



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

ESTUDO SOBRE A VALIDAÇÃO DE UMA METODOLOGIA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS COM  
VISTAS À EXECUÇÃO DE CAMADAS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Campina Grande - PB

2022

HENRIQUE ANTÔNIO OLIVEIRA ARAÚJO

ESTUDO SOBRE A VALIDAÇÃO DE UMA METODOLOGIA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS COM  
VISTAS À EXECUÇÃO DE CAMADAS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, em cumprimento às exigências para obtenção do Título de Mestre.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: D. Sc. John Kennedy Guedes Rodrigues

Campina Grande - PB

2022

A663e

Araújo, Henrique Antônio Oliveira.

Estudo sobre a validação de uma metodologia de classificação de solos lateríticos com vistas à execução de camadas de pavimentos rodoviários / Henrique Antônio Oliveira Araújo. – Campina Grande, 2022.

193 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2022.

"Orientação: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues".

Referências.

1. Solos Lateríticos – Classificação. 2. Pavimentos Rodoviários. 3. Comportamento Resiliente. 4. Geotecnia. 5. Análise Mecânica-empírica. I. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Título.

CDU 624.131.2(043)

## FOLHA DE APROVAÇÃO

AUTOR: HENRIQUE ANTÔNIO OLIVEIRA ARAÚJO

TÍTULO: ESTUDO SOBRE A VALIDAÇÃO DE UMA METODOLOGIA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS  
LATERÍTICOS COM VISTAS À EXECUÇÃO DE CAMADAS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Área de Concentração: Geotecnia

DISSERTAÇÃO DEFENDIDA EM: 22/08/2022

DISSERTAÇÃO APROVADA EM: 22/08/2022

### BANCA EXAMINADORA:

---

Prof. D. Sc. John Kennedy Guedes Rodrigues

Orientador – Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)

---

Prof. D. Sc. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena

Examinador interno - Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)

---

Prof. D. Sc. Glauco Tulio Pessa Fabbri

Examinador externo – Universidade de São Paulo (USP)

---

Prof. D. Sc. José Camapum de Carvalho

Examinador externo – Universidade de Brasília (UnB)

---

Prof. D. Sc. Fabiano Pereira Cavalcante

Examinador externo – JBR Engenharia

Campina Grande – PB

2022



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
POS-GRADUACAO ENGENHARIA CIVIL AMBIENTAL  
Rua Aprigio Veloso, 882, - Bairro Universitario, Campina Grande/PB, CEP 58429-900

### REGISTRO DE PRESENÇA E ASSINATURAS

1. **ATA DA DEFESA PARA CONCESSÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

2. **ALUNO(A): HENRIQUE ANTÔNIO OLIVEIRA ARAÚJO / COMISSÃO EXAMINADORA: DR. JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES - PPGECA/UFCG (PRESIDENTE) - ORIENTADOR, DR. ADRIANO ELÍSIO DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA – PPGECA/UFCG – EXAMINADOR INTERNO, DR. FABIANO PEREIRA CAVALCANTE - EXAMINADOR EXTERNO, DR. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO - UNB - EXAMINADOR EXTERNO, DR. GLAUCO TULIO PESSA FABBRI - USP - EXAMINADOR EXTERNO (PORTARIA 33/2022). / TITULO DA DISSERTAÇÃO: “ESTUDO SOBRE A VALIDAÇÃO DE UMA METODOLOGIA DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS COM VISTAS À EXECUÇÃO DE CAMADAS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS” / ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA / HORA DE INICIO: 14:00 HORAS / FORMA DA SESSÃO: POR VÍDEO CONFERÊNCIA.**

