muito rápida. Os valores c_v no solo variaram com uma diferença de $3,4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ para o talude JL e $2,8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ para o talude MM. Os solos JLT e MMC apresentaram os maiores valores de c_v e iguais, $4,2 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$. De acordo com Silveira (1993), os valores elevados de c_v indicam que os movimentos de massa nesses taludes devem ocorrer em condições essencialmente drenadas, e as tensões efetivas de ocorrência desses movimentos deverão ser obtidas considerando-se apenas as poropressões determinadas pela rede de percolação de água dos taludes.

6.9 Colapsibilidade

6.9.1 Indicativo de colapso

Devido as deformações tão distintas entre os estados não inundando e inundado do ensaio de adensamento, suspeitou-se que os solos pudessem ser colapsíveis. Para melhor visualizar as diferenças entre as deformações dos solos em ambos estados, foram construídos gráficos de sobreposição das curvas de deformação axial versus tensão. As Figuras de 49 a 54 apresentam as curvas nos estados não inundado e inundado sobrepostas para cada solo.

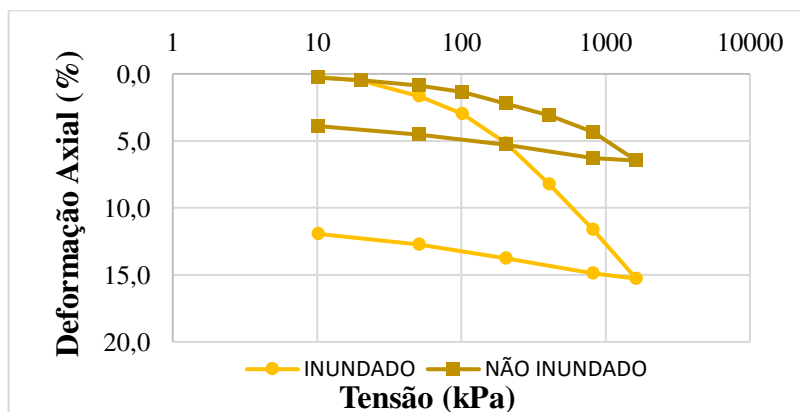


Figura 49 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – JLB

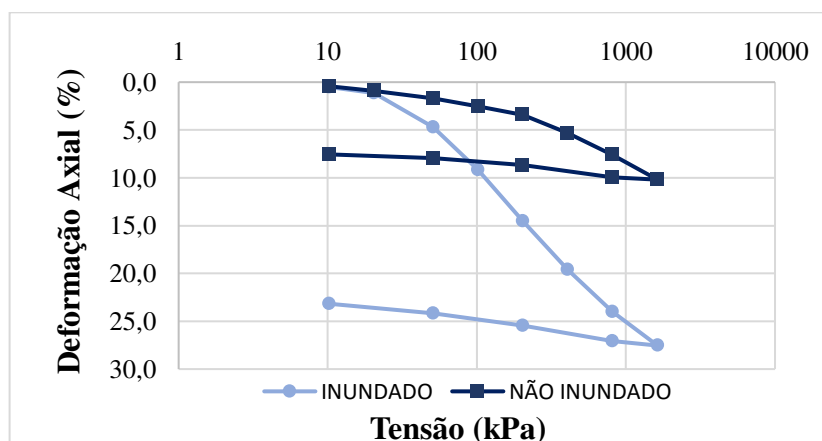


Figura 50 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – JLC

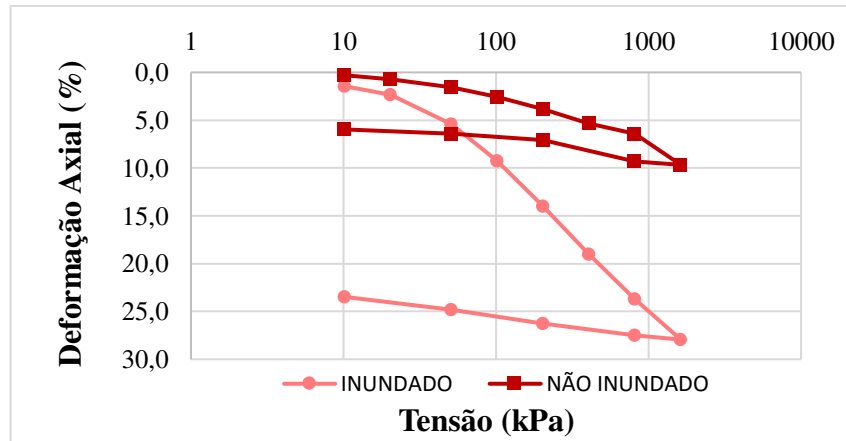


Figura 51 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – JLT

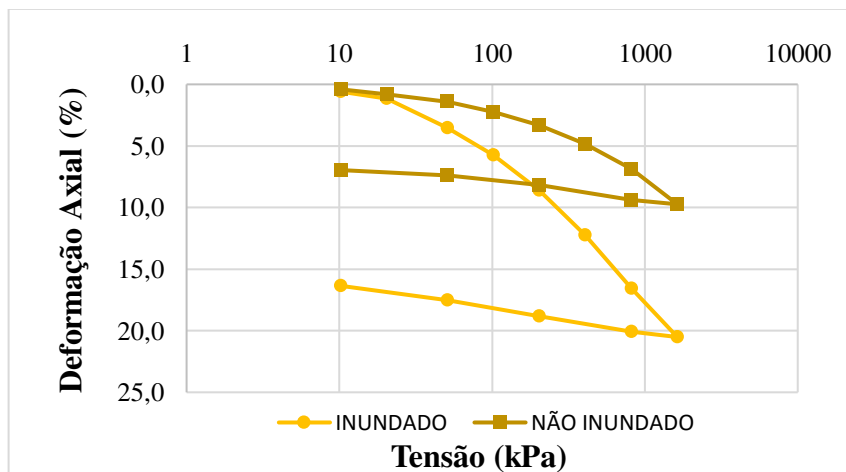


Figura 52 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – MMB

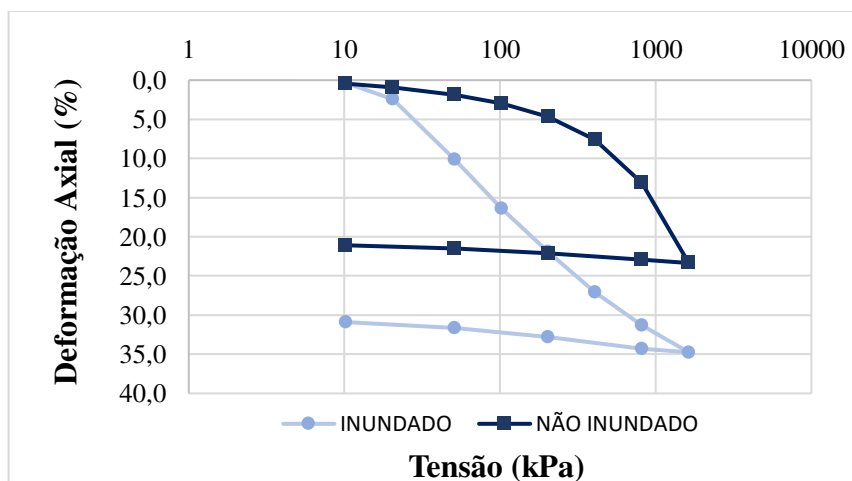


Figura 53 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – MMC

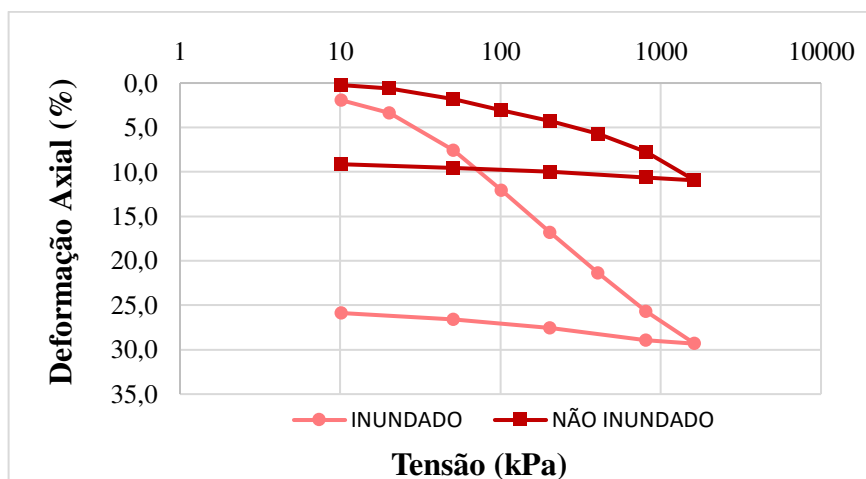


Figura 54 - Sobreposição das curvas de compressão edométrica – MMT

Nas Figuras 49 a 54, fica nítida a maior deformabilidade dos solos imersos em água, quando compara-se com a deformabilidade dos mesmos ensaiados no seu estado natural. Essa discrepância varia, em diferença de deformabilidades máximas, de 8,8% a 18,3%, e pode ser um indicativo da colapsibilidade desses solos.

Com a variação das deformações de cada solo nos diferentes estados de inundação, a fim de melhor verificar a existência da possibilidade dos solos serem colapsíveis, foram utilizados alguns métodos indiretos para indicativos de colapso nos solos. Esses métodos são baseados apenas em parâmetros quantitativos como índices físicos e de consistência dos solos. Os métodos usados e os critérios para que o solo seja considerado colapsível estão relacionados no Quadro 9.

Quadro 7 - Métodos e critérios de colapso

MÉTODO	CRITÉRIO	SOLO COLAPSÍVEL
Denisov (1951)	$K = \frac{G_s * LL}{100 * e_o}$	$0,5 < K < 0,75$
Priklonskij (1952)	$K = \frac{LL * w_o}{IP}$	$K < 0$
Feda (1960)	$K = \frac{\frac{100 * w_o}{S_o} - LP}{IP}$	$S_o < 60\%$ $K > 0,85$
Buiding Code, Feda (1966)	$K = \frac{e_o - \frac{G_s * LL}{100 * e_o}}{1 + e_o}$	$S_o < 60\%$ $K < -0,1$
Gibbs e Bara (1967)	$K = \frac{e_o * 100}{G_s * LL}$	$K > 1,00$

Foram realizados os cálculos inerentes a cada método e para cada solo, estes foram determinados como não colapsível ou colapsível. Os parâmetros utilizados para os cálculos estão relacionados na Tabela 8, os valores de K para cada método estão na Tabela 9 e os resultados de colapsibilidade estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 8 - Parâmetros dos solos usados

Parâmetros	SOLOS					
	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
LL	51	50	43	47	43	39
LP	43	39	30	32	31	30
IP	8	11	13	15	12	9
Umidade <i>in situ</i> (w_o)	17,36	19,07	17,44	19,43	13,92	16,37
Grau de Saturação <i>in situ</i> (S_o)	42,98	47,28	37,24	49,37	22,64	36,58
Massa Específica Relativa (G_s)	2,574	2,715	2,607	2,695	2,801	2,695
Índice de Vazios <i>in situ</i> (e_o)	1,04	1,10	1,22	1,06	1,72	1,21

Tabela 9 - Valores de K

K	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Denisov (1951)	1,263	1,240	0,918	1,194	0,699	0,872
Priklonskij (1952)	4,205	2,812	1,966	1,838	2,423	2,514
Feda (1960)	-5,325	-3,509	-2,272	-2,107	-2,532	-3,284
Buiding Code, Feda (1966)	5,644	1,517	-1,370	2,201	-1,416	-1,624
Gibbs e Bara (1967)	0,792	0,807	1,089	0,837	1,430	1,147

Tabela 10 - Resultados de colapsibilidade

MÉTODO	JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Denisov (1951)	N	N	N	N	N	N
Priklonskij (1952)	N	N	N	N	C	N
Feda (1960)	N	N	N	N	N	N
Buiding Code, Feda (1966)	N	N	C	N	C	C
Gibbs e Bara (1967)	N	N	C	N	C	C
Legenda:	Não Colapsível – N					
	Colapsível - C					

Através dos métodos indiretos de avaliação de colapsibilidade dos solos apresentados no Quadro 9, três solos mostraram ser possíveis solos colapsíveis em dois métodos ou mais. Tais solos foram o JLT do talude JL, e os MMC e MMT do talude MM. O solo MMC foi identificado como colapsível em três dos cinco métodos utilizados. Devido aos resultados

encontrados foi preferido realizar-se o ensaio de colapso para determinação mais precisa dessa característica nos solos.

6.9.2 Potencial de Colápsio

As curvas deformação axial versus tensão geradas no ensaio de potencial de colapso estão mostradas nas Figuras 55 a 60. Com base nos resultados do ensaio foi calculado o PC% de cada solo, que é a deformação axial do solo devido a inundação sob tensão (Equação 07). O solo é considerado colapsível quando o PC(%) é maior do que 2% (VARGAS, 1978). Os valores da variação de altura dos corpos de prova de solo, bem como seus respectivos potenciais de colapso (PC%) estão apresentados na Tabela 11.

De acordo com o proposto por Vargas (1978), apesar dos métodos quantitativos identificarem apenas três solos com possível indicativo de solo colapsível, o método laboratorial indica que todos os solos, de ambos os taludes, foram considerados solos colapsíveis, com PC% superiores a 2%. O solo com menor PC% foi o solo JLC, com 3,63% de potencial de colapso, já o solo com maior PC% foi o MMC, com 13,06%, seguido pelo solo JLT com 10,63%.

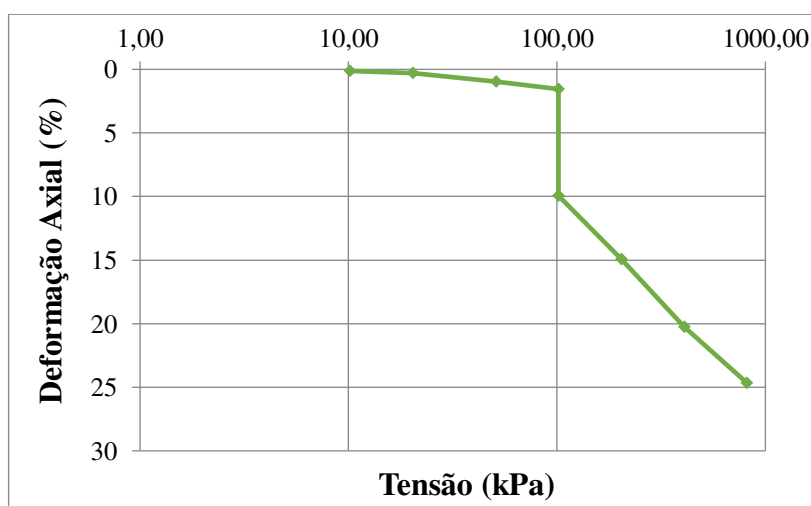


Figura 55 - Curva colapso – JLB

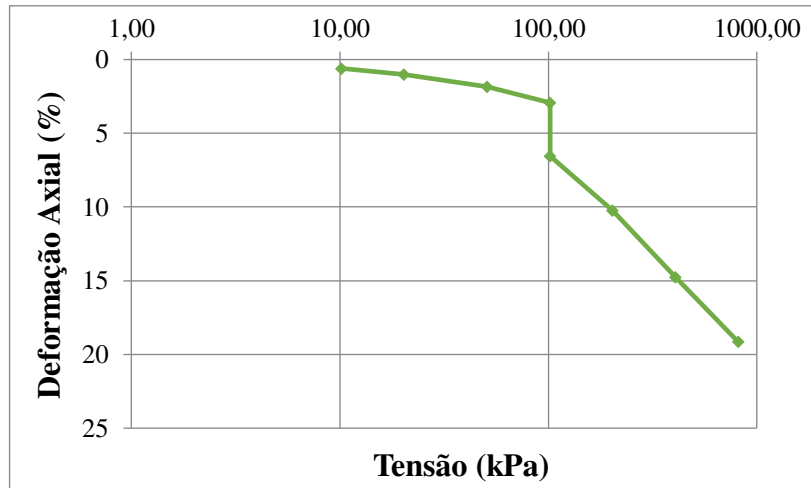


Figura 56 - Curva colapso – JLC

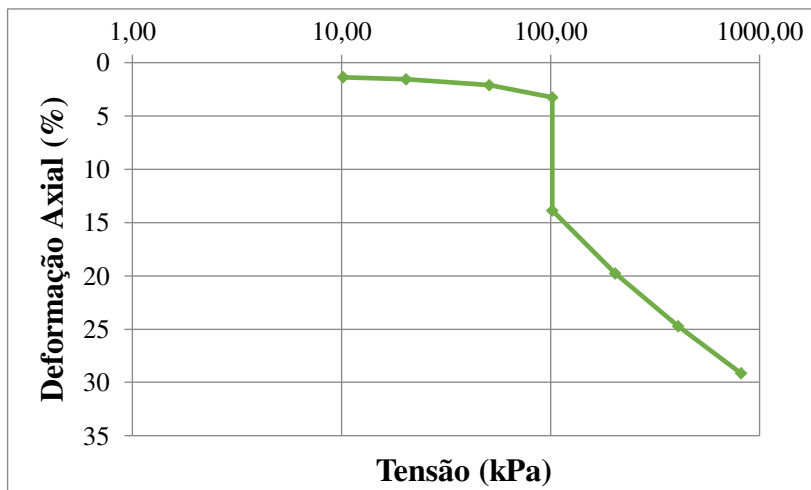


Figura 57 - Curva colapso – JLT

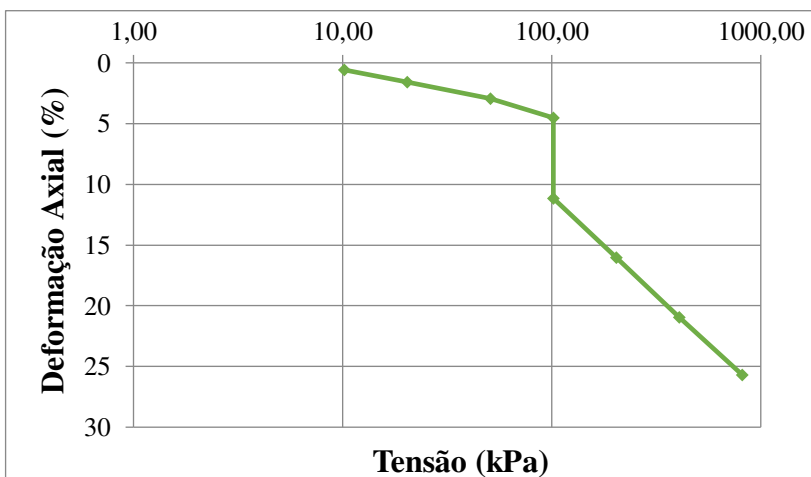


Figura 58 - Curva colapso – MMB

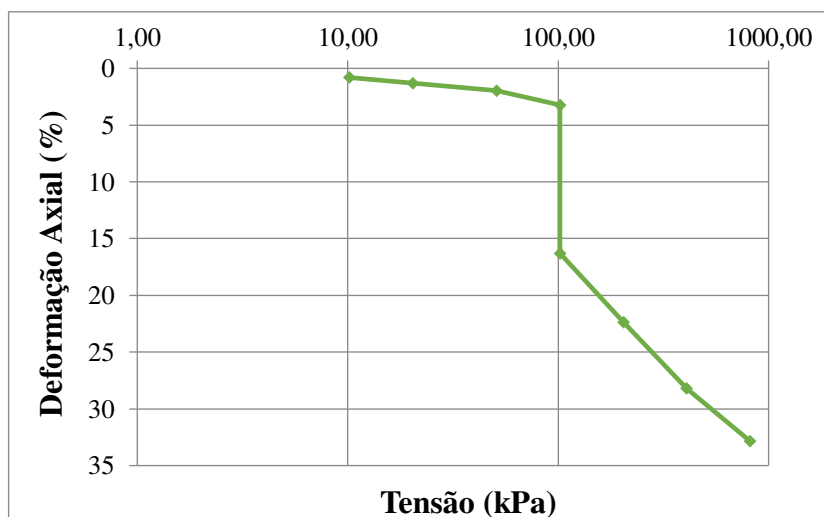


Figura 59 - Curva colapso – MMC

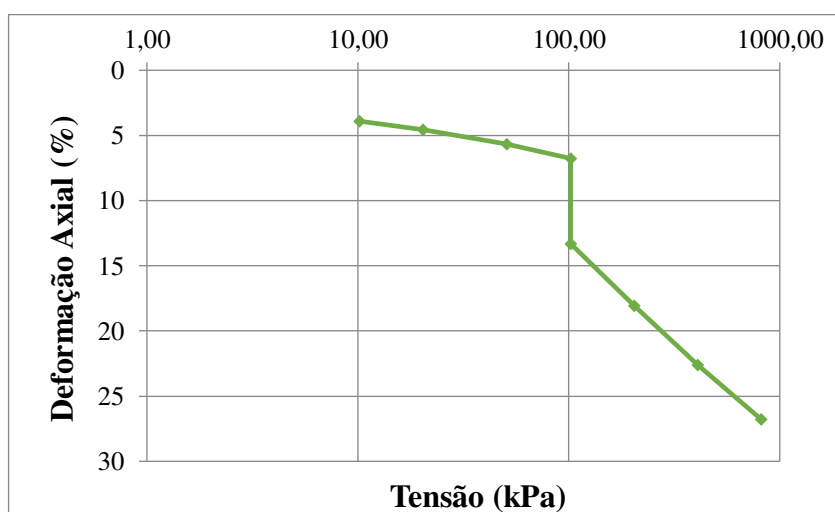


Figura 60 - Curva colapso – MMT

Tabela 11 - Potencial de colapso dos solos

SOLOS	ΔH (mm)	PC %
JLB	1,68	8,39
JLC	0,73	3,63
JLT	2,13	10,63
MMB	1,33	6,64
MMC	2,61	13,06
MMT	1,31	6,55

Novamente o solo MMC demonstrar ser o solo mais susceptível a deformações, e sendo este solo o que apresenta o maior PC%, expressivamente superior ao mínimo proposto por Vargas (1978) de 2%, entende-se que esse solo em questão pode gerar instabilidades no talude MM, levando-o a movimentos de massa quando exposto a situações como eventos de altas precipitações, comum no município de Areia, e demais causas de intemperismo.

Alguns eventos de movimentos de massa nesse talude foram relatados por moradores do local. Durante os dois anos de pesquisa, em visitas ao local, foram relatados 2 eventos, um em cada ano do estudo (2018 e 2019). Esses eventos ocorreram após dias de chuva intensa no município, entre os meses de maio e julho. O potencial de colapso do solo MMC demonstra ter uma relação muito próxima a esses eventos, visto que quando imerso em água ele demonstra tal comportamento de colapsibilidade, podendo ser ele o responsável pelas instabilidades no talude MM.

O critério de Pells *et al.* (1975), utilizado internacionalmente, onde a colapsibilidade do solo é qualificada de acordo com a gravidade dos problemas esperados, classifica o nível dos problemas em cinco categorias: Nenhum Problema ($0 < PC < 1$); Moderado ($1 < PC < 5$); Problemático ($5 < PC < 10$); Grave ($10 < PC < 20$); Muito grave ($PC > 20$). Dessa forma, os solos estudados apresentam-se entre os níveis de gravidade de moderado a grave, e o solo MMC em específico, em nível de colapsibilidade grave.

Os perfis de solos residuais lateríticos são originados da desagregação e alteração de rochas de origem pela ação do intemperismo. Esses materiais podem apresentar grãos de tamanhos variados, entre matacões até argilas. Portanto, solos colapsíveis que são originados a partir de sedimentações químicas e rochas ígneas básicas tendem a apresentar granulometria mais argilosa, já aqueles formados por meio da alteração de rochas sedimentares possuem granulometria mais grosseira, enquanto que os solos de origem de rochas ígneas ácidas costumam apresentar granulometria mais arenosa (LOLLO, 2008).