3. **EM SESSÃO REALIZADA POR VÍDEO CONFERÊNCIA, APÓS EXPOSIÇÃO DE CERCA DE 40 MINUTOS, O(A) CANDIDATO(A) FOI ARGUIDO(A) ORALMENTE PELOS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA, TENDO DEMONSTRADO SUFICIÊNCIA DE CONHECIMENTO E CAPACIDADE DE SISTEMATIZAÇÃO NO TEMA DE SUA DISSERTAÇÃO, SENDO-LHE ATRIBUÍDA O CONCEITO “EM EXIGÊNCIA”, SENDO QUE A POSSIBILIDADE DE APROVAÇÃO ESTÁ CONDICIONADA À AVALIAÇÃO DA NOVA VERSÃO DO TRABALHO FINAL, SEGUINDO PROCEDIMENTOS PREVISTOS NA RESOLUÇÃO DO PROGRAMA. O PRESIDENTE DA COMISSÃO EXAMINADORA, OUVIDOS OS DEMAIS MEMBROS, DEVERÁ FICAR RESPONSÁVEL POR ATESTAR QUE AS CORREÇÕES SOLICITADAS NA LISTA DE EXIGÊNCIAS FORAM ATENDIDAS NA VERSÃO FINAL DO TRABALHO. A COMISSÃO EXAMINADORA CUMPRINDO OS PRAZOS REGIMENTAIS, ESTABELECE UM PRAZO MÁXIMO DE 30 DIAS PARA QUE SEJAM FEITAS AS ALTERAÇÕES EXIGIDAS. APÓS O DEPÓSITO FINAL DO DOCUMENTO DE DISSERTAÇÃO, DEVIDAMENTE REVISADO E MEDIANTE ATESTADO DO ORIENTADOR, O CONCEITO "EM EXIGÊNCIA" PASSARÁ IMEDIATAMENTE PARA O DE “APROVADO”. NA FORMA REGULAMENTAR, FOI LAVRADA A PRESENTE ATA, QUE É ASSINADA POR MIM, WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO, ALUNO E OS MEMBROS DA COMISSÃO EXAMINADORA PRESENTES.**

4. **CAMPINA GRANDE, 22 DE AGOSTO DE 2022**

5.

6.

7.

8. **JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO - UNB - EXAMINADOR EXTERNO**

9.

10.

11.

12. **GLAUCO TULIO PESSA FABBRI - USP - EXAMINADOR EXTERNO**



Documento assinado eletronicamente por **ADRIANO ELISIO DE FIGUEIREDO LOPES LUCENA, CHEFE (A)**, em 23/08/2022, às 08:58, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **Glauco Tulio Pessa Fabbri, Usuário Externo**, em 23/08/2022, às 14:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **HENRIQUE ANTÔNIO OLIVEIRA ARAÚJO, Usuário Externo**, em 23/08/2022, às 15:08, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **FABIANO PEREIRA CAVALCANTE, Usuário Externo**, em 23/08/2022, às 16:07, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **WELLINGTON LAURENTINO DOS SANTOS, SECRETÁRIO (A)**, em 24/08/2022, às 09:12, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES, PROFESSOR**, em 25/08/2022, às 08:59, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



Documento assinado eletronicamente por **José Camapum de Carvalho, Usuário Externo**, em 12/09/2022, às 13:32, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 8º, caput, da [Portaria SEI nº 002, de 25 de outubro de 2018](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site <https://sei.ufcg.edu.br/autenticidade>, informando o código verificador **2601087** e o código CRC **4595514D**.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por ter me capacitado, me abençoado e me ajudado a superar cada obstáculo até aqui.

À minha família, em especial minha mãe Aclésia, meu pai Valdemir, minha irmã Ysadora e meus avós Arlete e Antônio. Tudo o que faço é por vocês e para vocês. Vocês são minhas referências. Nada do que conquisei ao longo da minha vida seria possível sem a ajuda dos senhores.

À minha namorada Isadora Dantas por todo o amor, companheirismo e motivação. Obrigado por sempre estar ao meu lado e por tornar meus dias turbulentos mais tranquilos. Você, para mim, é uma fonte de inspiração e coragem, e tudo faz mais sentido quando tenho você por perto. Desejo-lhe todo o sucesso do mundo, Doutora. Obrigado por tudo.

Ao meu orientador D. Sc. John Kennedy Guedes Rodrigues que foi fundamental para a conclusão deste trabalho. Obrigado por toda a paciência e por todos os ensinamentos.

Ao meu amigo, que também posso chamar de irmão, M. Sc. Manoel Leandro Araújo e Farias. Não consigo encontrar palavras para demonstrar tamanha gratidão que tenho por você. Você sabe muito bem que nada disso seria possível sem a sua ajuda, o mérito também é seu, meu amigo. Tenho certeza que Deus está planejando grandes conquistas para você.

Aos meus amigos Alexandre Júnior e Mateus Brito que me acolheram em Campina Grande e me ajudaram a conquistar o título de mestre.

Ao corpo técnico do LEP, em especial Jadilson, Joseildo e Ladjane. Obrigado pela convivência e por todos os momentos compartilhados.