Esse tipo de solo pode ser considerado potencialmente colapsível pois a lixiviação das camadas superficiais gera camadas com porosidades alta, devido a presença de macroporos, com massa específica considerada baixa e baixo teor de umidade. Portanto, é possível encontrar valores relativamente altos de potencial de colapso para esses solos, como por exemplo o trabalho de Santos Jr. (2016), encontram-se valores de potencial de colapso entre 4 e 9.

De posse dessas informações, percebeu-se, portanto, que os solos das áreas estudadas são altamente colapsíveis, visto que as avaliações de colapso indicaram valores significativamente altos de potencial de colapso para os solos.

6.10 Resistência ao Cisalhamento

Para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos foram realizados ensaios de cisalhamento direto, às tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, nas condições não inundada e inundada.

Ao todo foram moldadas 36 amostras de solo para os ensaios de cisalhamento direto, 18 para a condição não inundada e 18 para a condição inundada. Estas amostras condizem a 6 corpos de prova para cada solo, sendo 3 para cada condição de saturação. Alguns ensaios precisaram ser repetidos, por razões de rompimento prematuro da amostra, não possibilidade de finalização do ensaio, pontos fora da curva, entre outros motivos.

6.10.1 Cisalhamento direto na umidade natural

Os ensaios realizados na condição não inundada simulam as condições naturais do solo em campo. Vale salientar que a condição em campo comentada nesse trabalho diz respeito a condição de coleta das amostras, tendo em vista que os solos em si passam por diversas condições de umidade em campo, pois são solos expostos a variações constantes de temperatura, precipitação e demais causas de intemperismo.

Primeiramente serão apresentados os resultados dos ensaios do talude JL, das Figuras 61 a 69 e em seguida os resultados do talude MM, para um melhor entendimento e separação dos solos de cada talude. Os resultados são apresentados por meio das curvas típicas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal ($\tau \times d_h$), tensão cisalhante/tensão normal versus deslocamento horizontal ($\tau/\sigma \times d_h$) e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal ($d_v \times d_h$).

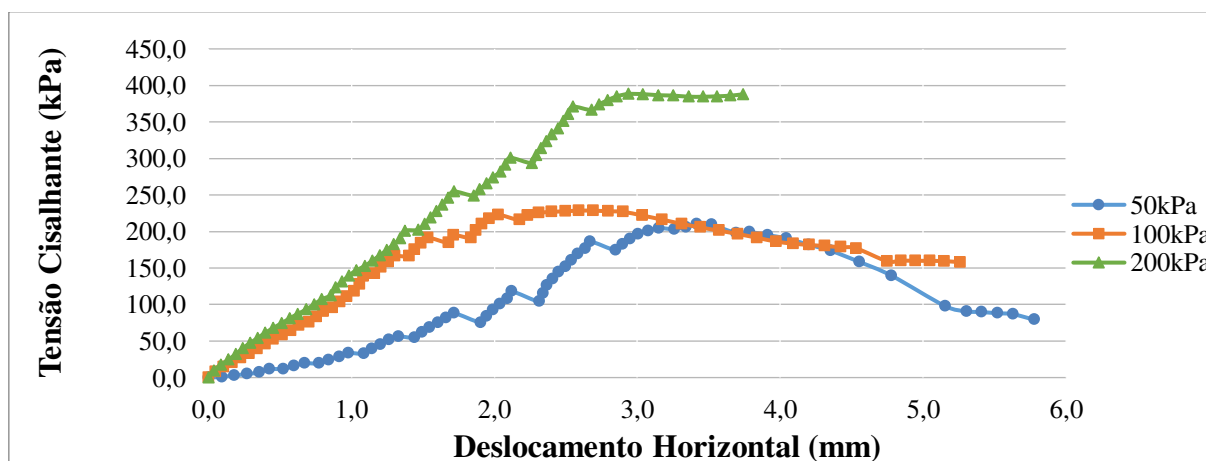


Figura 61 - Cisalhamento direto - JLB - NÃO INUNDADO

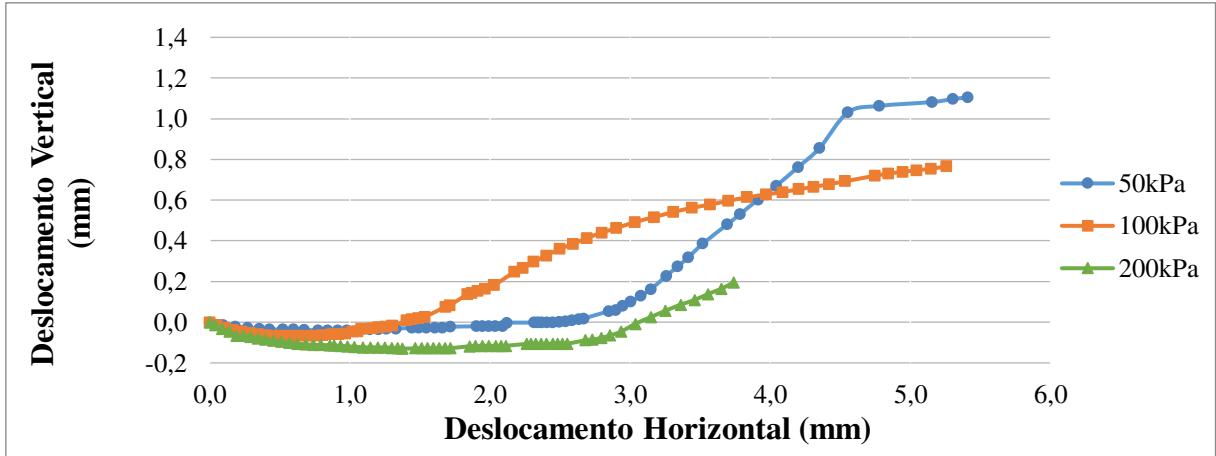


Figura 62 - Relação entre deslocamentos - JLB - NÃO INUNDADO

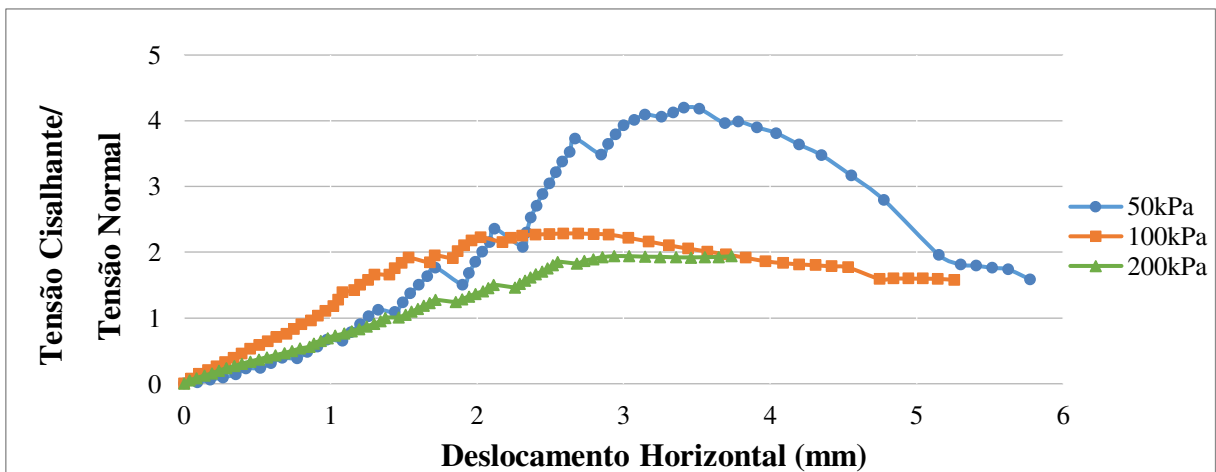


Figura 63 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLB - NÃO INUNDADO

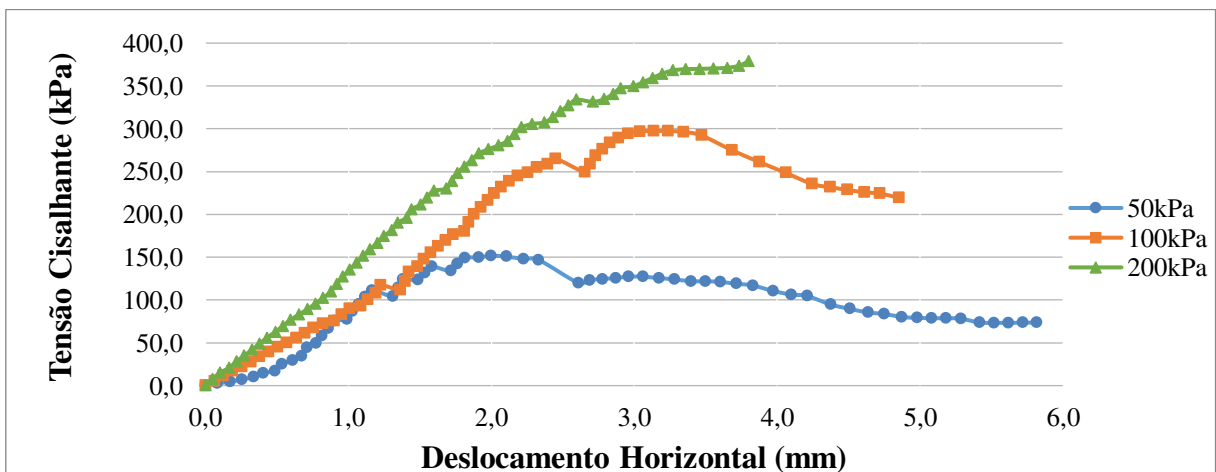


Figura 64 - Cisalhamento direto - JLC - NÃO INUNDADO

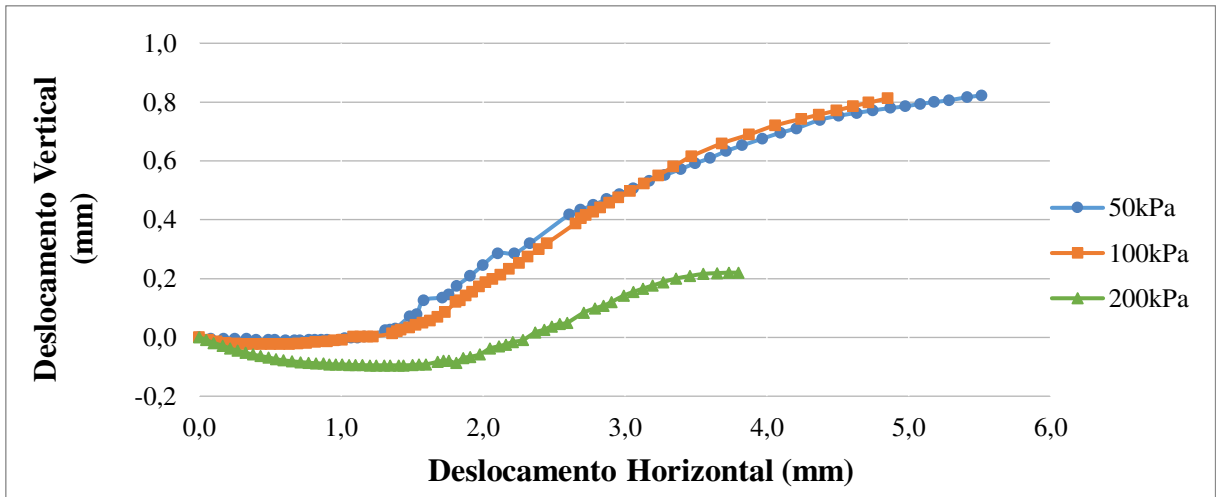


Figura 65 - Relação entre deslocamentos - JLC - NÃO INUNDADO

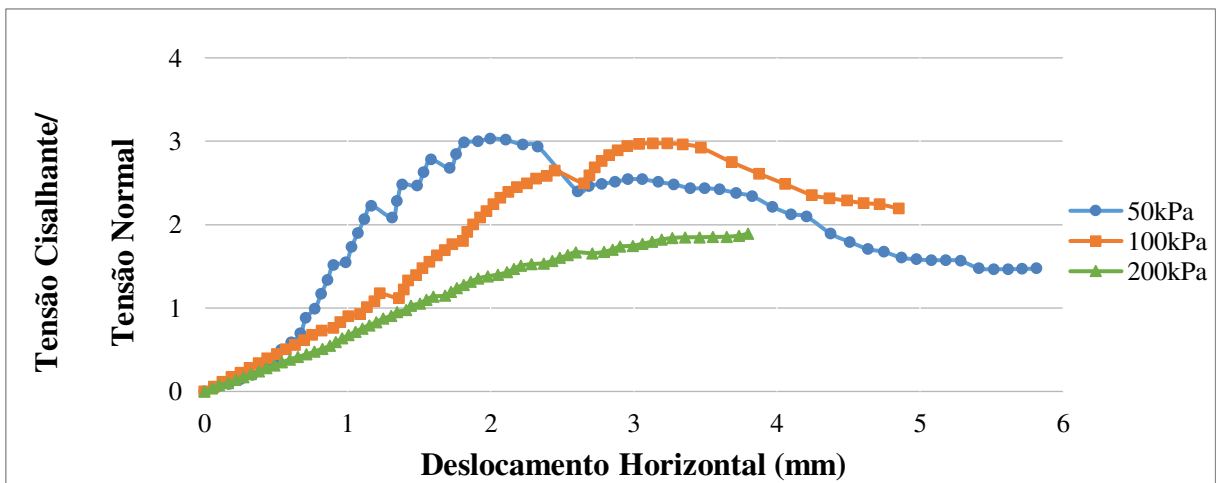


Figura 66 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLC - NÃO INUNDADO

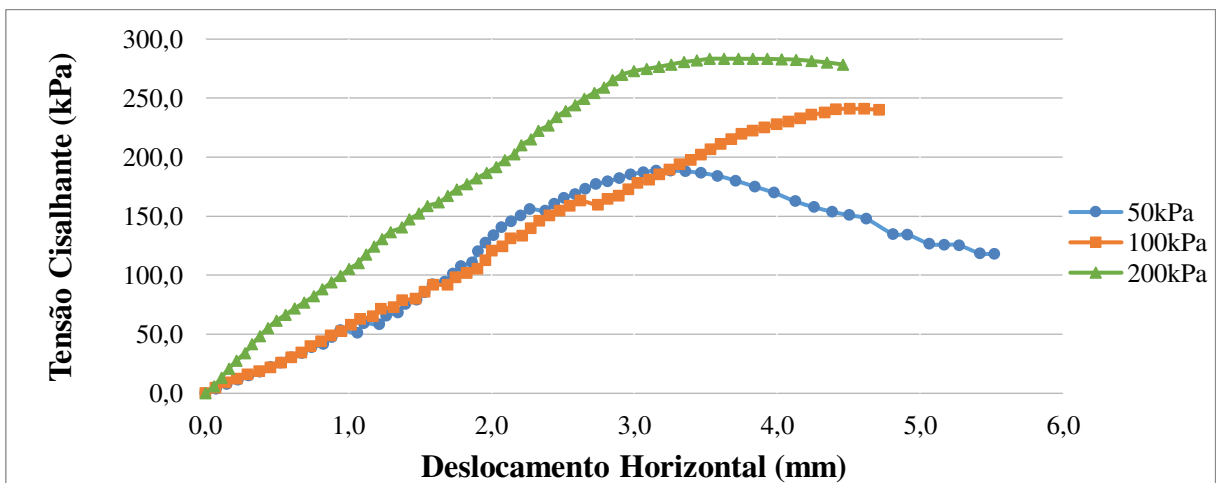


Figura 67 - Cisalhamento direto - JLT - NÃO INUNDADO

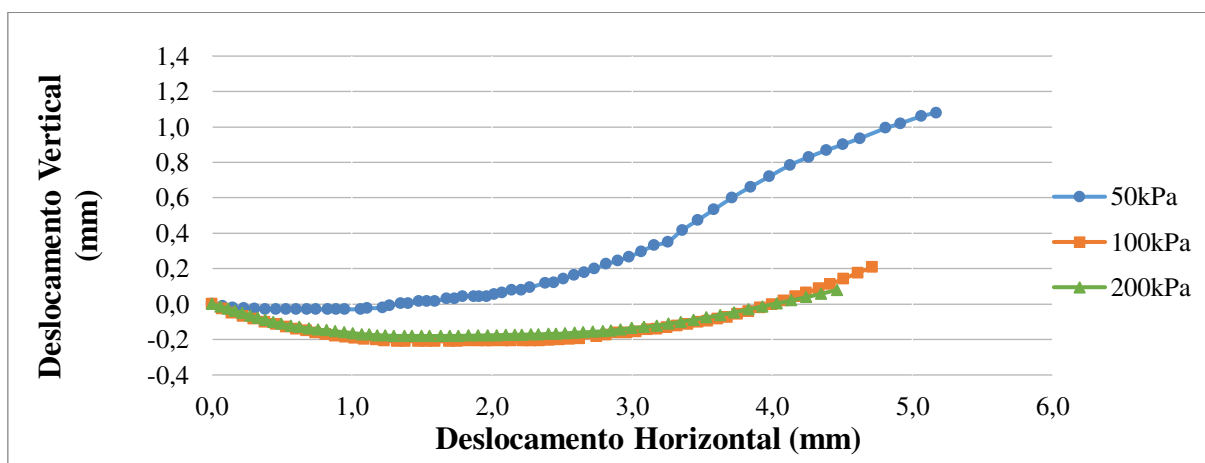


Figura 68 - Relação entre deslocamentos - JLT - NÃO INUNDADO

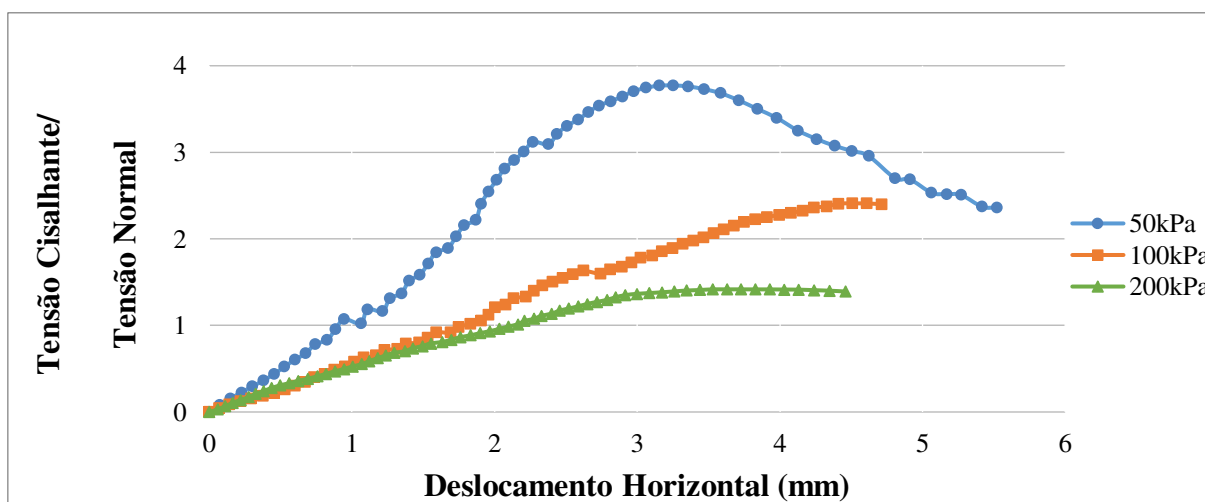


Figura 69 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLT - NÃO INUNDADO

Sabe-se que os solos em estado natural, no período da coleta, apresentaram valores baixos de saturação, logo torna-se dificultosa a interpretação dos resultados nessa condição, já que não há controle das poropressões durante o ensaio. Tendo isso em vista, percebe-se que as curvas dos solos ensaiados apresentam comportamentos peculiares.

Vale ressaltar que os degraus apresentados nas curvas de tensão cisalhantes versus deslocamento horizontal ($\tau \times d_h$), em ambos os taludes, são devidos a alguns saltos do relógio comparador, que podem ter sido causados por pequenos pedregulhos ou torrões muito rígidos de solo no interior dos corpos de prova, que acabavam por, de alguma forma, perturbar o andamento do ensaio.

Os solos do talude JL exibem variabilidade da tensão cisalhante máxima ($\tau_{\text{máx}}$) ao serem submetidos aos mesmos níveis de tensões normais (σ_n), como pode ser observado nas Figuras 61, 64 e 67. A Tabela 12 apresenta os resultados de tensão cisalhante máxima e a relação entre tensões normais e tensão cisalhante máxima ($\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$), para cada nível de tensão à cada solo.

Assim sendo, observou-se que a relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$ à tensão normal de 50 kPa foi sensivelmente maior que às demais relações para tensões normais superiores. Tal fato pode tratar-se de um pré-adensamento virtual das amostras. Esses valores máximos encontram-se entre 3,06 e 4,24.

Dos gráficos de relações entre deslocamentos (d_v x d_h), nota-se nitidamente uma tendência à expansão dos solos durante a ruptura, para todos os níveis de tensão. Já em termos de variação de volume, também avaliadas pela relação d_v x d_h , nota-se uma compressão dos solos quando ensaiados as tensões de 100 kPa e 200 kPa no início do tempo de duração dos ensaios. Apenas o solo JLC, ensaiado a tensão de 100 kPa, apresentou comportamento de apenas compressão durante todo o tempo de ensaio.

Assim, os solos não inundados apresentam comportamento típico de solos pré-adensados. Apresentam picos de resistência seguido de redução desse parâmetro ao decorrer do restante do ensaio. Anteriormente ao pico de resistência o solo apresenta comportamento compressivo e logo após o pico, ou seja, à ruptura, segue com expansão do solo. Tais comportamentos não ocorrem quando o solo é saturado, o que será discutido posteriormente.

Tabela 12 – Relação entre tensões dos solos do talude JL - NÃO INUNDADO

SOLOS	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)	$\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$
JLB	50	210,01	4,24
	100	228,53	2,31
	200	388,21	1,96
JLC	50	151,65	3,06
	100	297,40	3,00
	200	378,67	1,91
JLT	50	188,64	3,81
	100	240,95	2,43
	200	283,38	1,43

Os resultados dos ensaios não inundados para os solos do talude MM estão apresentados nas Figuras de 70 a 78.

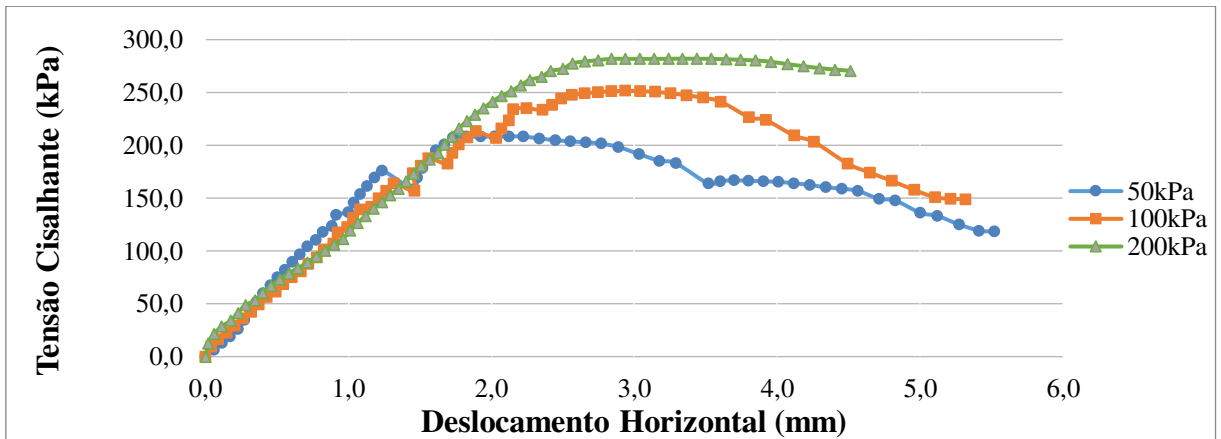


Figura 70 - Cisalhamento direto - MMB - NÃO INUNDADO

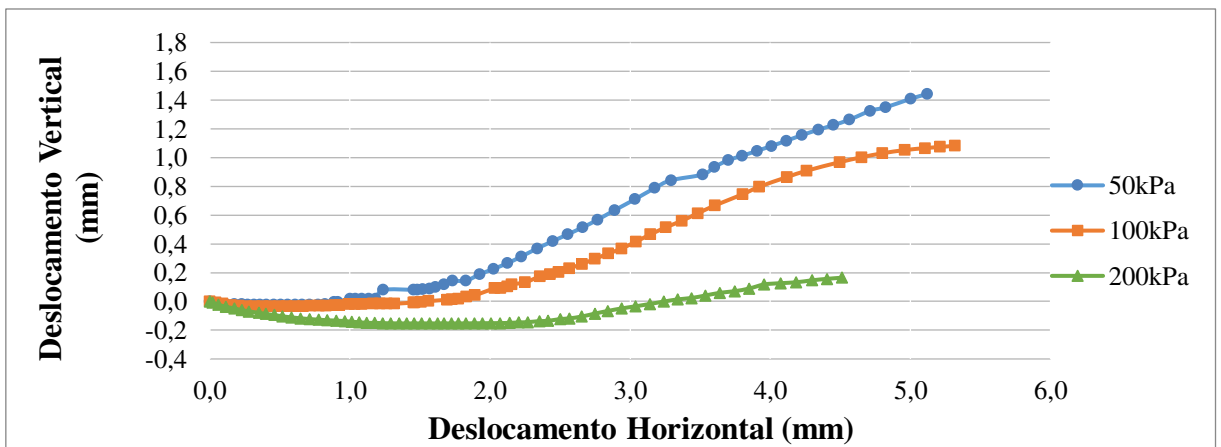


Figura 71 - Relação entre deslocamentos - MMB - NÃO INUNDADO

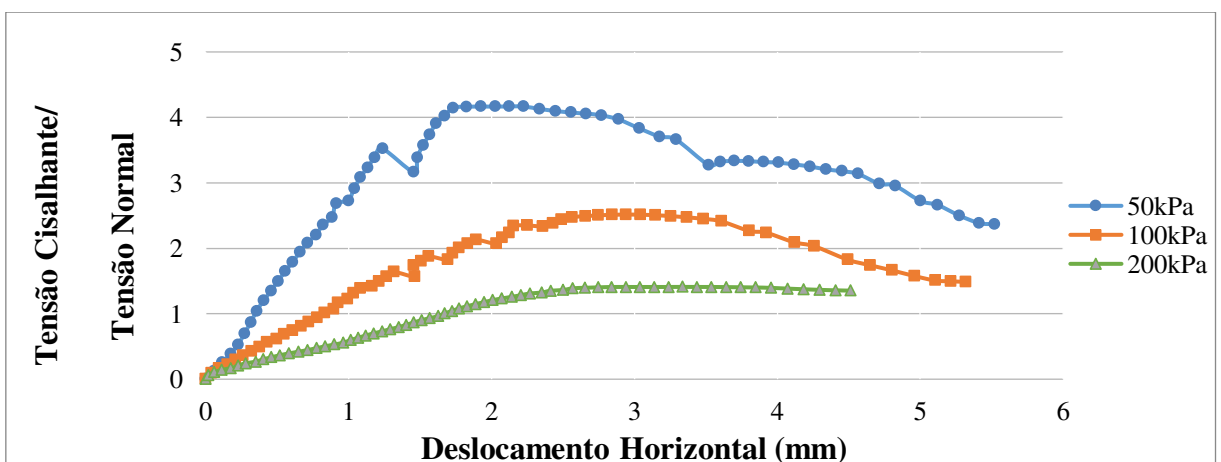


Figura 72 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMB - NÃO INUNDADO

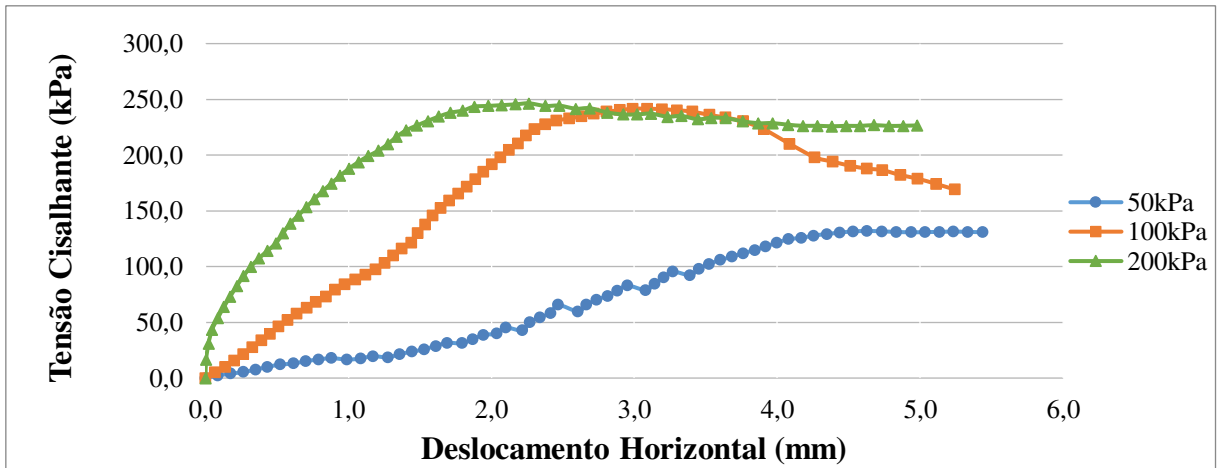


Figura 73 - Cisalhamento direto - MMC - NÃO INUNDADO

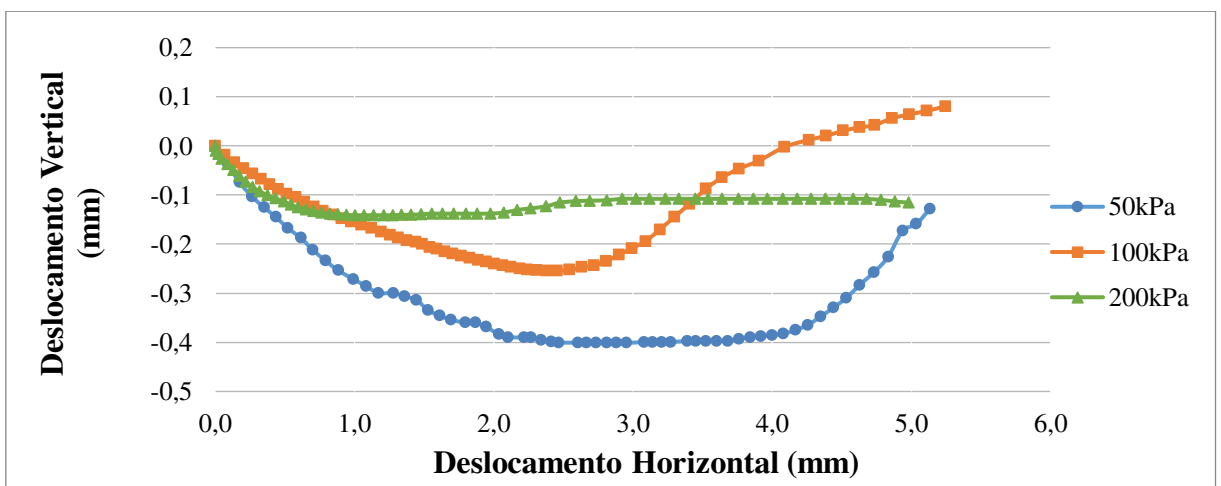


Figura 74 - Relação entre deslocamentos - MMC - NÃO INUNDADO

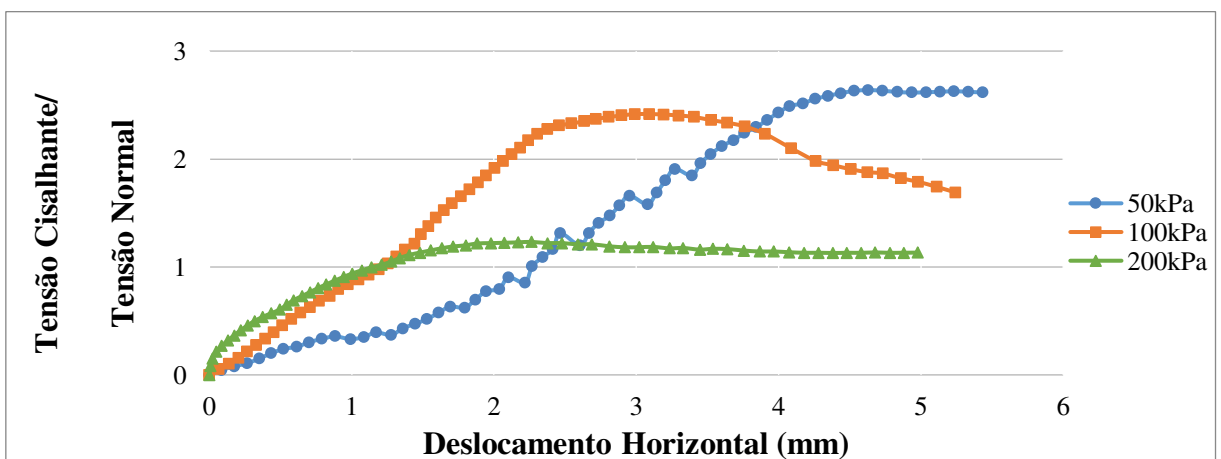


Figura 75 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMC - NÃO INUNDADO

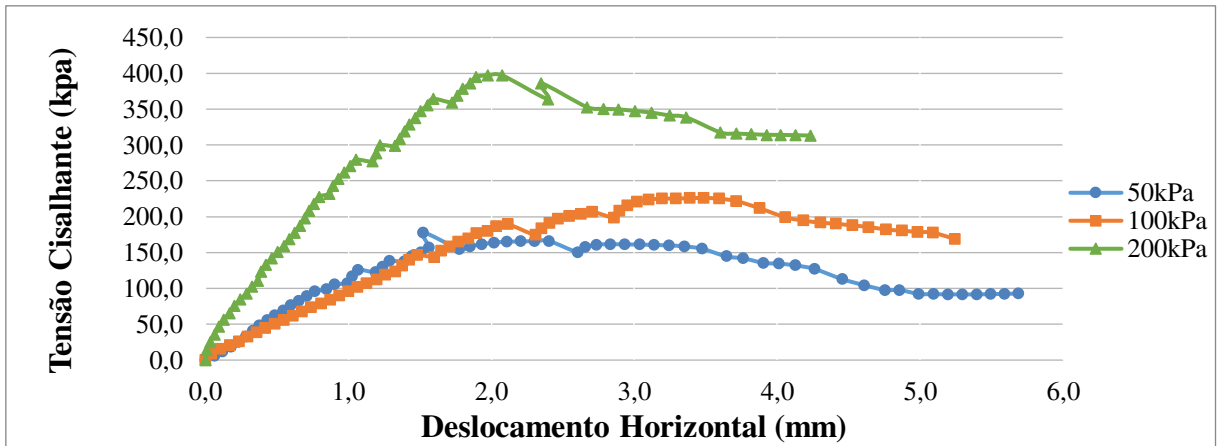


Figura 76 - Cisalhamento direto - MMT - NÃO INUNDADO

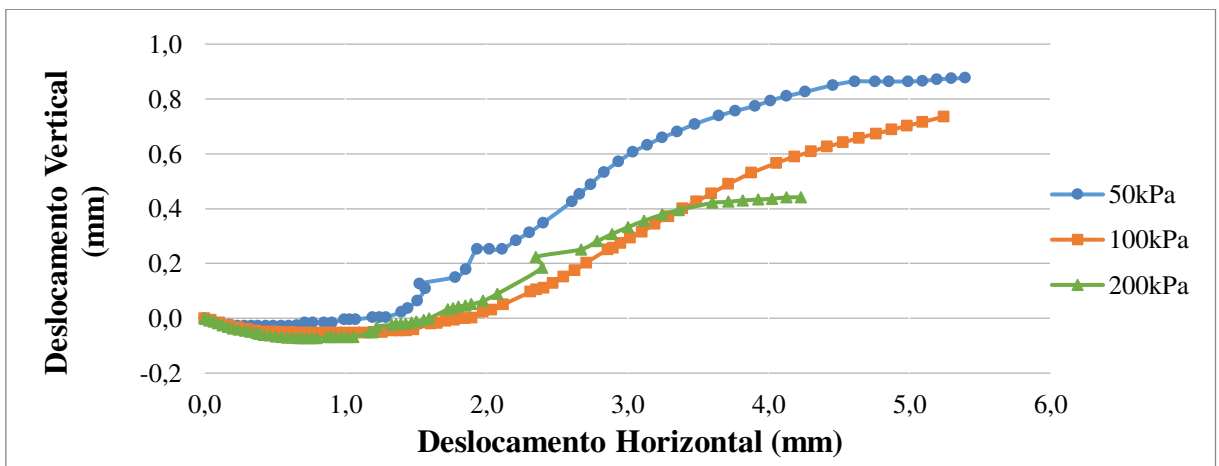


Figura 77 - Relação entre deslocamentos - MMT - NÃO INUNDADO

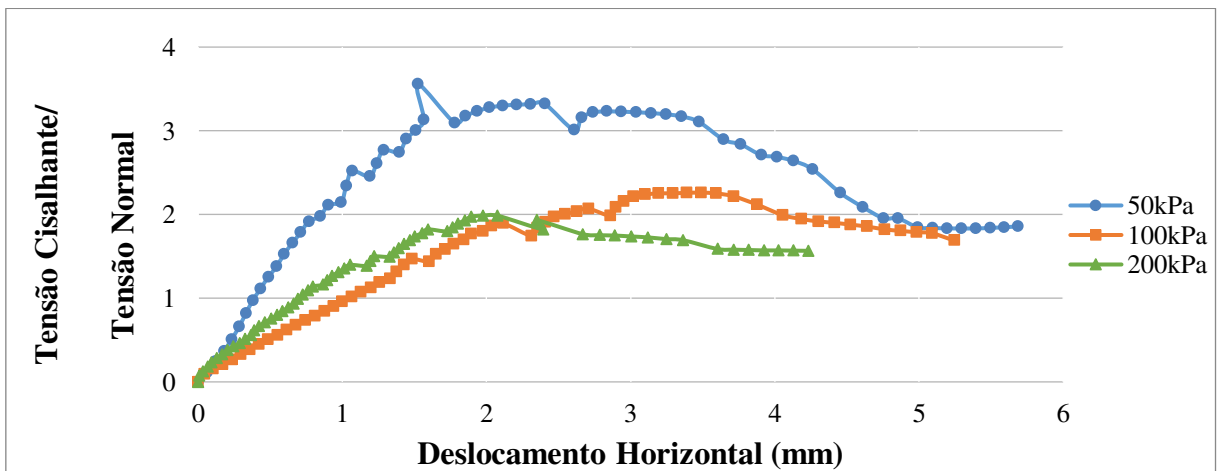


Figura 78 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMT - NÃO INUNDADO

Do mesmo modo que o talude JL, os solos do talude MM foram ensaiados a umidade natural, condição na qual os solos apresentavam valores baixos de grau de saturação, tornando, assim, trabalhosa as análises dos resultados.

Os solos do talude MM também exibem variabilidade da tensão cisalhante máxima ($\tau_{\text{máx}}$) ao serem submetidos a diferentes níveis de tensões normais (σ_n), como pode ser observado nas Figuras 70, 73 e 76. A Tabela 13 apresenta os resultados de tensão cisalhante máxima e a relação entre tensões normais e tensão cisalhante máxima ($\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$), para cada nível de tensão à cada solo.

Tabela 13 - Relação entre tensões dos solos do talude MM - NÃO INUNDADO

SOLOS	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante Máxima (kPa)	$\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$
MMB	50	208,31	4,21
	100	251,54	2,54
	200	282,05	1,42
MMC	50	131,91	2,66
	100	241,59	2,44
	200	246,41	1,24
MMT	50	177,98	3,59
	100	226,07	2,28
	200	397,44	2,01

De posse dos dados alcançados, observou-se que a relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$ à tensão normal de 50 kPa, também foi sensivelmente maior que às demais relações para tensões normais superiores. Esse fato pode tratar-se de um pré – adensamento virtual das amostras. Esses valores máximos encontram-se entre 2,66 e 4,21.

As curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal, bem como as curvas de relação de deslocamentos, do solo MMC se mostraram atípicas, comparadas as dos outros solos. Os valores para a relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$, desse solo, assim como valores de tensão cisalhante máxima para cada nível de tensão, apresentaram-se como bastante inferiores, comparando-se aos dois outros solos deste talude. Tal fato será comentado mais a frente, no tópico de envoltórias de ruptura.

Das relações entre deslocamentos (d_v x d_h), apresentadas nas Figuras de 71, 74 e 77 nitidamente há uma tendência à compressão dos solos durante a ruptura, para todos os níveis de tensão. Já em termos de variação de volume, avaliadas pela relação d_v x d_h , nota-se uma expansão dos solos quando ensaiados as tensões de 100 kPa e 200 kPa no início do tempo de duração dos ensaios, com exceção do solo MMC, que para todos os níveis de tensão apresentou comportamento de apenas compressão durante o tempo de ensaio.

Tais comportamentos anômalos de expansão e compressão são comuns em solos residuais, devido às heterogeneidades estruturas que estes solos apresentam. Pesquisas recentes, como a de Sousa (2018), em que foram estudados solos residuais da Formação Barreira, em Natal – RN, comprovam esse tipo de comportamento.

6.10.2 Cisalhamento direto inundado

Os ensaios realizados na condição inundada simulam a condição total saturação dos solos, considerado normalmente como a pior situação a qual um solo pode ser submetido.

De início serão apresentados os resultados dos ensaios do talude JL, das Figuras 79 a 87 e em seguida os resultados do talude MM, para um melhor entendimento e separação dos solos de cada talude. Os resultados são apresentados por meio das curvas típicas de tensão cisalhante versus deformação horizontal (τ x d_h), tensão cisalhante/tensão normal versus deslocamento horizontal (τ/σ x d_h) e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal (d_v x d_h).

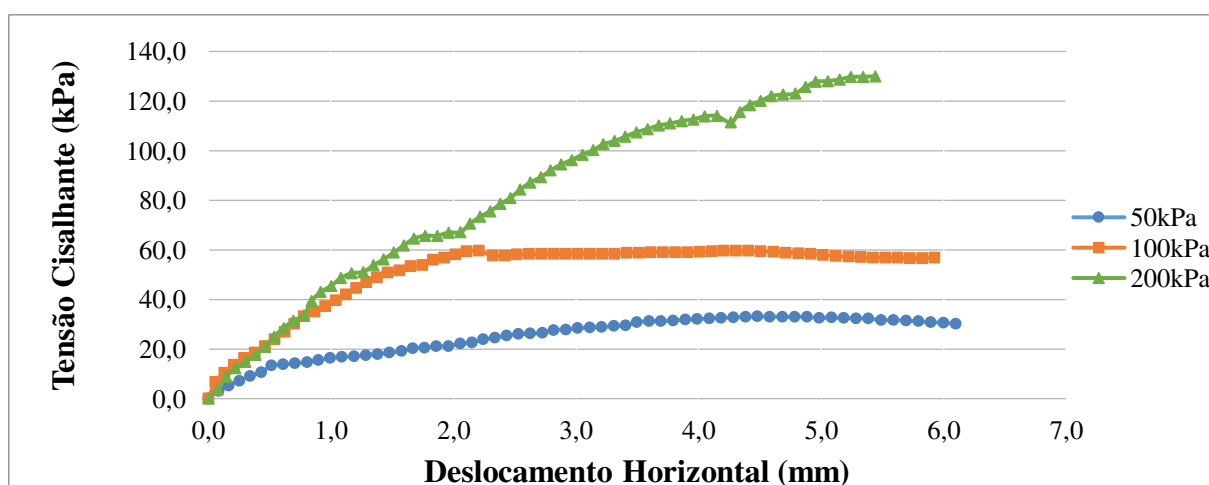


Figura 79 - Cisalhamento direto - JLB - INUNDADO

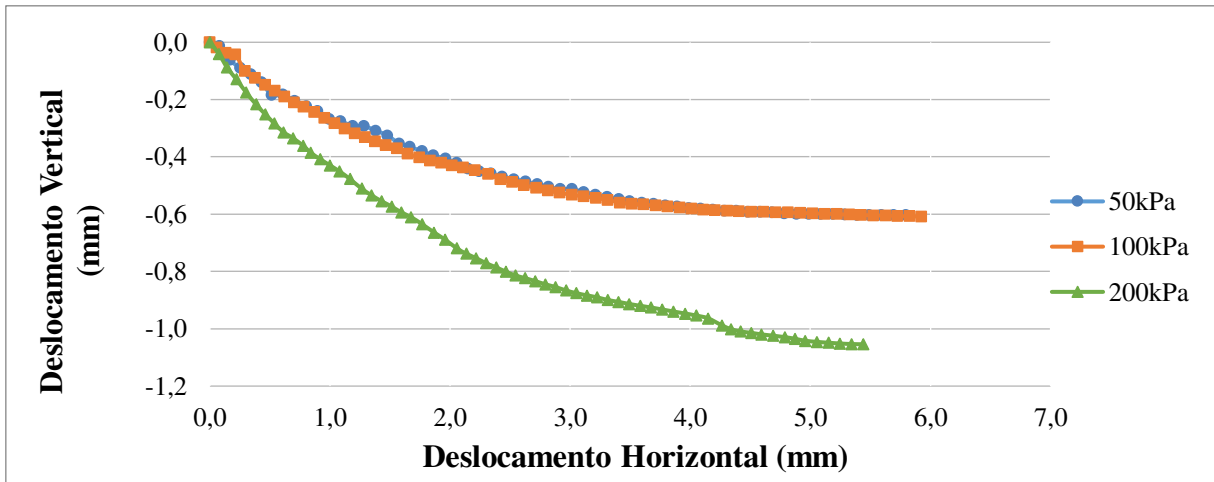


Figura 80 - Relação entre deslocamentos - JLB - INUNDADO

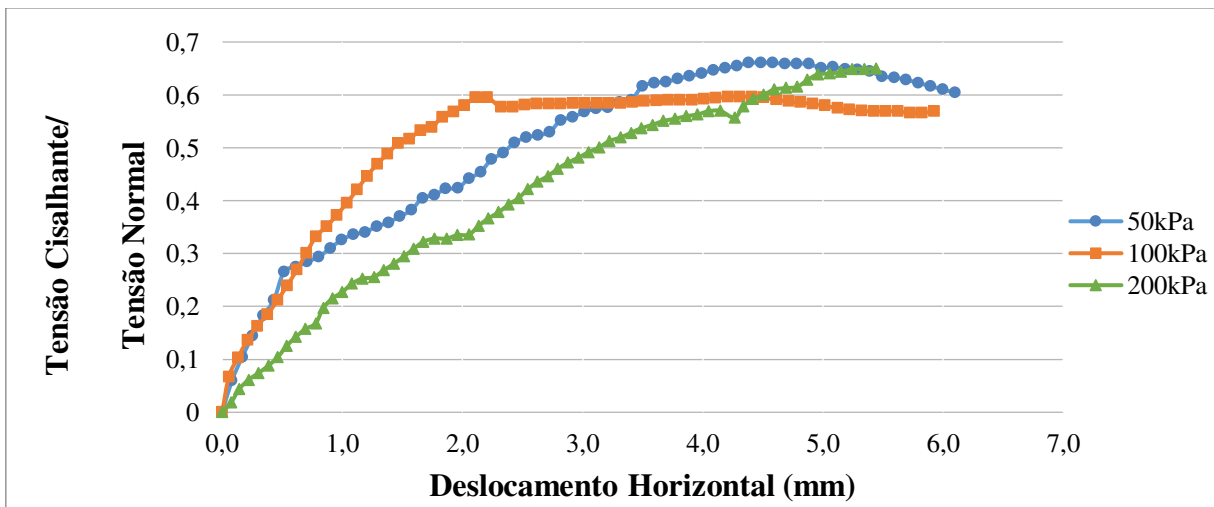


Figura 81 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento – JLB - INUNDADO