Aos meus amigos e colegas que o LEP me presenteou: Rita Flávia, Jucimara, Osires, Amanda e Daniel Jales. Desejo todo o sucesso do mundo para vocês.

À Universidade Federal de Campina Grande, produtora de conhecimento e formadora de cidadãos.

Ao Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste (CERTBIO) por ter realizado os ensaios de microscopia eletrônica de varredura, fundamental para a pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo incentivo à pesquisa no Brasil.

A vitória pertence a quem mais acredita nela.

## RESUMO

As condições geológicas e climáticas variadas sob as quais os solos tropicais são formados conferem a eles um comportamento mecânico peculiar. Diante disso, o desenvolvimento de um novo procedimento de classificação para solos lateríticos, que leve suas propriedades mineralógicas e físicas em consideração e, ademais, as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido, permitirá aproveitá-los em camadas de rodovias com uma porcentagem mais elevada. Assim, realizou-se um estudo objetivando validar a aplicação da metodologia de classificação de solos lateríticos desenvolvida por Rodrigues *et al.* (2010), para fins de construção de pavimentos rodoviários. O procedimento metodológico compreendeu um programa de ensaios para a determinação do caráter laterítico dos solos, classificação, avaliação do comportamento resiliente e desempenho perante uma análise mecanística-empírica com o *software* MeDiNa. Com as análises efetuadas pela microscopia eletrônica de varredura, difratometria de raios-x e fluorescência de raios-x, confirmou-se o caráter laterítico dos solos. O processo de classificação iniciou-se com a divisão dos solos em finos, arenosos e pedregulhosos, tomando-se como referência a granulometria desses materiais. Posteriormente, tem-se o direcionamento de aplicação dos materiais em camadas de base, sub-base e reforço do subleito, segundo os valores obtidos dos ensaios de adsorção de azul de metileno, limite de contração, friabilidade, fragmentabilidade, degradabilidade e capacidade de suporte (CBR). Diante dos resultados de dezesseis solos lateríticos, os valores de azul de metileno indicaram baixa atividade das amostras. O limite de contração esteve compreendido entre 14,59% e 34,08%. A friabilidade e fragmentabilidade mostraram ter influência no processo de compactação das amostras e no comportamento resiliente. O índice CBR apresentou grande variabilidade, não devendo, portanto, ser critério único para avaliação da capacidade de suporte dos solos. Ademais, o módulo resiliente das amostras atingiu patamares satisfatórios, com alguns solos ultrapassando o valor de 900 MPa. Por fim, a análise mecanística-empírica de dois solos indicou que possível o aproveitamento de solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos em camadas de base. O maior tráfego suportado pelas estruturas dos pavimentos adotados na simulação pelo MeDiNa foi de N igual a  $2,98 \times 10^6$  repetições do eixo padrão. Portanto, a metodologia classificatória, por si só, permitiu viabilizar o emprego dos solos lateríticos estudados em camadas estruturais de pavimentos.

Palavras-chave: Solos lateríticos. Classificação. Pavimentos. Comportamento resiliente. Análise mecanística-empírica.

## ABSTRACT

Tropical soils are formed under many geological and climatic conditions, which grant them a peculiar mechanical behaviour. A new procedure for the classification of lateritic soils was developed based on the mineralogical and physical properties of the soils and on the appropriate conceptions of the tropical humid environment. This procedure will enable the use of greater quantities of lateritic soils in highways pavements. Thus this study aimed to validate the use of the methodology for the classification of lateritic soils developed by Rodrigues *et al.* (2010) in highway pavement structure building. The methodological procedure included test to determine the soils lateritical properties, classification, resiliency and performance in a mechanistical-empirical analysis with MeDiNa software. The lateritical features of the soil were confirmed through scanning electron microscopy, x-ray diffraction and x-ray fluorescence. The classification began with the granulometric analysis and the division of the soil in fine-grained, coarse-grained and gravel. After that, the materials were selected for the base, subbase and subgrade reinforcement according to the values obtained in adsorption blue methylene, contraction limit, friability, fragmentability, degradability and California Bearing Ratio (CBR) tests. Blue methylene values indicated low activity in samples of sixteen lateritical soils. The limit of contraction stood between 14,59% e 34,08%. Friability and fragmentability tests significantly influenced the compaction process of the samples and the resilient behavior. The CBR value presented high variability, therefore it should not be the sole criterion used to assess soil support capacity. Furthermore, the resilient modulus of the samples reached satisfactory values, some of them higher than 900 MPa. Finally, the mechanistical-empirical analysis of two soils indicated that it was possible to use lateritical fine-grained, coarse-grained soils and gravels in the base layer. The highest traffic supported by the pavement structure adopted in simulation with the MeDiNa software was of N equal to  $2,98 \times 10^6$  of a standard axis. Therefore, this methodology made possible the use of the studied lateritic soils in pavement structural layers.