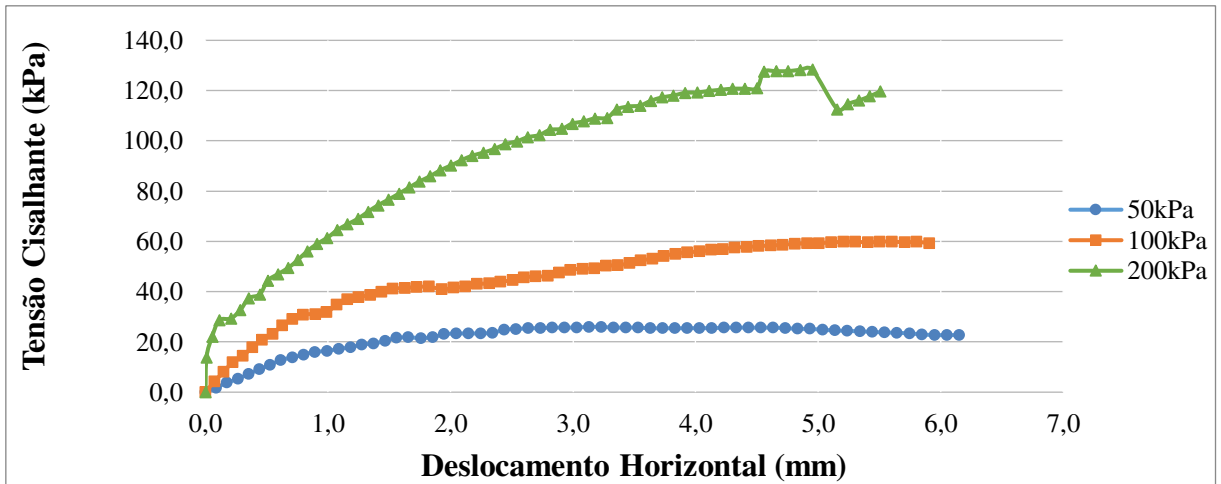


Figura 82 - Cisalhamento direto - JLC - INUNDADO

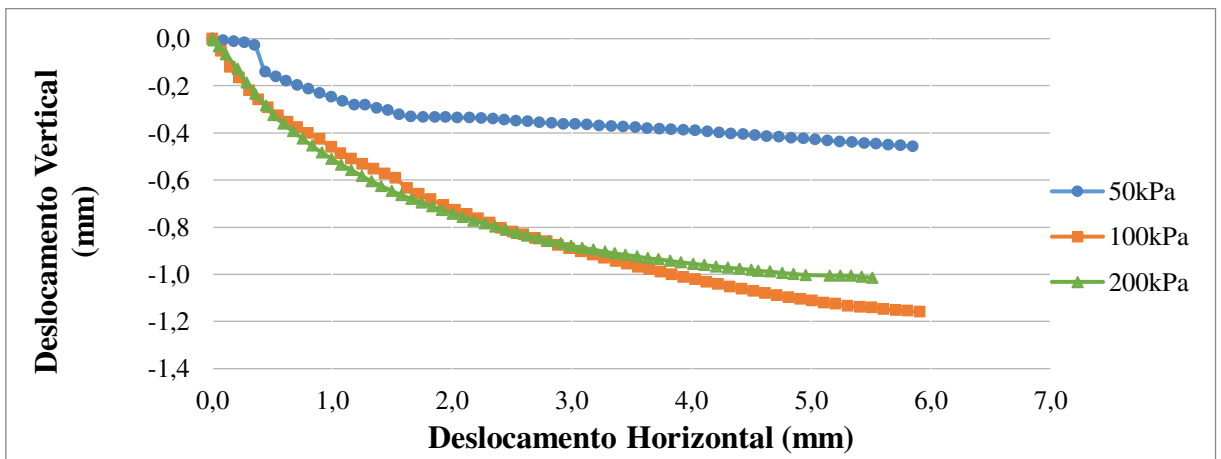


Figura 83 - Relação entre deslocamentos - JLC - INUNDADO

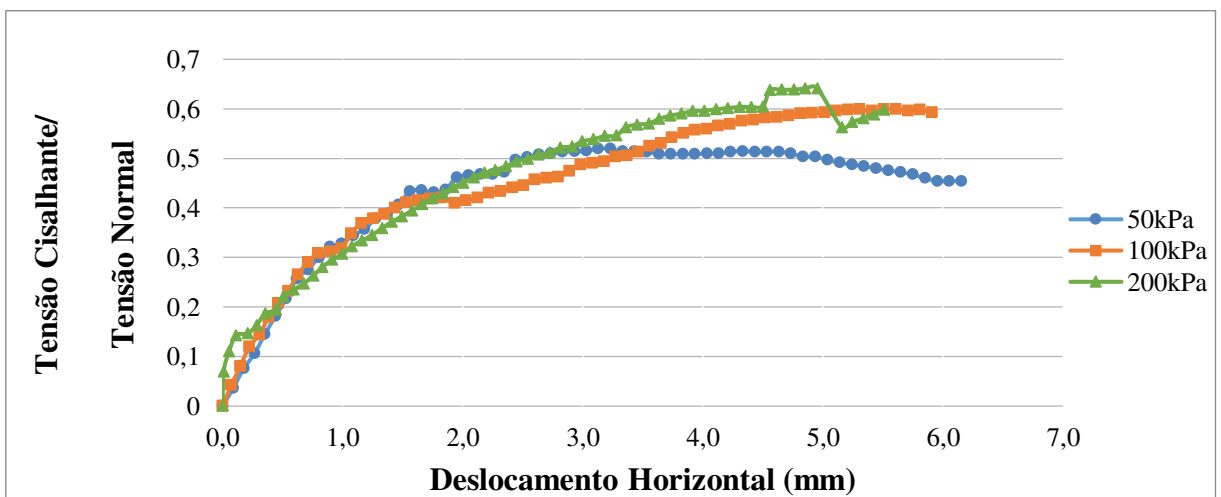


Figura 84 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLC - INUNDADO

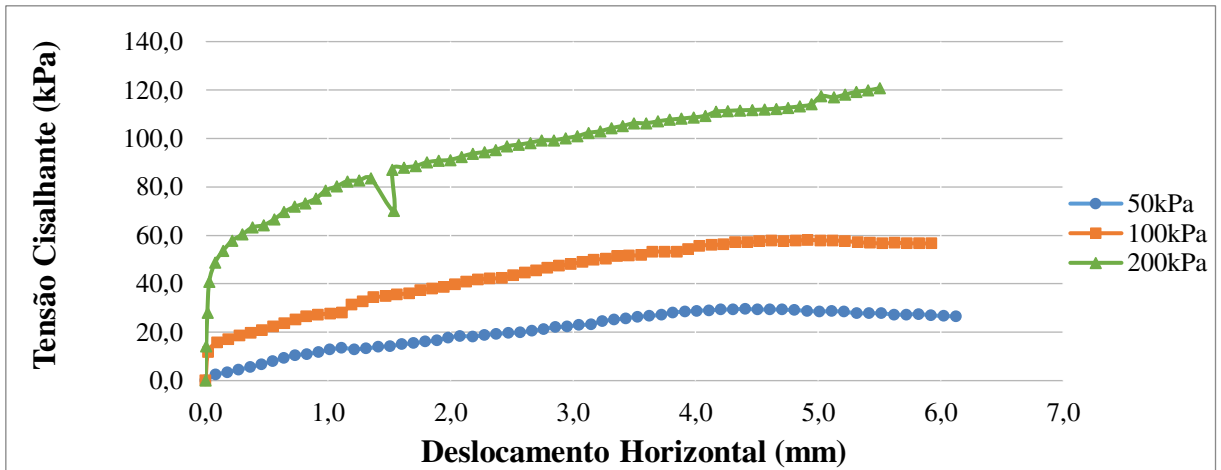


Figura 85 - Cisalhamento direto - JLT - INUNDADO

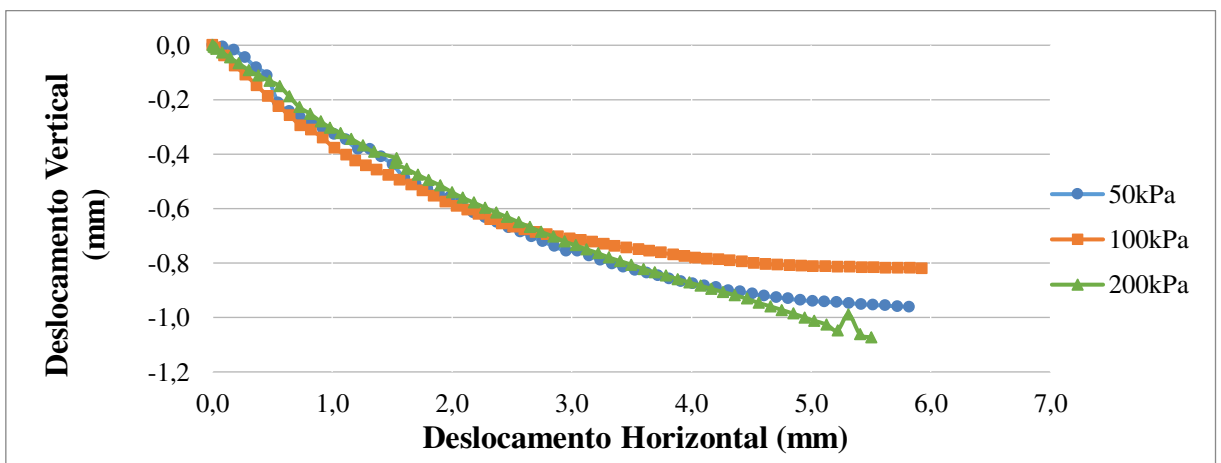


Figura 86 - Relação entre deslocamentos - JLT - INUNDADO

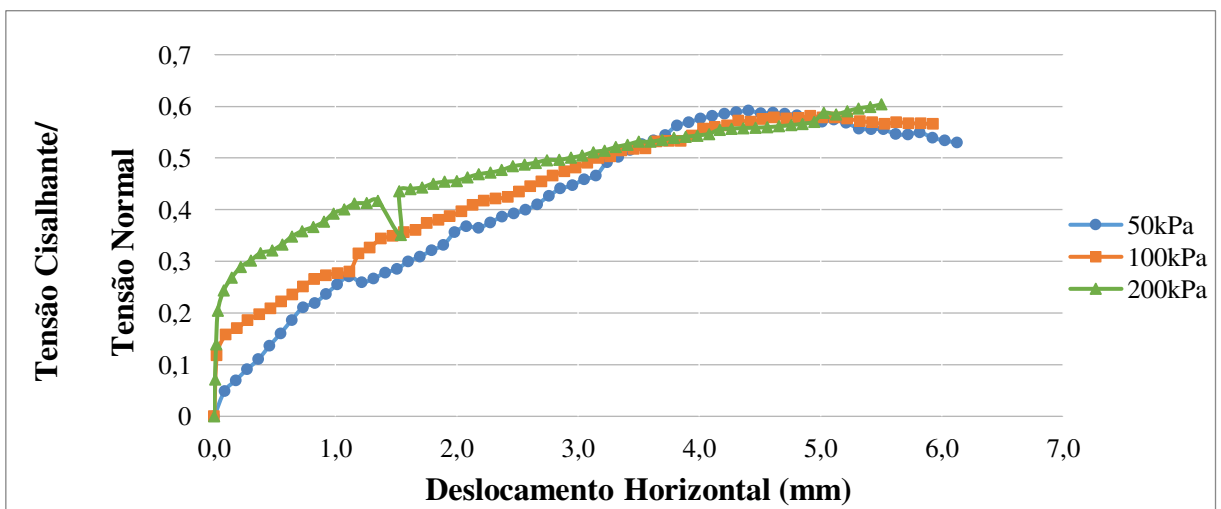


Figura 87 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - JLT - INUNDADO

Observa-se das curvas de $\tau \times d_h$ que, apesar das amostras saturadas apresentarem comportamento típico de solos normalmente adensados, os solos não apresentam picos bem definidos. A tensão cisalhante máxima alcançada é referente a última tensão adquirida no ensaio para cada uma das amostras. As tensões cisalhantes máximas mobilizaram um deslocamento vertical máximo de 1,18 mm para o solo JLC à tensão normal de 100 kPa.

Quanto as curvas da relação entre os deslocamentos ($d_v \times d_h$), todas apresentaram o comportamento típico de compressão para qualquer nível de tensão a qual os solos foram submetidos. Portanto, pode-se dizer que na condição saturada, os solos apresentam comportamento similar ao de solos normalmente adensados. Ou seja, confirma que o pré adensamento que é evidenciado desde as curvas dos ensaios de adensamento é virtual. As curvas $d_v \times d_h$ para os diferentes níveis de tensão coincidem, principalmente no solo JLT, onde as curvas praticamente se sobrepueram umas às outras.

A Tabela 14 apresenta os resultados de tensão cisalhante máxima e a relação entre tensões normais e tensão cisalhante máxima ($\tau_{m\acute{a}x}/\sigma_n$), para cada nível de tensão à cada solo. Nota-se que, durante todo o período de ensaio, os solos não chegaram a romper.

Comparando-se as tensões cisalhantes máximas entre os solos, para cada nível de tensão, percebe-se que as magnitudes delas, em todos os solos, se assemelham, principalmente para as tensões de 100 kPa.

Os valores da relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma_n$ para cada nível de tensão também são semelhantes, o que era esperando, devido a semelhança entre as tensões cisalhantes máximas. A média geral para os solos a todos os níveis de tensão foi de 0,61.

Tabela 14 - Relação entre tensões dos solos do talude JL - INUNDADO

SOLOS	Tensão Normal	Tensão Cisalhante	$\tau_{\text{máx}}/\sigma_n$
	(kPa)	Máxima (kPa)	
JLB	50	33,05	0,67
	100	59,63	0,60
	200	130,01	0,66
JLC	50	25,97	0,52
	100	59,93	0,61
	200	128,34	0,65
JLT	50	29,60	0,60
	100	58,12	0,59
	200	397,44	0,61

Os resultados dos ensaios inundados para os solos do talude MM estão apresentados nas Figuras de 88 a 96.

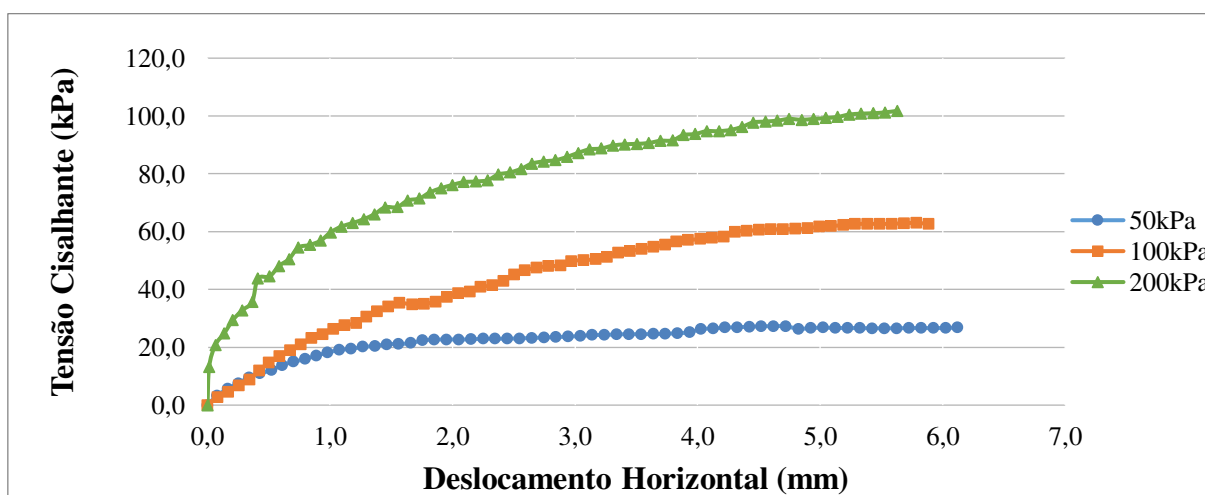


Figura 88 - Cisalhamento direto - MMB - INUNDADO

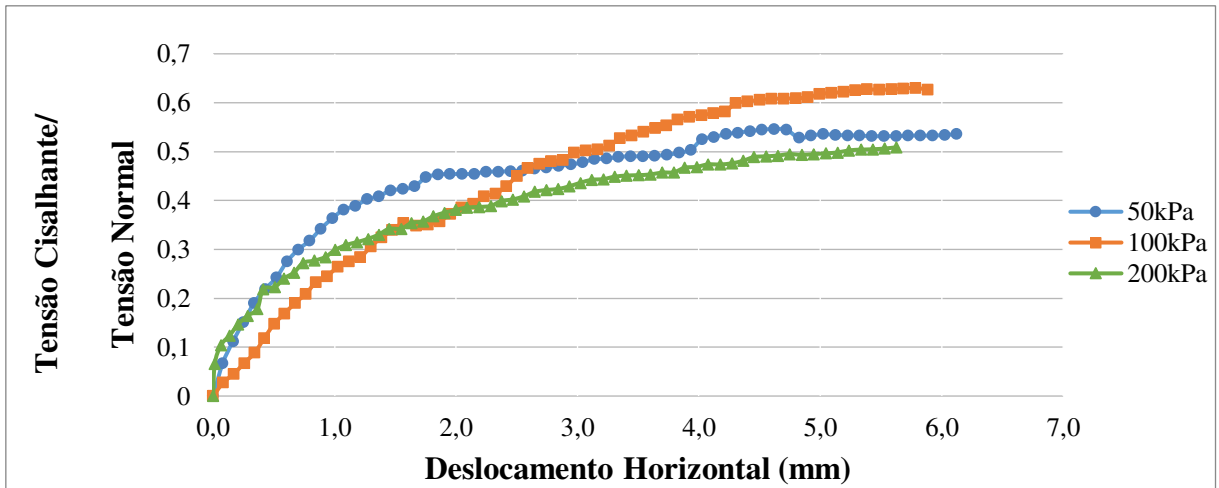


Figura 89 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMB – INUNDADO

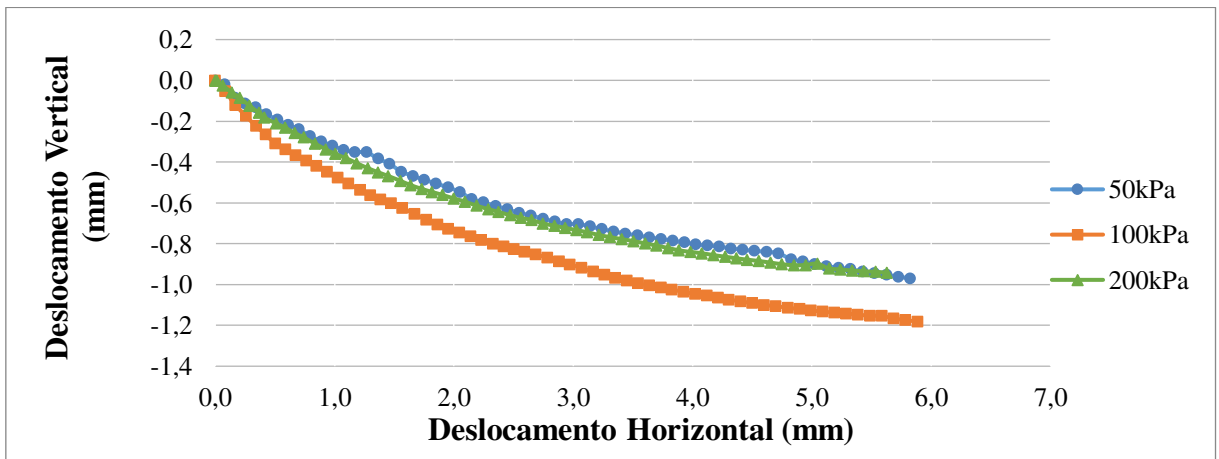


Figura 90 - Relação entre deslocamentos - MMB - INUNDADO

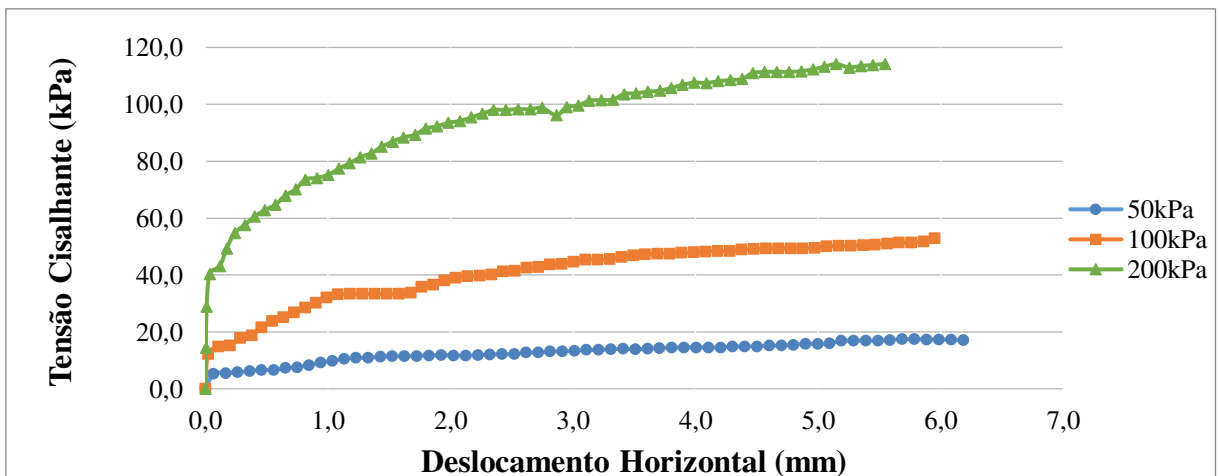


Figura 91 - Cisalhamento direto - MMC - INUNDADO

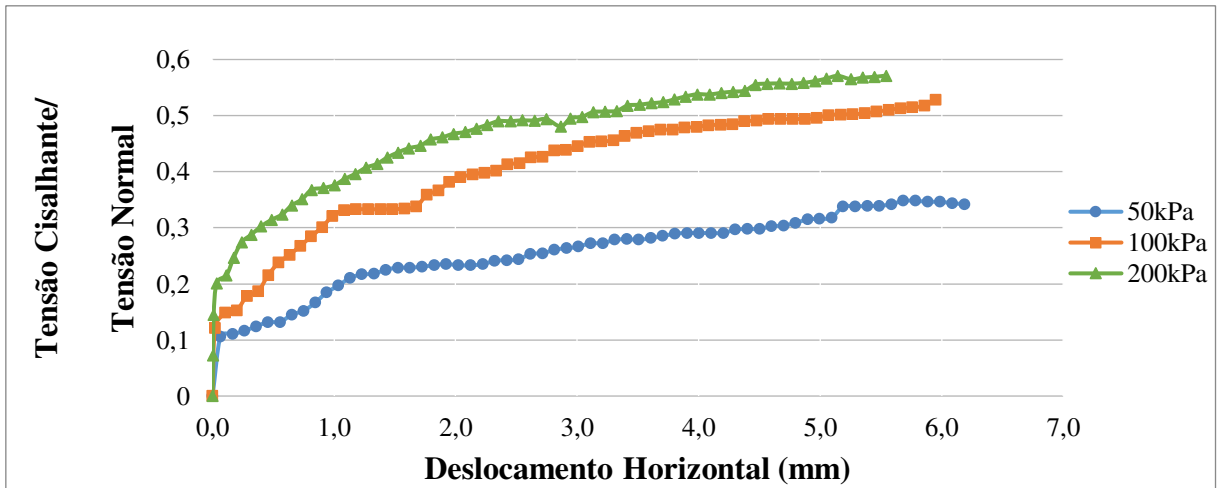


Figura 92 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMC - INUNDADO

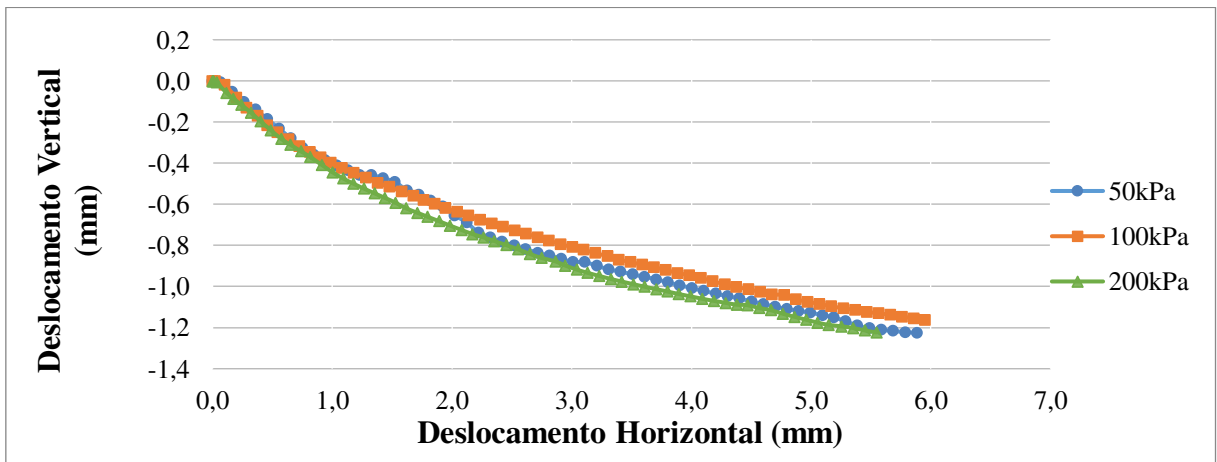


Figura 93 - Relação entre deslocamentos - MMC - INUNDADO

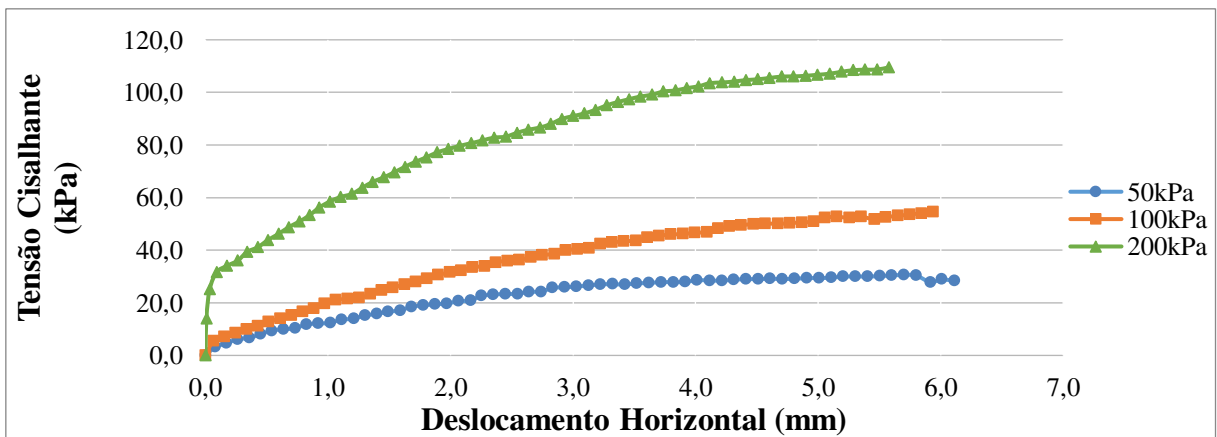


Figura 94 - Cisalhamento direto - MMT - INUNDADO

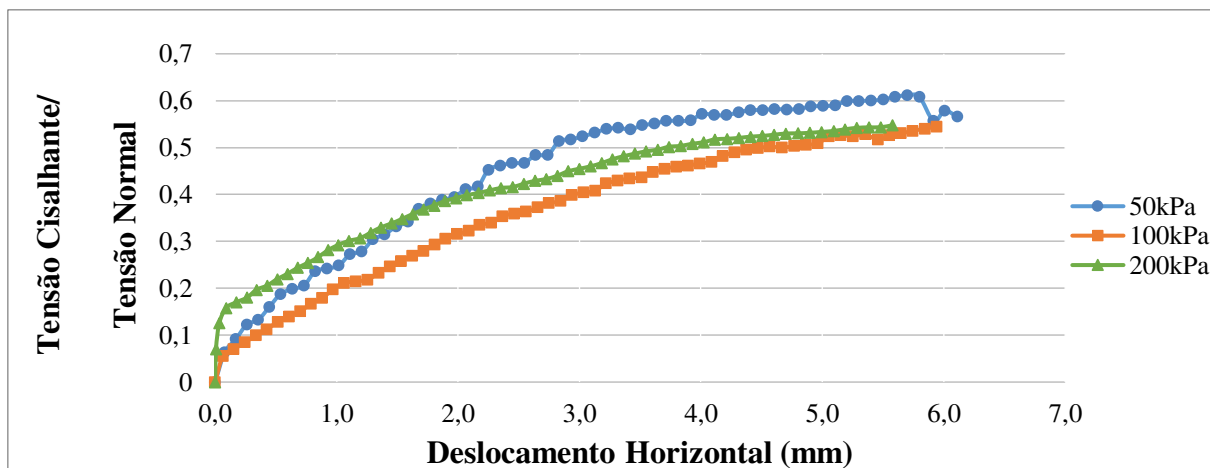


Figura 95 - Relação entre tensão cisalhante/tensão normal e deslocamento - MMT – INUNDADO

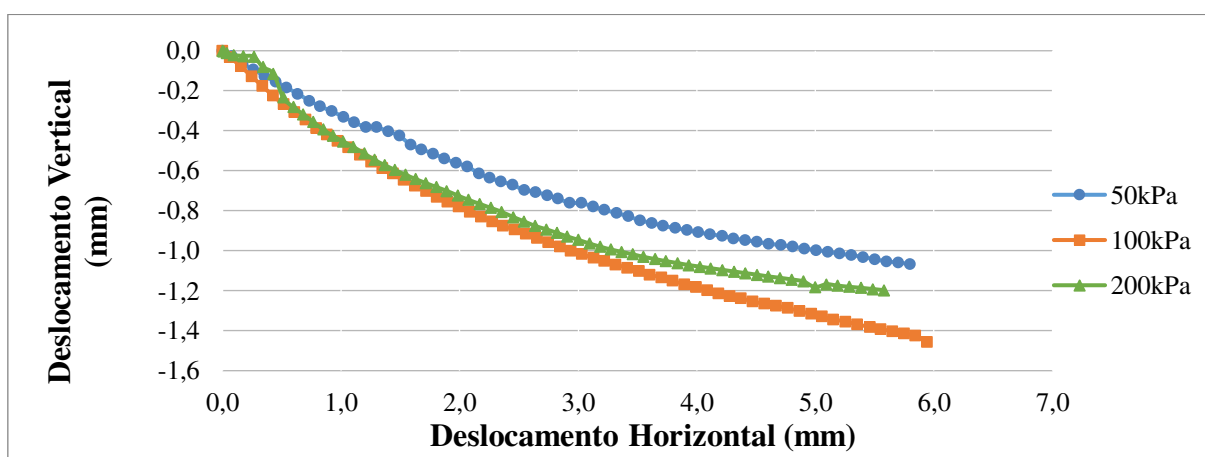


Figura 96 - Relação entre deslocamentos - MMT - INUNDADO

De mesmo modo como o talude JL, os solos do talude MM foram ensaiados na condição inundada, a fim de simular a total saturação dos solos.

Observa-se das curvas de $\tau \times d_h$ que estas não apresentam picos de tensões cisalhantes bem definidos, bem como os solos do talude JL. Assim sendo, a tensão cisalhante máxima referente a última tensão adquirida no ensaio para cada amostra.

Em relação as curvas da relação entre os deslocamentos ($d_v \times d_h$), todas apresentaram o comportamento típico de compressão para qualquer nível de tensão a qual os solos foram submetidos. Portanto, assim como para os solos do talude JL, pode-se dizer que na condição saturada, os solos apresentam comportamento similar ao de solos normalmente adensados. Para os solos deste talude, há, também, uma coincidência entre as curvas $d_v \times d_h$ para os diferentes níveis de tensão. Ou seja, independente da tensão normal aplicada, quando saturados os solos

tendem a deformarem verticalmente para valores similares, principalmente no solo MMC, onde as curvas encontram-se bem próximas umas às outras.

A Tabela 15 apresenta os resultados de tensão cisalhante máxima e a relação entre tensões normais e tensão cisalhante máxima ($\tau_{m\acute{a}x}/\sigma_n$), para cada nível de tensão à cada solo.

Quanto as tensões cisalhantes máximas apresentadas, para cada nível de tensão, percebe-se que as magnitudes delas, em relação aos outros solos, se assemelham, principalmente para as tensões de 200 kPa.

Os valores da relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma_n$ para cada nível de tensão também são semelhantes, o que era esperando, devido a semelhança entre as tensões cisalhantes máximas.

Ensaio de cisalhamento direto inundado realizados em amostras de solos soprolíticos de rochas vulcânicas (residuais) da Formação Serra Geral, no estado do Rio Grande do Sul, com reversão múltipla em amostras indeformadas realizados por Rigo (2005), apresentaram tensões de cisalhamento de cerca de 60 kPa, 75 kPa e 125 kPa às tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa respectivamente, próximos aos valores encontrados no estudo em questão.

Tabela 15 - Relação entre tensões dos solos do talude MM - INUNDADO

SOLOS	Tensão Normal	Tensão Cisalhante	$\tau_{m\acute{a}x}/\sigma_n$
	(kPa)	Máxima (kPa)	
MMB	50	27,30	0,55
	100	63,02	0,64
	200	101,77	0,51
MMC	50	17,40	0,35
	100	52,82	0,53
	200	114,27	0,58
MMT	50	30,57	0,62
	100	54,45	0,55
	200	109,52	0,55

6.10.3 Envoltórias de resistência

Para a construção das envoltórias de resistência, foram utilizados os pares de $\tau_{m\acute{a}x}$ e σ_n obtidos na ruptura dos corpos de prova no ensaio de cisalhamento não inundado, e os pontos de tensões máximas obtidas no ensaio de cisalhamento inundado. As envoltórias foram plotadas, primeiramente, com resultados dos ensaios dos solos de um mesmo talude, nas condições não

inundado e inundado, em um mesmo gráfico. Em seguida, foram plotados em conjunto, para fins comparativos, os resultados dos ensaios não inundado e inundado, de cada solo, em um único gráfico.

De forma a que os resultados não se tornem confusos, são apresentados primeiramente as envoltórias dos solos do talude JL e em seguida as dos solos do talude MM. Na Tabela 16 encontram-se os valores encontrados do intercepto coesivo e ângulo de atrito para cada solo e em cada condição de saturação. As Figuras de 97 a 101 apresentam as envoltórias construídas para os solos do talude JL.

Tabela 16 - Parâmetro de resistência dos solos do talude JL

SOLOS	NÃO INUNDADO		INUNDADO	
	Intercepto Coesivo (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Intercepto Coesivo (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
JLB	130	51,5	0	32,9
JLC	111	55,0	0	32,4
JLT	169	31,3	0	31,2

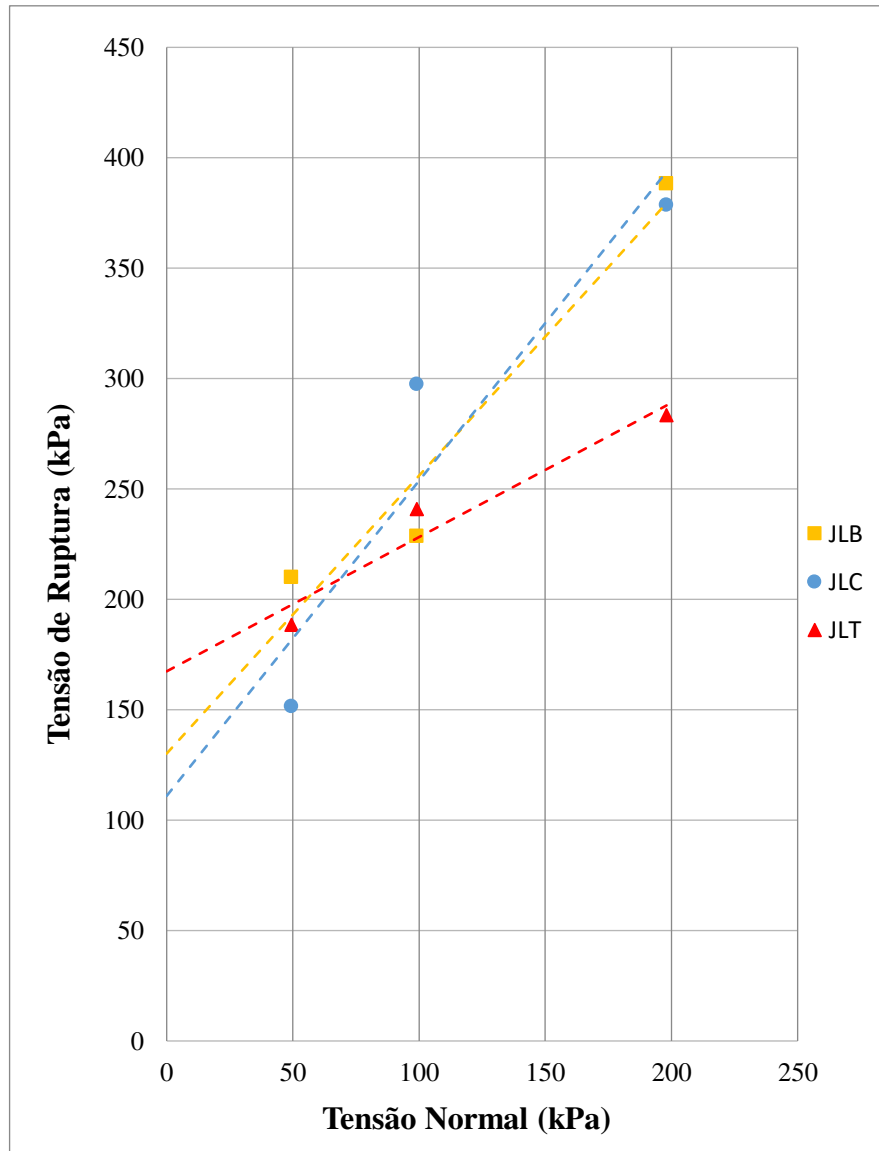


Figura 97 - Envoltórias de resistência - JL - NÃO INUNDADO

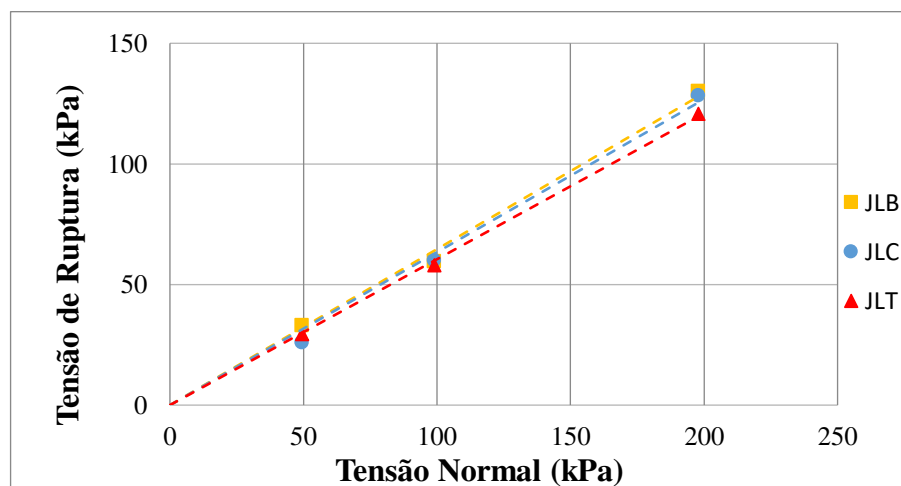


Figura 98 - Envoltórias de resistência - JL - INUNDADO

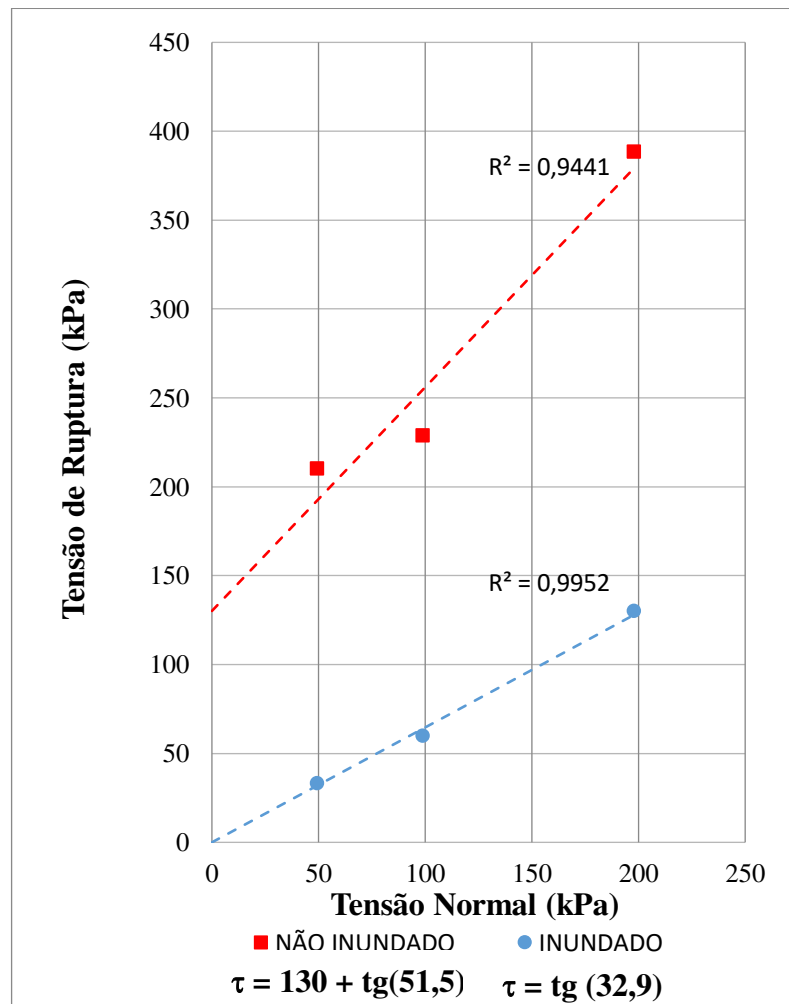


Figura 99 - Envoltória de resistência – JLB

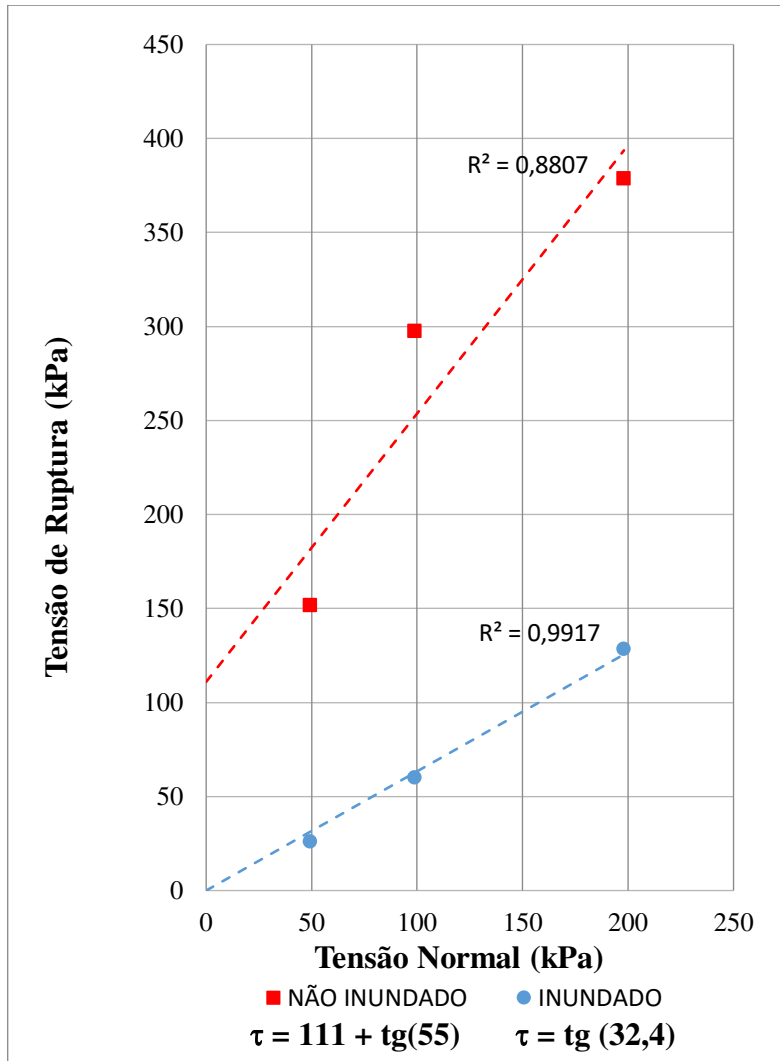


Figura 100 - Envoltória de resistência – JLC

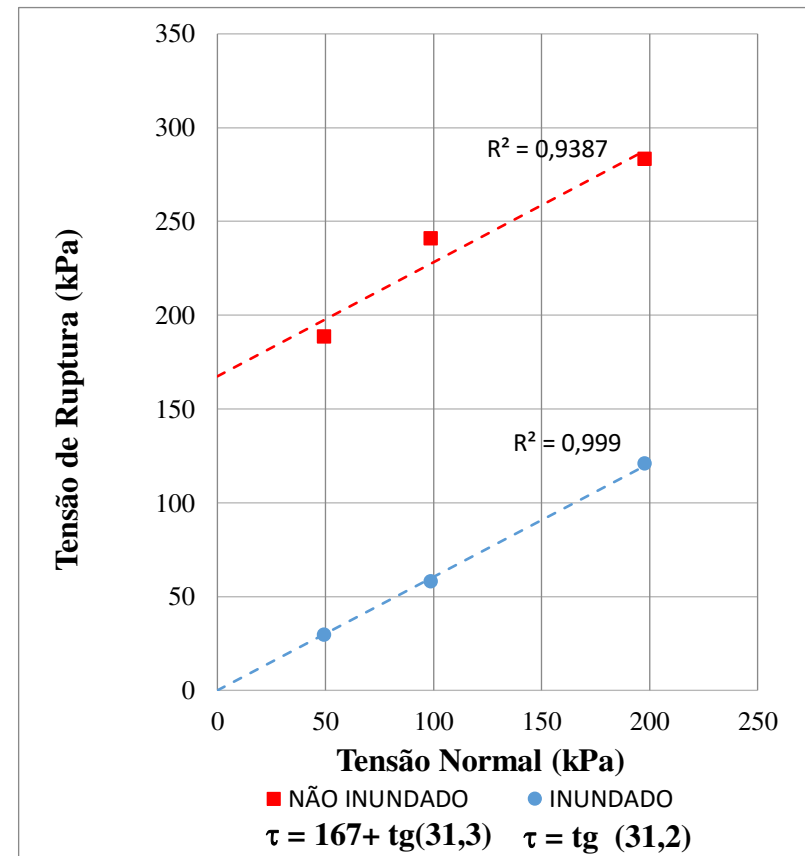


Figura 101 - Envoltória de resistência - JLT

O intercepto coesivo, c , apresentado nas envoltórias das amostras não inundadas já era esperado (SILVEIRA, 1993, CLEMENTINO, 1993, SANTOS, 1996, REIS, 2004, RIGO, 2005). Os valores altos de c , de acordo com Silveira (1993), podem ser indicativos de que existe uma parcela significativa da sucção mátrica nesses solos, notando-se que, também, a partir do momento em que o solo é submetido à saturação, $(u_{ar} - u_w)$ se anula ou a pressão na água se aproxima da pressão do ar, os valores de c tendem a zero, em outras palavras, a sucção nos solos se torna nula.