Keywords: Lateritic soils. Classification. Pavement. Resilient behavior. Mechanistic-empirical analysis

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição das zonas morfoclimáticas.....	21
Figura 2 - Grupos genéricos típicos em regiões tropicais.....	22
Figura 3 - Macroestrutura dos solos lateríticos.....	24
Figura 4 - Distribuição dos solos lateríticos sobre a superfície da Terra.....	25
Figura 5 - Ocorrência de solos de comportamento laterítico no Brasil.....	25
Figura 6 - Processo de alteração de um solo pelo intemperismo.....	26
Figura 7 - Fotografias microscópicas de um solo laterítico – aumento em 3000 e 10000x, respectivamente.....	27
Figura 8 - Faixas de plasticidade de solo laterítico e minerais argilosos comuns na tabela de plasticidade de Casagrande.....	28
Figura 9 - Zona de parâmetros de compactação para solo/cascalho/argila laterítico(a).....	29
Figura 10 - Variabilidade dos valores de LL e IP de três amostras de solos lateríticos.....	31
Figura 11 - Efeito do conteúdo de óxido de ferro na resistência de agregados lateríticos.....	34
Figura 12 - Fissuras em rodovias construídas com solos lateríticos finos.....	35
Figura 13 - Estrutura de um solo compactado.....	36
Figura 14 - Relação tensão-deformação em camadas de pavimentos.....	41
Figura 15 - Exemplo de seção transversal típica de um pavimento rodoviário com base de SAFL.....	46
Figura 16 - Ábaco classificatório MCT.....	49
Figura 17 - Critérios de classificação para solos lateríticos.....	52
Figura 18 - Modelo lógico de metodologia mecanística de dimensionamento.....	58
Figura 19 - Eixo padrão simples de rodas duplas.....	59
Figura 20 - Sistema de coordenadas adotado pelo MeDiNa.....	59
Figura 21 - Pontos de avaliação de danos por fadiga na camada de revestimento asfáltico.....	60
Figura 22 - Pontos de análise da deformação permanente nas camadas de suporte e subleito.....	62
Figura 23 - Esquema lógico de dimensionamento mecanístico-empírico pelo MeDiNa.....	63
Figura 24 - Fluxograma ilustrativo da metodologia da pesquisa.....	65
Figura 25 - Fluxograma ilustrativo dos ensaios da classificação proposta por Rodrigues et al. (2010).....	66
Figura 26 - (a), (b) e (c) - Aspecto visual das amostras PI-3, GO-3 e GO-4.....	68
Figura 27 - Localização das amostras GO-1, GO-2, GO-3, GO-4, GO-5 e GO-6.....	68
Figura 28 - Localização das amostras PB-1, PB-2 e PB-3.....	69
Figura 29 - Localização da amostra PE-1.....	69
Figura 30 - Localização das amostras PI-1, PI-2, PI-3, PI-4, PI-5 e PI-6.....	70
Figura 31 - Equipamento Hitachi TM-1000.....	71