A análise dos resultados indica que os solos JLB e JLC, ensaiados na condição não inundadas, apresentam resistências ao cisalhamento de valores semelhantes, ao contrário do solo JLT que apresenta um comportamento diferenciado. Este último solo apresentou o maior valor de c entre os solos do talude, 169 kPa, porém o menor ângulo de atrito, $\Phi = 31,3^\circ$.

As divergências entre os valores dos ângulos de atrito nos solos em condição não inundada e inundada, podem ser atribuídos a sucção dos solos, visto que esta tem grande influência na interação entre as partículas. A avaliação da sucção dos solos é apresentada mais à frente.

Na condição inundada, percebe-se que os interceptos coesivos destes solos tendem a zero e os valores dos ângulos de atrito apresentam valores muito próximos. Tais fatos indicam que, quando submetidos à saturação, os solos apresentam comportamentos semelhantes, perdendo totalmente a parcela de coesão que quando não saturado era elevada, consequentemente diminuindo o atrito entre as partículas, tornando as tensões mínimas à ruptura desses solos, inferiores àquelas apresentadas quando o solo está não saturado. Isto demonstra o quão sensível à presença da água são os solos.

Pereira (2003), em seu trabalho com solos não saturados, também encontrou valores de 33° para os ângulos de atrito, e intercepto coesivo de 17,9 kPa. Tais valores foram obtidos para amostras indeformadas ensaiados na condição inundadas. Para amostras remoldadas o valor do ângulo de atrito permaneceu o mesmo, porém o intercepto coesivo reduziu para 8,4 kPa.

As Figuras de 102 a 106 apresentam as envoltórias construídas para os solos do talude MM, e a Tabela 17, os valores encontrados do intercepto coesivo e ângulo de atrito para cada solo e em cada condição de saturação.

Tabela 17 - Parâmetro de resistência dos solos do talude MM

SOLOS	NÃO INUNDADO		INUNDADO	
	Intercepto	Ângulo de	Intercepto	Ângulo de
	Coesivo (kPa)	Atrito (°)	Coesivo (kPa)	Atrito (°)
MMB	195	25,2	0	28,3
MMC	138	29,1	0	29,2
MMT	90	56,6	0	29,0

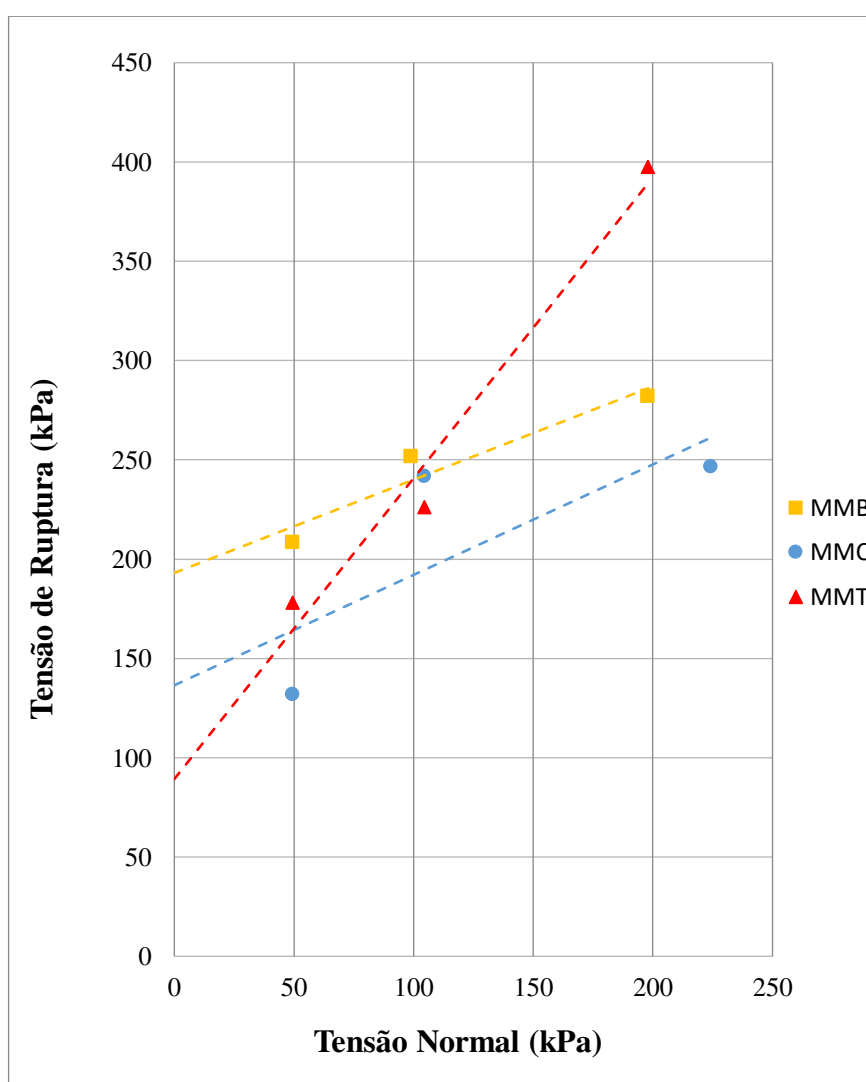


Figura 100 - Envoltórias de resistência - MM - NÃO INUNDADO

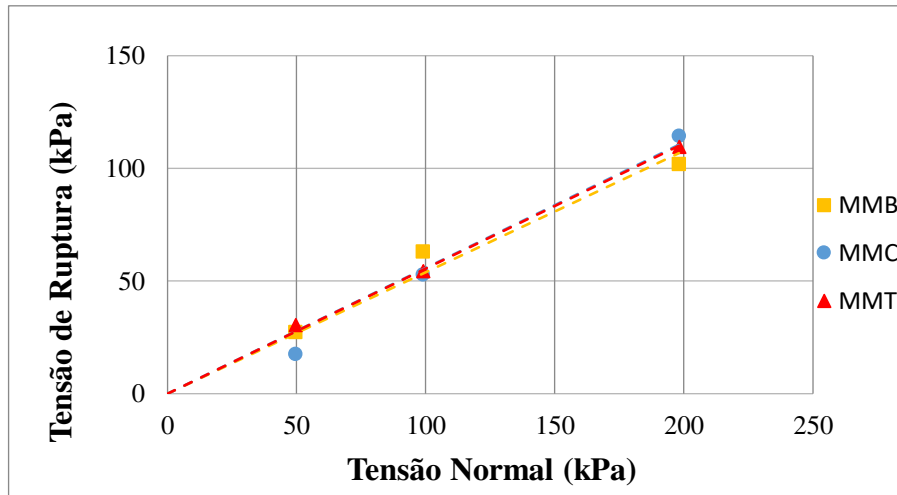


Figura 101 - Envoltórias de resistência - MM - INUNDADO

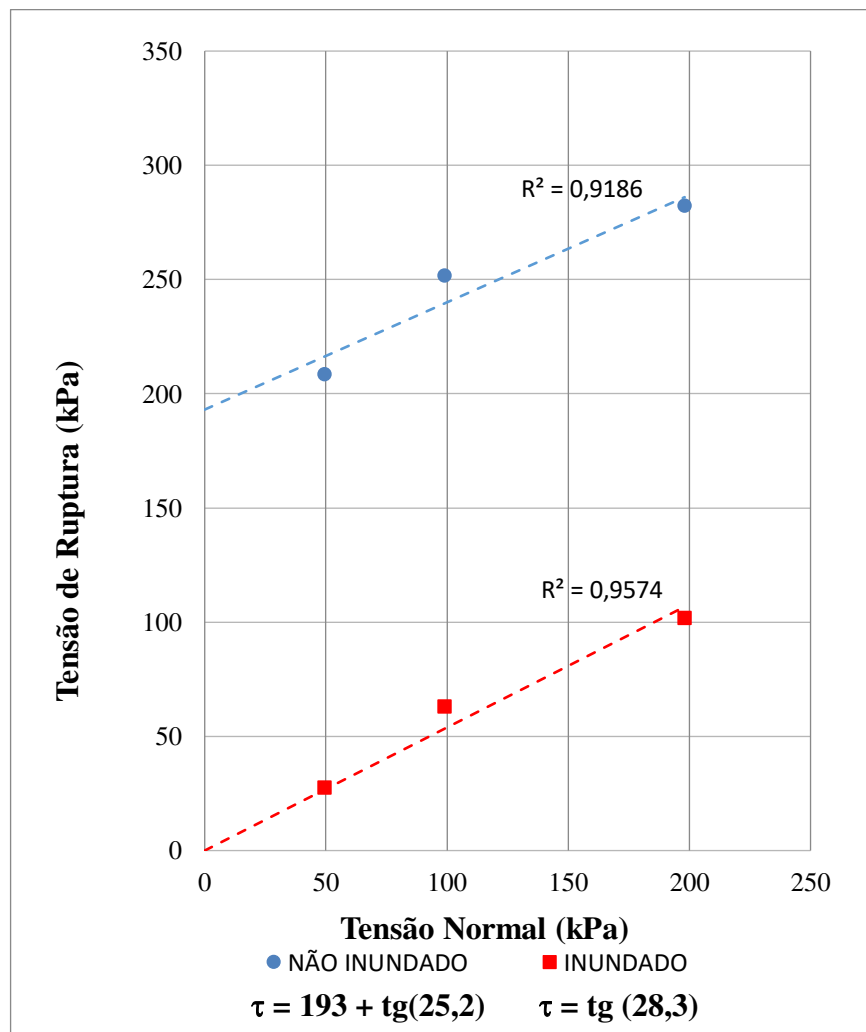


Figura 102 - Envoltória de resistência - MMB

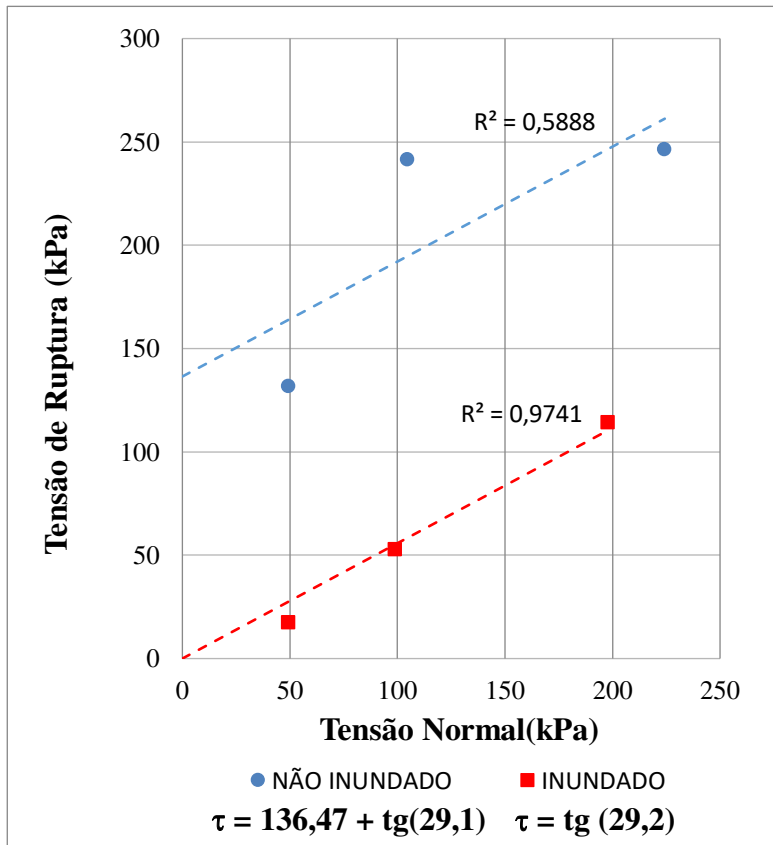


Figura 103 - Envoltória de resistência - MMC

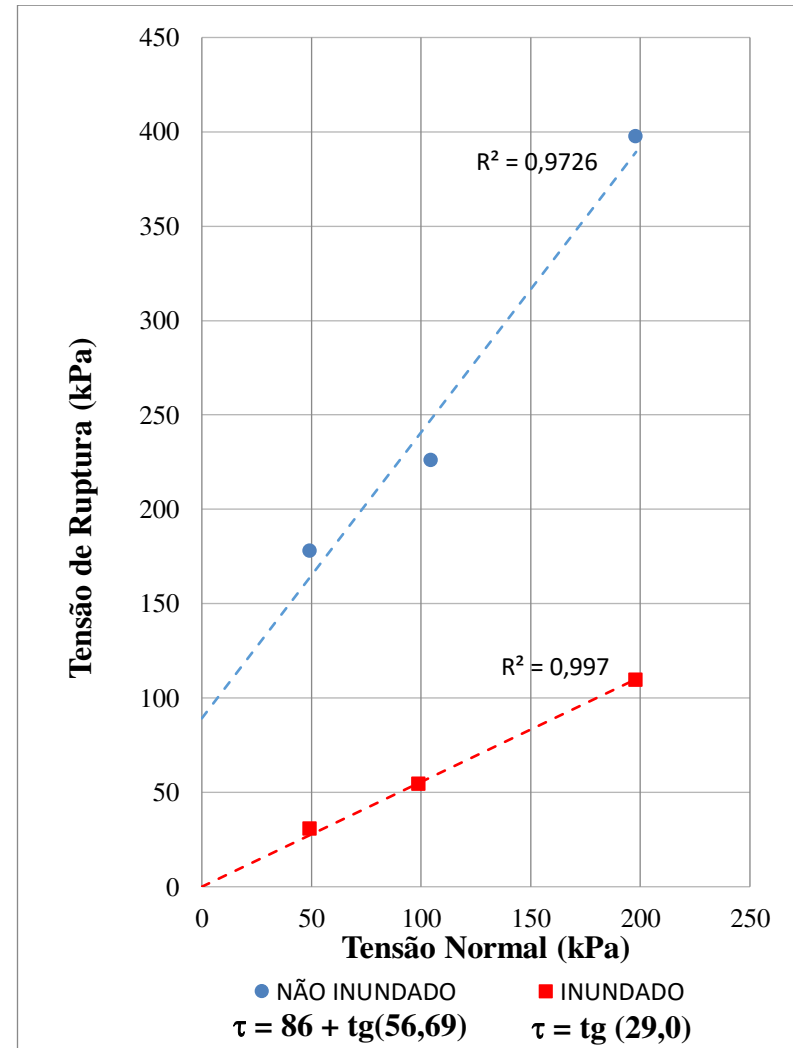


Figura 104 - Envoltória de resistência – MMT

Semelhante ao talude JL, as envoltórias do talude MM representantes dos corpos de prova ensaiados na condição não inundada, apresentam-se superiores às ensaiadas no estado inundado, fato também já esperando, conforme mesma justificativa.

O intercepto coesivo, c , apresentado nas envoltórias das amostras não inundadas também já era esperado. Bem como os solos do talude JL, os valores altos para c podem ocorrer devido a significativa parcela de ação da sucção mátrica nos solos (SILVEIRA, 1993), notando-se que, assim que inundados, os valores do intercepto coesivo tendem a zero.

Ao analisar-se os resultados percebe-se que os solos do talude MM, ensaiados na condição não inundada, apresentam resistências ao cisalhamento diferenciadas para cada nível de tensão. Apesar dos solos MMB e MMC apresentarem envoltórias que seguem o mesmo comportamento, existe um distanciamento entre os valores de ruptura alcançados, e o solo MMT apresenta um comportamento totalmente diferenciado. Neste caso, solo de topo apresentou o menor valor de c entre os solos do talude, 90 kPa, e o maior ângulo de atrito, $\Phi = 56,6^\circ$.

Quanto as amostras de solos ensaiadas na condição inundada, as envoltórias de resistência praticamente coincidem, com uma sobreposição nítida das envoltórias dos solos MMC e MMT, e os valores de tensões de ruptura apresentam-se muito próximos às mesmas tensões normais. Os interceptos coesivos destes solos tendem a zero e os valores dos ângulos de atrito passam a apresentar-se muito próximos.

Ocorre um pequeno aumento dos valores de Φ dos solos MMB e MMC, porém não de magnitude suficiente para que se tornasse relevante. Portanto, o parâmetro Φ nesses solos não apresenta mudança com a inundação. A não mudança do Φ nesses solos quando inundados, mesmo havendo diminuição das tensões de ruptura, foi um fato interessante. Assim, a presença da água pode não modificar estruturalmente o solo, porém influência na estabilidade destes de forma mineralógica, enfraquecendo a ligação entre as partículas.

6.10.4 Resumo dos parâmetros de resistência dos solos

A Tabela 18 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência encontrados para os solos de ambos os taludes do estudo e as tensões de ruptura para a máxima tensão normal ensaiada. Como representativo, foi utilizada apenas a tensão de cisalhamento encontrada para a tensão normal de 200 kPa.

Tabela 18 - Resumo dos parâmetros de resistência

SOLOS	NÃO INUNDADO			INUNDADO		
	c (kPa)	Φ (°)	$\tau_{\text{máx}}$ ($\sigma_n = 200$ kPa) (kPa)	c (kPa)	Φ (°)	$\tau_{\text{máx}}$ ($\sigma_n = 200$ kPa) (kPa)
JLB	130	51,5	388,21	0	32,9	130,01
JLC	111	55,0	378,67	0	32,4	128,34
JLT	169	31,3	283,38	0	31,2	120,78
MMB	195	25,2	282,05	0	28,3	101,77
MMC	138	29,1	246,41	0	29,2	114,27
MMT	90	56,6	397,44	0	29,0	109,52

De modo geral, no ensaio de cisalhamento direto, nas condições não inundadas e inundadas, as resistências ao cisalhamento de todos os solos foram de certa forma semelhantes, dependendo da carga normal aplicada e da condição de saturação, para os solos de ambos os taludes, apesar da nítida diferença estrutural apresentadas entre ele. No entanto, as diferenças no comportamento frente ao cisalhamento dos solos nas diferentes condições de saturação foram bastante significativas, visto que as resistências ao cisalhamento apresentaram quedas significativas quando os solos foram inundados.

Na condição não inundada, os solos apresentaram valores relativamente altos de intercepto coesivos, entre 90 kPa e 195 kPa, devido a parcela significativa da sucção. Já na condição saturado a coesão de todos os solos ensaiados foi nula. Para tal fato é importante lembra-se que os solos foram ensaiados totalmente submersos e espera-se que as ligações de coesão que existem no solo em sua condição não saturada, tendam a diminuir quando o solo é imerso em água.

Os solos terem perdido totalmente a parcela de coesão quando inundados, e suas resistências ao cisalhamento, quando inundados, terem apresentado grandes quedas, são fortes indícios de que estes solos são instáveis, principalmente quando na presença de água. Duas razões podem ser levantadas para justificar tal afirmação. A primeira é que, quando estes solos são inundados, a elevação das poropressões ocasionam em instabilidades no interior das suas estruturas, acarretando rupturas no talude. A segunda é que, devido a inundações, há perda da sucção nos solos, reduzindo assim, a coesão entre as partículas, levando-os ao colapso.

6.11 Sucção pelo método do papel filtro

Por meio da realização do ensaio de sucção pelo método do papel filtro, foram obtidas as curvas de retenção de água dos solos de ambos os taludes. Essas curvas são construídas pela relação entre a sucção matricial (ψ) versus o teor de umidade gravimétrico do solo (w). Entende-se que a determinação da curva de retenção de água dos solos é essencial ao entendimento do comportamento do solo, principalmente no que se refere a sua capacidade de armazenar água quando submetido a diferentes valores de sucção.

A Figura 107 apresenta os pontos de umidade e sucção obtidos no ensaio e as curvas de retenção ajustadas por Fredlund & Xing (1994) para os solos dos taludes JL. Percebe-se que as curvas dos solos se assemelham a curvas de solos argilosos, de acordo com o apresentado por Fredlund & Xing (1994).

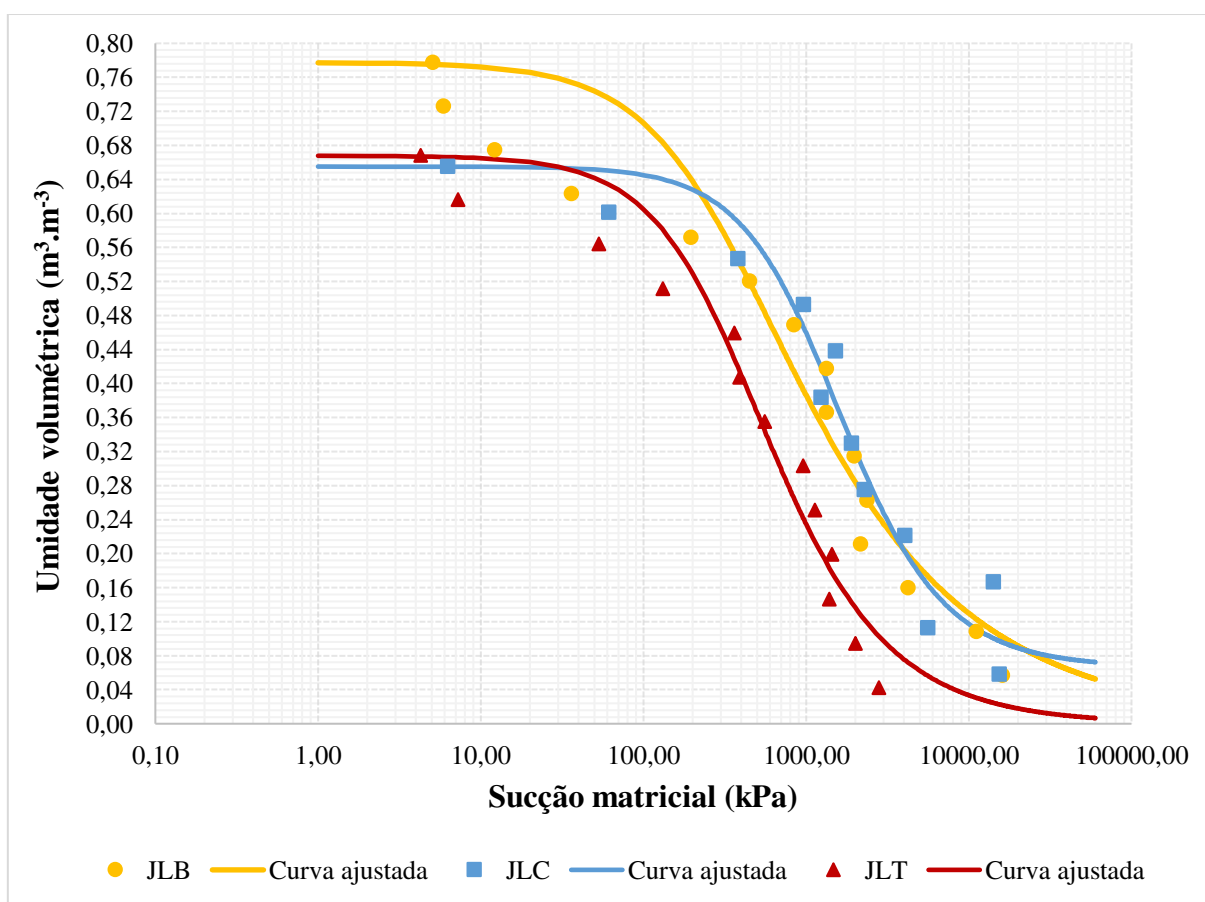


Figura 105 - Curva de retenção de água para os solos do talude JL

Nos solos do talude JL, tem-se que os valores de sucção matricial variaram de cerca de 4 kPa a 16000 kPa para todos os solos, sendo o menor valor referente ao solo JLT e o maior valor ao solo JLB. As variações de umidade gravimétrica w foram de 28%, 22% e 24% para os solos JLB, JLC e JLT respectivamente.

Analisando os pontos até o valor de 1000 kPa podem ser relacionadas a umidade volumétrica e a sucção matricial por meio da Equação 13.

$$C = \frac{\Delta_w}{\log \Delta_\psi} \quad \text{Equação (13)}$$

Onde:

C – Capacidade de retenção de água;

Δ_w – Variação de umidade;

Δ_ψ – Variação da sucção.

Barbour (1998), em seu trabalho, afirma que a faixa de sucção entre os valores de 0 e 1000 kPa nas curvas de retenção se referir a atuação da fase líquida, de energia mecânica e de forças de capilaridade no solo, enquanto a faixa de valores acima de 1000 kPa refere-se a fase de vapor, energia química e forças de adsorção. Essa relação expressa por C indica a capacidade de retenção de água pelo solo, que é a habilidade de perda ou ganho de umidade, dependente dos parâmetros físicos do solo. Verificou-se que os valores de C para os solos JLB, JLC e JLT são de, respectivamente, 4,1%, 2% e 4,7%, conforme apresentado na Tabela 19. Assim sendo, os solos de base e topo apresentaram maiores capacidades de reter água, diferente do solo de centro, que apresentou um valor significativamente menor de capacidade de retenção. No entanto, todos os solos do talude JL podem ser considerados como solos de baixa retenção de água, devido aos valores C que apresentaram.

A Tabela 19 a seguir, também apresenta os valores de umidade gravimétrica residual (w_{Res}) e sucção residual (Ψ_{Res}) de cada solo. De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015), esse ponto é correspondente a quantidade de água que pode ser armazenada nos poros do sistema de forma em que esta esteja relativamente menos livre do que a água que é drenada na forma de fluxo líquido.

Na Tabela 19 também são apresentados os valores w_{Ar} e Ψ_{Ar} referentes ao ponto de entrada de ar, que diz respeito a sucção matricial em que o ar passa a entrar nos poros do solo.

Tabela 19 - Parâmetros de sucção

Solos	w_{Ar} (m³m⁻³)	Ψ_{Ar} (kPa)	w_{Res} (m³m⁻³)	Ψ_{Res} (kPa)	C (%)
JLB	0,71	100	0,19	5000	4,1
JLC	0,59	400	0,15	6000	2,0
JLT	0,60	110	0,10	3000	4,7

O solo que apresentou a maior w_{Res} foi o solo de base, $0,19 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, correspondente a 5000 kPa de sucção. O solo de topo, por outro lado, apresentou a menor umidade residual, $0,10 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, no entanto pela figura, percebe-se que não houve uma estabilização da sucção às menores umidades, podendo o solo de topo vir a apresentar uma umidade residual inferior, bem como uma sucção residual superior. O solo de centro apresentou para $w_{Res} = 0,15 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$ uma Ψ_{Res} superior em 6000kPa ao solo de base, portanto, a uma umidade ligeiramente menor, a sucção do solo de centro é bastante superior.

A entrada de ar nos solos JLC e JLT ocorreu a umidades semelhantes, $0,59 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$ e $0,60 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, respectivamente, no entanto, a valores diferentes de sucção. Já o solo JLB a entrada de ar ocorreu à umidade de $0,71 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, onde a sucção do solo era de 100 kPa, próxima à sucção do solo de topo, 110kPa.

A Figura 108 apresenta as curvas de retenção para os solos dos taludes MM. Assim como para o talude JL, as curvas dos solos do talude MM se assemelham a curvas de solos argilosos.

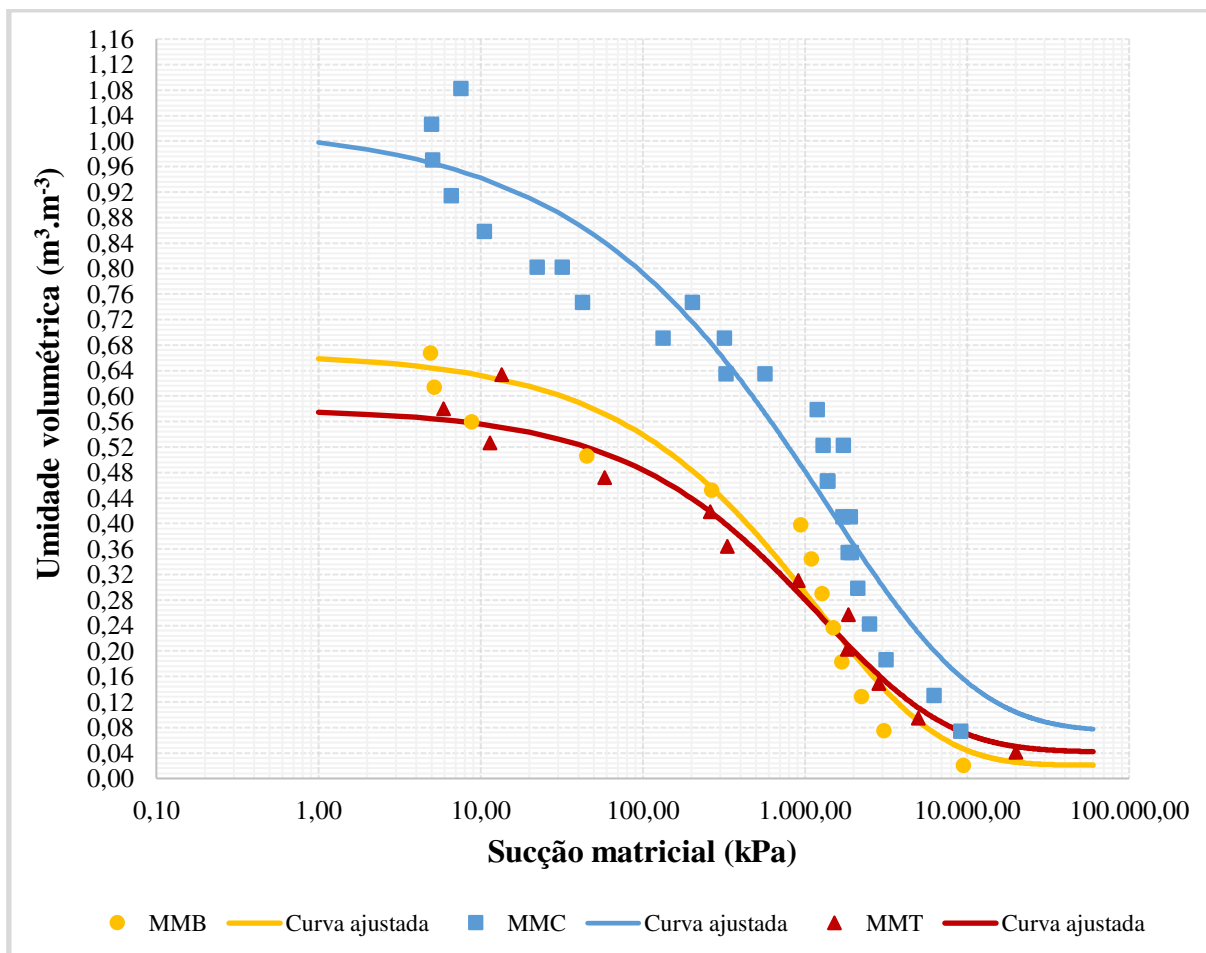


Figura 106 - Curva de retenção de água para os solos do talude MM

Quanto aos solos do talude MM, tem-se que os valores de sucção matricial variaram de cerca de 4 kPa a 19950 kPa para todos os solos, sendo o menor valor referente ao solo MMB e o maior valor ao solo MMT. As variações de umidade gravimétrica foram de 24%, 36% e 22% para os solos MMB, MMC e MMT respectivamente.

Verificou-se que os valores de C para os solos de base, centro e topo são de, respectivamente, 3,4%, 5,8% e 4,1%, como apresentado na Tabela 20. Assim sendo, os solos de centro e topo apresentaram maiores capacidades de reter água, diferente do solo de base, que apresentou um valor significativamente menor de capacidade de retenção. No entanto, assim como para o talude anterior, todos os solos do talude MM podem ser considerados como solos de baixa retenção de água, devido aos valores de capacidade de retenção de água que apresentaram. Vale salientar que, apesar do baixo valor, o solo de MMC apresentou o maior valor de capacidade de retenção de água, corroborando com os resultados apresentados nos ensaios anteriores, desse solo em específico ter uma maior sensibilidade a presença de água.

Também na Tabela 20 são apresentados os valores de umidade gravimétrica residual (w_{Res}) e sucção residual (Ψ_{Res}), bem como os valores do ponto (w_{Ar} ; Ψ_{Ar}) de entrada de ar de cada solo do talude MM.

Tabela 20 - Parâmetros de sucção

Solos	w_{Ar} (m^3m^{-3})	Ψ_{Ar} (kPa)	w_{Res} (m^3m^{-3})	Ψ_{Res} (kPa)	C (%)
MMB	0,52	130	0,06	7500	3,4
MMC	0,83	65	0,14	10000	5,8
MMT	0,48	100	0,08	7000	4,1

O solo que apresentou a maior w_{Res} foi o solo de centro, $0,14 m^3m^{-3}$, correspondente a 10000 kPa de sucção, o maior valor de Ψ_{Res} verificado entre os solos. O solo de base, por outro lado, apresentou a menor umidade residual, $0,06 m^3m^{-3}$, no entanto pela figura, percebe-se que não houve uma estabilização da sucção, em nenhum dos solos, às menores umidades, podendo estes vir a apresentarem umidades residuais inferior, bem como uma sucção residual superior. O solo de topo apresentou para $w_{Res} = 0,08 m^3m^{-3}$ uma Ψ_{Res} inferior em 500kPa ao solo de base, portanto, a uma umidade ligeiramente maior, a sucção do solo de topo é inferior. Isso pode estar relacionado com o fato de que, o solo de topo do talude MM não se apresentar apenas como solos puro e sim, como uma mistura de solo e aterro. Portanto, os outros materiais presentes nessa camada podem influenciar na sucção.

Já quanto a entrada de ar nos solos, os resultados alcançados foram diferenciados em todos os solos do talude MM. O solo MMC apresentou o maior valor de umidade ao menor valor de sucção matricial, sendo $w_{Ar} = 0,83$ uma $\Psi_{Ar} = 65kPa$, demonstrando que foi necessária maior quantidade de água nesse solo para que o ar começasse a entrar, o que corrobora com o valor da capacidade de retenção de água apresentada nesse solo. Os solos MMB e MMT, por outro lado, apresentaram valores inferiores para o ponto de entrada de água, sendo interessante comentar que para uma diferença de $0,4 m^3m^{-3}$ de umidade, o solo MMB apresentou uma sucção superior em 30kPa com relação ao solo MMT.

De modo geral, o ensaio de sucção indicou que todos os solos possuem baixa capacidade de retenção de água, e o ponto de entrada de ar ocorria em umidades também baixas, entre $0,48 m^3m^{-3}$ e $0,83 m^3m^{-3}$, semelhante as umidades encontradas em campo, para os solos de ambos os taludes. Portanto, os solos não se comportam do modo a manter coesão entre os grãos quando na presença da água, inclusive em umidades relativamente baixas. O valor mais alto de umidade

na entrada de ar foi encontrado para o solo MMC, no entanto, o menor valor de sucção encontrado, 65 kPa.

8. CONCLUSÕES

O presente trabalho consistiu na caracterização química, mineralógica e geotécnica de solos residuais da cidade de Areia/PB. O estudo foi desenvolvido a partir de amostras de solos obtidas em duas áreas classificadas como de risco de movimentos de massas pela CPRM. As áreas foram identificadas como JL e MM. Foram obtidas amostras amolgadas e indeformadas em taludes dessas áreas, com três amostras coletadas em cada uma das áreas, uma na parte superior do talude, outra na parte central e a terceira na parte inferior. Todas as amostras foram coletadas a 1,0m de profundidade. São, portanto, representativas do horizonte de solo residual maduro. Com base nos estudos realizados foi possível chegar as conclusões apresentadas a seguir.

Os solos dessas áreas de risco foram identificados, por meio do exame tátil visual e do ensaio SPT, como Argilas Arenosas. A consistências desses solos foi de dura a rijá, para os solos do talude JL e de dura a mole para os solos do talude MM. A coloração dos solos recolhidos em campo apresentou variação considerável quando expostos ao ar, indicando o fenômeno da oxidação e foi confirmada posteriormente por ensaio mineralógico que indicaram a presença significativa de óxidos de ferro na composição dos solos.

Os ensaios de caracterização geotécnica mostraram que os solos foram classificados em termos granulométricos como areia argilosa (três amostras), argila arenosa (uma amostra) e areia siltosa (duas amostras). Os solos apresentam baixa plasticidade com o Limite de Liquidez variando de 39 a 51% e Índice de Plasticidade de 8 a 15%. No Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) as amostras foram classificadas com ML (cinco amostras) e SM (uma amostra).

A análise química encontrou os compostos SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 e TiO_2 em maior quantidade dos solos. Esses óxidos compõem os principais minerais encontrados nos solos, Quartzo, Caulinita, Nacrita e Vermiculita. A presença desses minerais indica que esses solos já passaram por processos intensos de intemperismo. O elevado grau de intemperismo desses solos foi confirmado por meio do cálculo dos parâmetros K_i e K_r propostos pela Embrapa (1997). Todos os solos apresentaram valores de K_i e K_r inferiores a 2, o que indica que todos os solos são classificados como muito intemperizados.

Todos os solos do estudo estão na condição não saturada em campo, com grau de saturação inferior a 50%, sendo o solo MMC o que apresentou menor grau de saturação (26,6 %).

Os solos de ambos os taludes foram considerados solos colapsíveis, mediante a confirmação por meio de ensaios de laboratório crumb test e ensaio de colapso (oedômetro simples). Os métodos indiretos para a identificação de solos colapsíveis não se mostraram adequado para a verificação dessa característica, visto que apenas 3 dos 6 solos foram considerados colapsíveis utilizando estas metodologias. O potencial de colapso desses solos apresentou-se elevado, com valores entre 3,0% e 13,1%, sendo o maior valor referente ao solo MMC.

Do ponto de vista geotécnico, os solos se mostraram bastante compressíveis, corroborando com os altos valores de índice de vazios iniciais que estes apresentaram. O solo MMC mostrou-se como o mais compressível, de acordo com o ensaio de adensamento. A dissipação das poropressões para todos os solos foi extremamente rápida, ocorrendo em t_{90} menor que 2 minutos. O solo MMC apresentou o menor tempo de dissipação das poropressões, $t_{90} = 20,2$ s. Foram encontrados valores elevados de c_v para os solos, demonstrando que as poropressões decorrentes das deformações cisalhantes sofridas em campo, provavelmente dissipam-se de maneira muito rápida. Os valores de tensão virtual de pré-adensamento obtidos nos ensaios em amostras no teor de umidade natural variaram de 131 kPa a 480 kPa, enquanto que na condição inundada a variação foi de 20,2 kPa a 110 kPa, o que evidenciou a influência da água no comportamento do solo na compressão oedométrica. As amostras inundadas apresentaram-se mais compressíveis que as amostras ensaiadas na condição natural de umidade.

Os solos apresentaram diferenças bastante significativas no comportamento frente ao cisalhamento quando ensaiados às diferentes condições de saturação. Os valores de resistências ao cisalhamento apresentaram quedas significativas quando os solos foram inundados. Os solos, quando inundados, apresentaram perda total da parcela de coesão, e suas resistências ao cisalhamento apresentaram grandes quedas, indicando que estes solos são instáveis, principalmente quando na presença de água. Tal fato torna-se preocupante, mediante a colapsibilidade confirmada dos solos, aliado a condição de não saturação que estes encontram-se em campo e baixa capacidade de retenção de água, indicada pelo ensaio de sucção pelo método do papel filtro. O ensaio de sucção também indicou que o ponto de entrada de ar nos solos ocorre a baixas umidades, entre $0,48 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$ e $0,83 \text{ m}^3\text{m}^{-3}$, semelhante as umidades encontradas em campo, para os solos de ambos os taludes.

9. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Esse trabalho fez perceber que alguns outros estudos são interessantes, e imprescindíveis, para dar continuidade a este projeto, principalmente por trata-se de um assunto importante para o município de Areia - PB, que enfrenta problemas com áreas de risco. Desta forma, a fim de subsidiar um aprofundamento do entendimento desses solos, sugere-se os seguintes assuntos a serem estudados futuramente:

- Realização do ensaio de cisalhamento triaxial;
- Estudos de permeabilidade dos solos de cada área a fim de encontrar o parâmetro de poropressão dos solos;
- Realização de ensaios mais precisos para verificação da sucção nos solos, e análise estatísticas desse parâmetro;
- Identificação de outras áreas de risco de movimentação de massa no município de Areia – PB;
- Determinação dos níveis críticos de ruptura dos taludes, para determinação da evacuação das áreas e alerta de desastre ambiental;
- Elaboração de um projeto de contenção para os taludes considerados instáveis;
- Parceria entre academia e prefeitura do município, objetivando monitoramento, manutenção e prevenção de possíveis acidentes.

10. REFERÊNCIAS

ABNT. ABNT NBR 7181: 2016: Solo - Análise granulométrica. 2016.

ABNT. ABNT NBR 6459: 2016: Solo - Determinação do limite de liquidez. 2016.

ABNT. ABNT NBR 7180: 2016: Solo - Determinação do limite de plasticidade. 2016.

ABNT. ABNT NBR 6458: 2016: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. 2016.

ABNT. ABNT NBR- 13601: 1996: Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (crumb test) - Método de ensaio. 1996.

A. CASAGRANDE AND R. E. FADUM, Notes on soil testing for engineering purposes: Soil Mech. Series No. 8 Harvard Graduate School of Engineering, 1944

AESA - Agencia executiva de gestão das águas. **Geologia do estado da Paraíba - Atlas do plano estadual de recursos hídricos da Paraíba.** Governo da Paraíba, Paraíba. 2009. Disponível em: < <http://geoserver.aesa.pb.gov.br/geoprocessamento/geoportal/mapas.html> >. Acesso em: 11 jan. 2020.

AESA - Agencia executiva de gestão das águas. **Meteorologia – Chuvas – Gráfico. Município: Areia.** Governo da Paraíba, Paraíba. 2009. Disponível em: < http://www.aesa.pb.gov.br/aesa-website/meteorologia-chuvas-grafico/?id_municipio=15&date_chart=2019-12-31&period=year >. Acesso em: 27 abr. 2020.

AESA - Agencia executiva de gestão das águas. **Microregiões do estado da Paraíba.** Governo da Paraíba, Paraíba. 2009. Disponível em: < <http://geoserver.aesa.pb.gov.br/geoprocessamento/geoportal/mapas.html> >. Acesso em: 11 jan. 2020.

AITCHISON, G. D. Soil properties, shear strength and consolidation. In: **proceeding 6th Interational Conference Soil Mechanic Foundations Engineering.** p. 318-321. 1965.

ALMEIDA, G. P.; VENTORINI, S. E. MAPEAMENTO PARTICIPATIVO DE ÁREAS DE RISCO A MOVIMENTO DE MASSA NO BAIRRO SENHOR DOS MONTES – SÃO GUSTAVO. **Caderno de Geografia**, v. 24, n. especial 1, p. 79–93, 2014.

ANTUNES, F. DOS S. *et al.* Solos: Subsídio para estudos de geologia de engenharia. **Anuario do Instituto de Geociencias**, v. 38, n. 1, p. 180–198, 2015.

ASTM D2435 / D2435M-11, Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.

ASTM D3080 / D3080M-11, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.

ASTM D5298-16, Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

ASTM E1621-94(1999), Standard Guide for X-Ray Emission Spectrometric Analysis, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1999.

BARBOUR, S. L. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. **Canadian Geotechnical Journal**, v.35, n.5, p.873-894, 1998.

BARDEN, L; MCGOWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soil. **Engineering Geology**, v. 7, n. 1, p. 49-60, 1973.

BASTOS, Cezar Augusto Burkert. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados**. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

BISHOP, Alan W.; BLIGHT, G. E. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. **Geotechnique**, v. 13, n. 3, p. 177-197, 1963.

BORGES, Jesce John da Silva *et al.* Estudo do efeito da inundação na variação de volume, na resistência de ponta e no módulo de elasticidade de um solo colapsível do Semiárido de Pernambuco. **Matéria (Rio de Janeiro)**, v. 21, n. 4, p. 996-1011, 2016.

BOSZCZOWSKI, Roberta Bomfim. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaise de Curitiba, PR.** Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2008.

BRAND, E. W. & PHILLIPSON, H.B. Review of International practice for the sampling and testing of residual soil. **Sampling and Testing for Residual Soil: A review for International Practice**, edited by E.W. Brand & H.B. Phillipson, pp7-21. Scorpion Press, Hong Kong, 1985.

BRASIL; MINISTERIO DA AGRICULTURA. **Levantamento Exploratório - Reconhecimento de Solos do Estado da Paraíba - Interpretação para uso Agrícola dos Solos do Estado da Paraíba.** Rio de Janeiro.1972.

BRASIL; MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Inundações e Movimentos de Massa – Areia/PB.** Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral. Serviço Geológico do Brasil – CPRM. Departamento de Gestão Territorial – DEGET. Brasília. 2015.

BRENNER, R. P.; GARGA, V. K.; BLIGHT, G. E. Shear strength behaviour and the measurement of shear strength in residual soils. **Mechanics of Residual Soils**, p. 155-217, 1997.

BURLAND, J.B. Some Aspects of the Mechanics Behavior of Partly Saturated Soils. In *Moisture and Moistures Changes in Soils Beneath Covered Areas.* **Butterworts**, Sydney, Australia, p.270-278. 1965.

CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados**. 5o. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, v. 2, p 597-616, 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR., G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 759, 2015.

CAMPOS, N. DOS S. *et al.* Estudo físico e morfológico de solos encontrados em áreas de risco na cidade de Caratinga – Minas Gerais. **XVII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada**. p. 4362 – 4370, 2017.

CHANDLER, R. J. The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl. **Geotechnique**, v. 19, n. 3, p. 321-334, 1969.

CHEN, You-Liang *et al.* Stability evaluation of slope subjected to seismic effect combined with consequent rainfall. **Engineering Geology**, p. 105461, 2019.

CLEMENTINO, R. V. **Características dos solos coluvionáres e residuais de granito do escorregamento da rua Licurgo, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro. 1993.

CORRÊA, Carolina. **Pedologia**. Aula de Classificação dos solos. 2015. Disponível em: <<https://pt.slideshare.net/karolpoa/aula-classificacao-dos-solos>> Acesso em: 19 de Junho de 2018.

CARMO, A. C., *et al.* Análise de Risco Ambiental à Erosão Gerada a partir de produtos de sensores remotos: MDE Topodata e Landsat 8. **XVII: Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto**, 17., 2015, João Pessoa. João Pessoa: INPE, p. 5929-5934, 2015.

CPRM – Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais – Serviço Geológico do Brasil. “ Ação Emergencial para Delimitação de Áreas em Alto e Muito Alto Risco a Inundações e Movimentos de Massa - Areia – PB”. Ministério de Minas e Energia; Departamento de Gestão Territorial, Paraíba, Brasil. 2015.

COSTA, O. DA S. **A Ocupação Urbana nas Encostas do Balneário “O Quebra” - Areia - PB**. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de Geografia, Universidade Estadual da Paraíba, Paraíba. 2012.

COUTINHO, Roberto Quental *et al.* Geotechnical Characterization and Failure Mechanism of Landslide in Granite Residual Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 8, p. 05019004, 2019.

COUTINHO, Roberto Quental; SEVERO, R. N. **Conferência: Investigação Geotécnica Para Projeto de Estabilidade de Encostas**. In: 5º Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 2009, São Paulo. 5º COBRAE, p. 1-55. 2009.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. Landslides: investigation and mitigation. Special Report 247. **Transportation Research Board, Us National Research Council, chap Landslides Types and Processes**, p. 36-75, 1996.

DEERE, D. U & PATTON F. D. Slope stability in residual soils. **Panamericam conference on soil mechanics and Foundation Engineering 4**, Proceeding. ASCE v. 1, p. 87-170, 1971.

DENISOV. N.Y. The engineering Properties of Loess and Loess Loam. **Gosstroizdat**, Moscow. 1951.

DELAGE, P.; GRAHAM, J. Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires conceptual models. In: **Proc. Int. Conf. Unsaturated Soils**, Paris. p. 1223-1256. 1995.

DOS SANTOS ANTUNES, Franklin *et al.* Solos: Subsídio Para Estudos de Geologia de Engenharia. **Anuário do Instituto de Geociências**, v. 38, n. 1, p. 180-198, 2016.