Figura 32 – (a) e (b) - Exemplo do teste da Mancha de Azul de Metileno .....	74
Figura 33 - Aparelhagem do ensaio de azul de metileno.....	75
Figura 34 – (a) e (b) - Ensaio de limite de contração .....	76
Figura 35 – (a) e (b) - Equipamento normatizado do ensaio de friabilidade .....	77
Figura 36 - Moinho de bolas empregado no ensaio de friabilidade .....	78
Figura 37 – (a), (b) e (c) - Cargas abrasivas utilizadas no ensaio de friabilidade .....	78
Figura 38 - Etapas do ensaio de fragmentabilidade .....	80
Figura 39 - Equipamentos para o apiloamento da amostra no ensaio de fragmentabilidade .....	80
Figura 40 - Etapas do ensaio de degradabilidade .....	81
Figura 41 – (a) e (b) - Ciclo de imersão e secagem do ensaio de degradabilidade.....	82
Figura 42 – (a) e (b) - Ensaio para determinação do índice CBR e Expansão das amostras .....	83
Figura 43 - (a), (b) e (c) – Execução do ensaio para determinação do Módulo de Resiliência .....	85
Figura 44 - Propriedades utilizadas para o revestimento asfáltico .....	86
Figura 45 - Propriedades utilizadas para a sub-base .....	87
Figura 46 - Propriedades utilizadas para o subleito.....	87
Figura 47 - Microfotografia da amostra GO-2 aumentada em 3000x .....	90
Figura 48 - Microfotografia da amostra GO-5 aumentada em 3000x .....	90
Figura 49 - Microfotografia da amostra PE-1 aumentada em 3000x .....	91
Figura 50 - Microfotografia da amostra PI-5 aumentada em 3000x.....	91
Figura 51 - EDS da amostra GO-2 .....	93
Figura 52 - Difratoograma de raios-x da amostra PE-1 .....	95
Figura 53 - Difratoograma de raios-x da amostra GO-1 .....	96
Figura 54 - Difratoograma de raios-x da amostra PB-2 .....	96
Figura 55 - Difratoograma de raios-x da amostra PI-1.....	97
Figura 56 - Curvas granulométricas das amostras GO-1 a GO-6, PB-1 a PB-3.....	102
Figura 57 - Curvas granulométricas das amostras PE-1, PI-1 a PI-6 .....	102
Figura 58 - Valores de azul de metileno dos solos lateríticos finos e arenosos.....	106
Figura 59 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o valor de azul de metileno .....	109
Figura 60 - Relação entre o limite de liquidez e o valor de azul de metileno .....	109
Figura 61 - Relação entre o limite de plasticidade e o valor de azul de metileno .....	110
Figura 62 - Relação entre o índice de plasticidade e o valor de azul de metileno .....	110
Figura 63 - Valores dos limites de contração dos solos lateríticos finos e arenosos .....	112
Figura 64 - Relação entre o limite de liquidez e o limite de contração.....	113

Figura 65 - Relação entre o limite de plasticidade e o limite de contração .....	113
Figura 66 - Relação entre o índice de plasticidade e o limite de contração .....	114
Figura 67 - Relação entre o valor de azul de metileno e o limite de contração .....	114
Figura 68 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o limite de contração .....	115
Figura 69 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o limite de contração .....	115
Figura 70 - Valores dos coeficientes de friabilidade dos solos lateríticos arenosos .....	116
Figura 71 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o coeficiente de friabilidade .....	117
Figura 72 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o coeficiente de friabilidade .....	117
Figura 73 - Relação entre o valor de azul de metileno e o coeficiente de friabilidade .....	118
Figura 74 - Relação entre a porcentagem de óxido de ferro e o coeficiente de friabilidade .....	118
Figura 75 - Relação entre a porcentagem de sesquióxidos e o coeficiente de friabilidade .....	119
Figura 76 - Granulometrias realizadas no ensaio de fragmentabilidade da amostra PB-3.....	121
Figura 77 - Granulometrias realizadas no ensaio de degradabilidade da amostra PB-3.....	121
Figura 78 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o coeficiente de fragmentabilidade .....	122
Figura 79 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o coeficiente de fragmentabilidade .....	123
Figura 80 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o coeficiente de degradabilidade .....	123
Figura 81 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o coeficiente de degradabilidade .....	124
Figura 82 - Relação entre a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima.....	126
Figura 83 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o índice CBR. 127	127
Figura 84 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o índice CBR... 127	127
Figura 85 - Relação entre o valor de azul de metileno e o índice CBR .....	128
Figura 86 - Relação entre o limite de contração e o índice CBR .....	128
Figura 87 - Relação entre o coeficiente de friabilidade e o índice CBR.....	129
Figura 88 - Relação entre o coeficiente de fragmentabilidade e o índice CBR.....	129
Figura 89 - Relação entre o coeficiente de degradabilidade e o índice CBR.....	130
Figura 90 - Gráfico tridimensional do modelo composto de MR para a amostra PB-3.....	138

Figura 91 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o Módulo de Resiliência .....	139
Figura 92 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o Módulo de Resiliência .....	139
Figura 93 - Relação entre o valor de azul de metileno e o Módulo de Resiliência .....	140
Figura 94 - Relação entre o limite de contração e o Módulo de Resiliência .....	140
Figura 95 - Relação entre o coeficiente de friabilidade e o Módulo de Resiliência.....	141
Figura 96 - Relação entre o coeficiente de fragmentabilidade e o Módulo de Resiliência.....	141
Figura 97 - Relação entre o coeficiente de degradabilidade e o Módulo de Resiliência.....	142
Figura 98 – Relação entre o índice CBR e o Módulo de Resiliência .....	142
Figura 99 - Área trincada na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de $N = 10^6$ .....	143
Figura 100 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de $N = 10^6$ .....	144
Figura 101 - Área trincada na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de $N = 2,46 \times 10^6$ .....	144
Figura 102 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de $N = 2,46 \times 10^6$ .....	145
Figura 103 - Área trincada na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de $N = 10^6$ .....	145
Figura 104 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de $N = 10^6$ .....	146
Figura 105 - Área trincada na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de $N = 2,98 \times 10^6$ .....	146
Figura 106 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de $N = 2,98 \times 10^6$ .....	147

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Variabilidade do ensaio CBR.....	39
Tabela 2 - Extensão da pavimentação nacional com uso do SAFL.....	44
Tabela 3 - Custos de pavimentos utilizando diversas técnicas construtivas.....	44
Tabela 4 - Classificação de solos segundo a HRB.....	48
Tabela 5 - Condições exigidas pela classificação proposta por Rodrigues et al. (2010) com vistas a utilização de solos lateríticos em camadas de pavimentos.....	57
Tabela 6 - Limites das classes de desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação.....	61
Tabela 7 - Principais informações sobre os pontos de coleta.....	67
Tabela 8 - Tensões aplicadas na fase de condicionamento e de ensaio de MR.....	84
Tabela 9 - Parâmetros deformação permanente utilizados.....	86
Tabela 10 - Critérios de parada e confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa.....	88
Tabela 11 - Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos constituintes.....	94
Tabela 12 - Análise química das amostras de solo.....	98
Tabela 13 - Identificação do caráter laterítico ou não laterítico das amostras.....	100
Tabela 14 - Resultados dos ensaios de caracterização dos solos.....	103
Tabela 15 - Grupos classificatórios das amostras segundo a metodologia de Rodrigues et al. (2010).....	104
Tabela 16 - Valores da superfície específica obtidos das amostras.....	107
Tabela 17 - Superfície específica de alguns argilominerais.....	108
Tabela 18 - Características dos materiais conforme os valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade, segundo a norma NF P 11-300.....	120
Tabela 19 - Valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade dos solos lateríticos pedregulhosos.....	120
Tabela 20 - Parâmetros de compactação e valores de índice CBR e expansão dos solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos.....	125
Tabela 21 - Classificação dos solos segundo a metodologia de Rodrigues et al. (2010).....	130
Tabela 22 - Aplicação dos solos classificados nas camadas de base, sub-base e reforço do subleito.....	131
Tabela 23 - Classificações dos solos segundo as metodologias de Rodrigues et al. (2010) e HRB.....	132
Tabela 24 - Resumo dos resultados dos módulos de resiliência das amostras.....	136
Tabela 25 - Módulos de Resiliência típicos dos materiais de pavimentação.....	137

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Descrição dos parâmetros utilizados na classificação de solos LCPC/SETRA.....	50
Quadro 2 – Classificação de solos lateríticos para utilização em camadas de pavimento de baixo custo.....	53
Quadro 3 - Classificação de Rodrigues et al. (2010) com as modificações sugeridas .....	149

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ATP	Afundamento Plástico em Trilha de Roda
ATR	Afundamento na trilha de roda
BR	Rodovia federal
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
D <sub>10</sub>	Diâmetro efetivo do solo
DG	Coefficiente de Degradabilidade
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DRX	Difratometria de Raios-X
EDX	Espectroscopia de Raios-X
FB	Coefficiente de Friabilidade
FN	<i>Flow Number</i>
FR	Coefficiente de Fragmentabilidade
g/cm <sup>3</sup>	Gramas por centímetro cúbico
GTR	<i>Guide de Terrassement Routiers</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ISTED	<i>Institut des Sciences et des Techniques de l'Équipement et de l'Environnement pour le Développement</i>
K	Constantes dos ensaios de resiliência
kg	Quilograma
kgf	Quilograma-força
km	Quilômetro
LC	