SANTOS JR, Olavo Francisco. Compressão unidimensional de solos residuais da Formação Potengi. **Revista Tecnologia**, v. 30, n. 1, p. 97-103, 2016.

DRESS, L. R. ; WILDING, L. P. ; SMECK, N. E. ; SENKAYI, A.L. Silica in Soils: Quartz and Disordered Silica Polymorphs. **Minerals in soil environments**. p. 913-974. 1989.

EMBRAPA. Manual de métodos de análise de solos. **Centro Nacional de Pesquisa de Solos**. Rio de Janeiro, 1997

European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Ireland, p. 285 – 288. 1987.

FARIAS, D. R. DE; *et al.* Fósforo em solos representativos do estado da Paraíba. I - Isotermas de adsorção e medidas do fator capacidade de fósforo. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 33, n. 3, p. 623–632, 2009.

FEDA, J. Structural Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice. **Engineering Geology**, Vol. 3, nº 3, pp. 201-219. 1966.

FERREIRA, S. R. M. **Influência da mudança de umidade no Comportamento de variação de volume dos solos colapsíveis e expansivos**. In: Arminda Saconi Messias. (Org.). Tratamento de Água: qualidade economia e sustentabilidade. 1ed. RECIFE: Fasa, v.1, p.619-627. 2015.

FREDLUND, Delwyn G.; MORGENSTERN, Norbert R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 103, n. ASCE 12919, 1977.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, INC, 1993.

FREDLUND, Delwyn G.; XING, Anqing. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

GERSCOVICH, Denise MS. **Estabilidade de Taludes (2ª edição)**. Oficina de Textos, 2016.

G1, PB. Inmet emite alerta e inclui 65 cidades da PB em zona de perigo por causa das chuvas. Disponível em: <<https://g1.globo.com/pb/paraiba/noticia/inmet-emite-alerta-e-inclui-65-cidades-da-pb-em-zona-de-perigo-por-causa-das-chuvas.ghtml>>. Acesso em: jan. 2019.

HUGHES, J. C. Crystallinity of kaolin minerals and their weathering sequence in some soils from Nigeria, Brazil and Colombia. **Geoderma**, Amsterdam, v. 24, p. 317-325, 1980.

HUNGR, Oldrich; LEROUEIL, Serge; PICARELLI, Luciano. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2014.

IAEG, Rock. soil description and classification for engineering geological mapping. Report by the IAEG Commission on Eng. Geol. Mapping. **Bull. of the IAEG**, n. 24, p. 235-274, 1981.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. “Areia-PB”. Portal IBGE Cidades. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pb/areia/panorama>>. Acesso em: 11 jan. 2020.

IPHAN – Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional. “Areia – PB”. Disponível em: <<http://portal.iphan.gov.br/pagina/detalhes/347/>>. Acesso em: 11 jan. 2020.

ISRM. Basic geotechnical description of rock masses. ISRM Commission on Classification of Rock and Rock Masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.* 18, pp. 85-110. 1981

JORNAL DA PARAÍBA. **INMET alerta para ‘perigo potencial’ de chuvas em todo o território da PB**. Disponível em: <http://www.jornaldaparaiba.com.br/vida_urbana/inmet-alerta-para-perigo-potencial-de-chuvas-fortes-em-todo-o-territorio-da-pb.html> Acesso em: 14 de Junho de 2018.

JORNAL DA PARAÍBA. **Defesa Civil faz alerta para risco de chuva intensa na Paraíba.**

Disponível em: <http://www.jornaldaparaiba.com.br/vida_urbana/defesa-civil-faz-alerta-para-risco-de-mais-chuva-intensa-em-todas-regioes-da-paraiba.html> Acesso em: 14 de Junho de 2018.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. Soil mechanics, 553 pp. 1969.

LI, Changdong *et al.* Susceptibility of reservoir-induced landslides and strategies for increasing the slope stability in the Three Gorges Reservoir Area: Zigui Basin as an example. **Engineering Geology**, v. 261, p. 105279, 2019.

LIMA, M.G. **A história do intemperismo na Província Borborema Oriental, Nordeste do Brasil: implicações paleoclimáticas e tectônicas.** Tese de Doutorado - Geodinâmica e Geofísica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte. 2008.

LOLLO, José Augusto. Solos Colapsíveis, identificação, Comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. **São Paulo: Unesp**, 2008.

LUNA, P. P. L. **Funções de pedotransferência para estimativa de retenção de água em solos da mesorregião do agreste paraibano.** Tese de Doutorado – Departamento de Solos e Engenharia Rural, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba. 2016.

MACEDO, H. A.; SILVA, A.; COSTA, E. A.; PAULA, B. L. Estudo da declividade e identificação de áreas de risco na região de cava da mina de ferro no Morro do Urucum, estado do Mato Grosso do Sul, Brasil. **Brazilian Geographical Journal: Geosciences and Humanities research médium**. v. 3, n. 1, p. 170 – 181, 2012.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção com o método do papel filtro.** In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu, PR, 1994, v.2, p. 515-522.

MARQUES, A. L.. **Aspectos geomorfológicos da formação serra dos martins nos estados da paraíba e do rio grande do norte.** In: Encontro Nacional de Geógrafos, 2016, São Luis-MA. Meio ambiente, 2016. p. 1-9.

MITCHELL, J.K e COUTINHO, R.Q. **Special Lecture: Occurrence, Geotechnical Properties of Some Soils of America.** IX P.C.S.M.F.E. Viña Del Mar, Chile. Sociedade Chilena de Geotecnia, vol.IV, pp.1651-1741. 1991.

MONTEIRO, Á. L. **Caracterização Mineralógica Da Camada Superficial Dos Solos Representativos Do Estado Da Paraíba.** Dissertação de Mestrado – Centro de Ciências Agrárias, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba. 2010.

MOREIRA, F. D.; MORAES, C. G. M. S. M. O Desenvolvimento Urbano de Areia/PB: contribuição aos estudos de morfologia e história urbana no Brasil. **Revista de Pesquisa em Arquitetura e Urbanismo**, v. 9, p. 133–225, 2009.

MOREIRA, J. E. **Estabilidade de taludes de solos residuais de granito e gnaiss.** Dissertação de Mestrado – Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Guanabara. 1974.

MOREIRA, M. M. *et al.* Carta Geotécnica de Suscetibilidade e Risco Potencial a Movimentos de Massa e Inundações na Região Urbana do Município de Natal - RN. **ABMS**, 2016.

OLIVEIRA, Elisângela do Prado. **Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR.** Dissertação de Mestrado – Pós-graduação de Engenharia, Pontifca Universidade Católica, Rio de Janeiro. 2006.

ORTIGAO, J. A.; ORTIGAO, J. A. R.. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** Rio de Janeiro, LTC Livros Tecnicos e Cientificos. 2007.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PELLS, P., Robertson, A., JENNINGS, J. E., and KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "Collapse" of grain structure.** *Proced. IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Durban, p. 99-105. 1975

PEREIRA, Álvaro. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2006.

POZZEBON, Beatriz Herter. **Parâmetros de solos residuais compactados da Região Metropolitana de São Paulo: comparação com dados de outras localidades no Brasil.** Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2017.

PRADHAN, Sarada Prasad; VISHAL, Vikram; SINGH, Trilok Nath (Ed.). **Landslides: Theory, Practice and Modelling.** Springer, 2019.

PRIKLONSKIJ, V. A. *Gruntovenedie - Utoraira Chast.* **Gosgeolizdat**, Moscow. 371 p. 1952.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. **Colapse Potential of Soils and Soil-Water Chemistry. Proceedings.** *Anais...VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, vol.2.2, p. 177-183.* 1973.

REIS, Rodrigo Martins. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaise.** Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2004.

RIGO, Marcelo Luvison. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral.** Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Porto Alegre. 2005.

ROCHA, Breno Padovezi. **Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2018.

RODRIGUES, R. A.; VILAR. O. M. **Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água**. Revista Nacional De Gerenciamento de Cidades. ANAP, v. 1, n. 6, 2013.

SANTOS JR, O. F. **Estudo experimental do comportamento de um solo residual submetido a variações cíclicas de poro pressão**. Tese de Doutorado - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1996.

SANTOS JR, O. F. **Mecanismos de ruptura de taludes em solos residuais**. In: 3º Simpósio de Geotecnia do Nordeste, Fortaleza. 2013.

SILVA, D. J. DA. **Mapa de risco de deslizamento e erosão em encostas com ocupações desordenadas no município de Abreu e Lima - PE**. Dissertação de Mestrado. Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco. 2016.

SILVEIRA, G. C. **Características Geomecânicas dos Solos Residuais e Coluvionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo RJ**. Dissertação de Mestrado. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1993.

SOUSA, Ray de Araújo. **Resistência e compressibilidade de solos da Formação Barreiras da região de Natal/RN**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal. 2018.

TAYLOR, Donald W. **Fundamentals of soil mechanics**. LWW, 1948.

TEIXEIRA, Wilson *et al.* **Decifrando a terra**. IBEP, 2009.

UYETURK, Celal Emre *et al.* Geotechnical characteristics of residual soils in rainfall-triggered landslides in Rize, Turkey. **Engineering Geology**, v. 264, p. 105318, 2020.

VARGAS, Milton. Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. In: Proc. Int. Conf. **Soil Mech. Found. Eng., 3rd, Zürich**. p. 67-71. 1953.

VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos. **McGRAW -HILL do Brasil**. São Paulo. Vol.1, p.509, 1978

VARGAS, M. The concept of tropical soils. **TropicalS**, v. 85, p. 101-115, 1985.

VARNES, D.J. Slope Movement Types and Processes. **Transportation Research Board, Special Report**. n. 176, p.11-33, 1978.

VAUGHAN, P. R. Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soils. In: **Proceedings of the 2nd international conference on geomechanics in tropical soils**. p. 20-37. 1988.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. **Indexing the engineering properties of residual soil**. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, v. 21, n. 1, p. 69-84, 1988.

VAUGHAN, R. R. Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprotic Soils Particularly as Related to their Structure and Mineral Components. **Proc. 1st Int. Conf. Geomech. Tropical. Lateritic Saprolitic Soils**, p. 231-263, 1985.

WEATHER SPARK. **Condições meteorológicas médias de Areia, Brasil**. Disponível em: <<https://pt.weatherspark.com/y/31416/Clima-característico-em-Areia-Brasil-durante-o-ano>>
Acesso em: 17 de Março de 2020.

WOLLE, C. M. Peculiarities of “in Situ” Behavior of Tropical Soils: Slope Stability. Committee on Tropical Soils. In: **Proceedings of the 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**. 1985.

11. ANEXOS

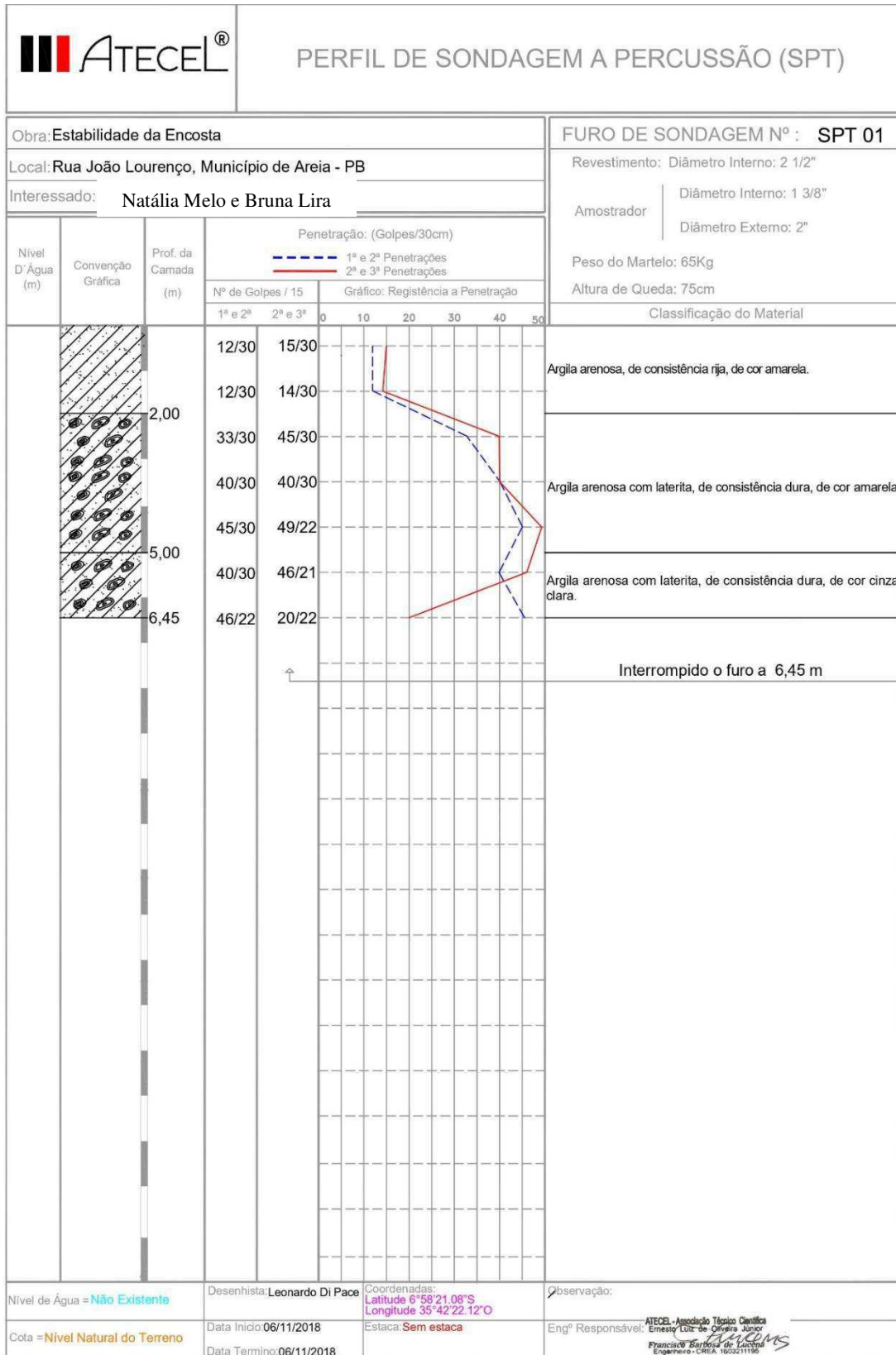


Figura 107 - Perfil de Sondagem da Rua João Lourenço - Areia - PB

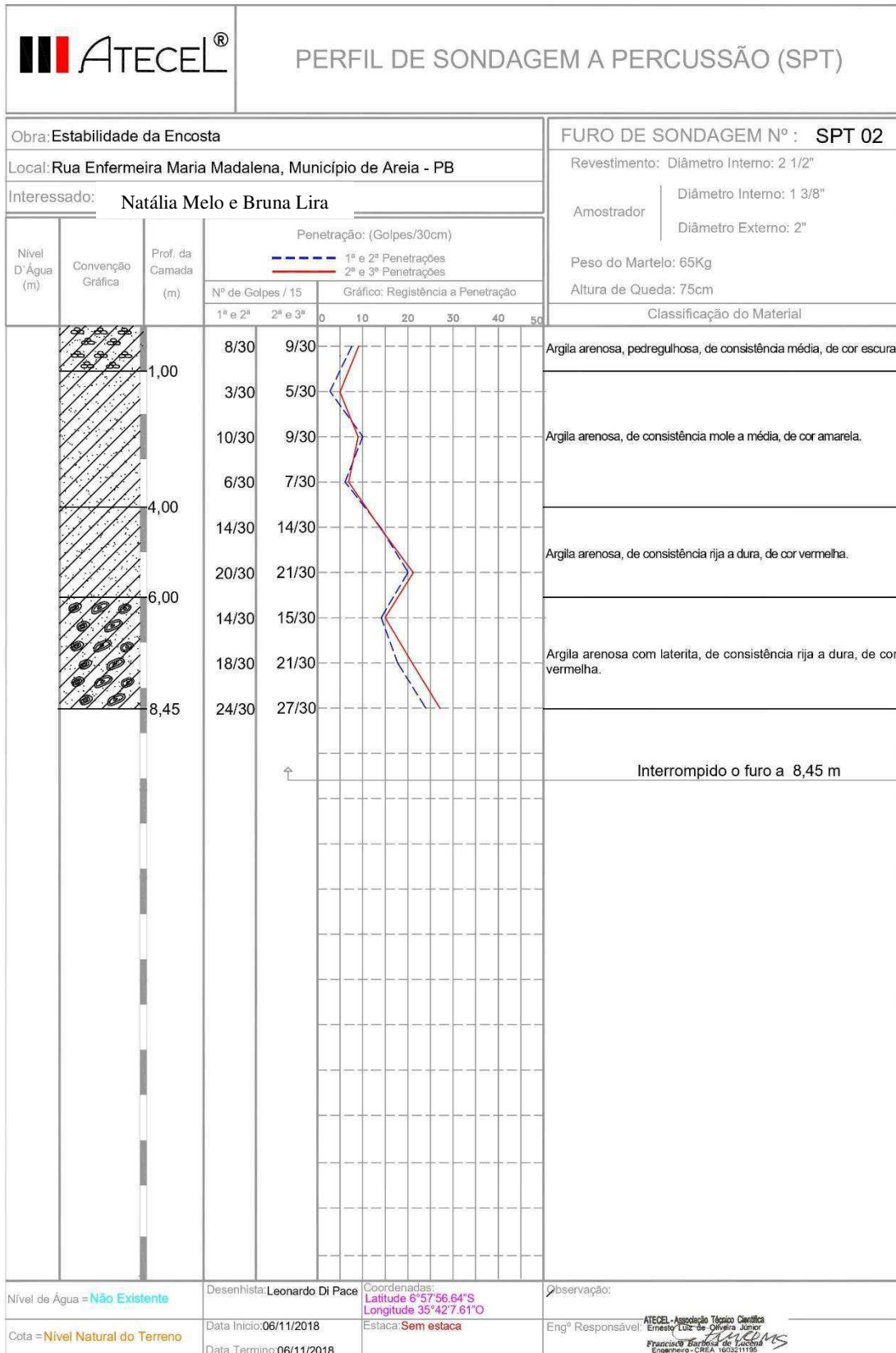


Figura 108 - Perfil de Sondagem da Rua Enfermeira Maria Madalena - Areia – PB

Quadro 8 - Síntese dos resultados (1)

ENSAIOS		Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena			
		Profundidade das Camadas (m)						
		1	3,5	5,7	0,5	2,5	5	7,2
SPT	Índice de Resistência a Penetração (N)	15	40	46	9	9	20	20
	Coloração	Amarela	Amarela	Cinza	Escura	Amarela	Vermelha	Vermelha
	Consistência	Rija	Dura	Dura	Média	Mole a Média	Rija a Dura	Rija a Dura
	Classificação Tátil Visual	Argila Arenosa			Argila Arenosa			

Quadro 9 - Síntese dos resultados (2)

ENSAIOS		Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena		
		JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Caracterização Clássica	LL	51	50	43	47	43	39
	LP	43	39	30	32	31	30
	IP	8	11	13	15	12	9
	Massa Específica (g/cm ³)	2,574	2,715	2,607	2,695	2,801	2,695
	Classificação Granulométrica	Argila arenosa	Argila arenosa	Areia argilosa	Areia argilosa / Argila arenosa	Areia siltosa	Areia siltosa
	Classificação SUCS	ML	ML	ML	ML	ML	SM
Crumb Test	Grau de dispersão	Medianamente dispersivos (Grau 3)	Medianamente dispersivos (Grau 3)	Não dispersivo (Grau 1)	Medianamente dispersivos (Grau 3)	Medianamente dispersivos (Grau 3)	Não dispersivo (Grau 1)

Quadro 10 - Síntese dos resultados (3)

ENSAIOS		Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena		
		JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Fluorescência de raios X (EDX)	SiO ₂	44,50%	44,88%	46,60%	46,19%	44,81%	45,62%
	Al ₂ O ₃	42,31%	42,45%	41,29%	42,77%	42,87%	40,67%
	Fe ₂ O ₃	10,64%	10,89%	9,06%	9,03%	9,32%	9,12%
	TiO ₂	1,16%	1,31%	1,53%	1,48%	1,73%	2,23%
Difração de raios x (DRX)	Quartzo, Caulinita, Nacrita, Vermiculita, Goetita, Dióxido de Titânio						
Microscopia eletrônica de varredura (MEV)	Esfericidade dos grãos	Subangulosa			Sngulosa		
	Microestrutura	Intergranulares simples			Intergranulares complexos		
	Distribuição	Granular			Intertéctica		
	Percentual de grãos significativos	50% e 70%			> 70%		
	Dimensão do percentual significativo	entre 2µm e 20µm (siltes)			entre 2µm e 50µm (siltes)		

Quadro 11 - Síntese dos resultados (4)

ENSAIOS		Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena		
		JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Índices físicos em campo	Massa específica aparente Natural (γ) (g/cm ³)	1,481	1,543	1,379	1,562	1,294	1,505
	Massa específica aparente Seco (γ_d) (g/cm ³)	1,262	1,296	1,174	1,308	1,136	1,294
	Índice de Vazios (e)	1,04	1,1	1,22	1,06	1,47	1,08
	Porosidade (n) (%)	51	52	55	51	59	52
	Umidade (w) (%)	17,36	19,07	17,44	19,43	13,92	16,37
	Grau de Saturação (S) (%)	42,98	47,28	37,24	49,37	26,6	40,73
Grau de intemperismo	Ki	1,8	1,8	1,9	1,8	1,8	1,9
	Kr	1,5	1,5	1,7	1,6	1,6	1,7

Quadro 12 - Síntese dos resultados (5)

ENSAIOS			Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena		
			JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Adensamento	σ_{vm} (kPa)	Não Inundado	150	160	131	170	480	280
		Inundado	110	44	54	110	20,2	33
	Cc	Não Inundado	0,073	0,126	0,129	0,12	0,595	0,171
		Inundado	0,16	0,335	0,299	0,26	0,541	0,292
	Referente a tensão normal de 10kPa	e_o	0,75	1,104	0,808	0,795	1,504	0,938
		e_f	0,746	1,094	0,782	0,784	1,495	0,901
		a_v (m ² /kN)	0,0004	0,001	0,0026	0,0011	0,0009	0,0037
		m_v (cm ² /kN)	2,2	4,7	14,3	5,9	3,6	19,2
		t_{90} (s)	38,4	101,4	20,2	60	20,2	60
		c_v (x10 ⁻² cm ² /s)	2,2	0,8	4,2	1,4	4,2	1,4
		k (x10 ⁻⁷ cm/s)	4,68	3,85	0,59	8,12	0,15	0,27

Quadro 13 - Síntese dos resultados (6)

ENSAIOS			Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena		
			JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Indicativo de colapso	Não Colapsível - N Colapsível - C	Denisov (1951)	N	N	N	N	N	N
		Priklonskij (1952)	N	N	N	N	C	N
		Feda (1960)	N	N	N	N	N	N
		Buiding Code, Feda (1966)	N	N	C	N	C	C
		Gibbs e Bara (1967)	N	N	C	N	C	C
Colapsibilidade	Potencial de Colapso	ΔH (mm)	1,68	0,73	2,13	1,33	2,61	1,31
		PC%	8,39	3,63	10,63	6,64	13,06	6,55

Quadro 14 - Síntese dos resultados (7)

ENSAIOS			Talude João Lourenço			Talude Maria Madalena		
			JLB	JLC	JLT	MMB	MMC	MMT
Resistência ao cisalhamento	Intercepto Coesivo (kPa)	Não Inundado	130	111	169	195	138	90
		Inundado	0	0	0	0	0	0
	Ângulo de Atrito (°)	Não Inundado	51,5	55	31,3	25,2	29,1	56,6
		Inundado	32,9	32,4	31,2	28,3	29,2	29
	Sucção	w_{Res} (%)		7	6	2	2	5
Ψ_{Res} (kPa)		3000	4200	2400	4000	3500	8000	
w_{Ar} (%)		20	20	16	16,5	22	17	
Ψ_{Ar} (kPa)		860	800	490	800	1100	200	
C (%)		4,1	2	4,7	3,4	5,8	4,1	

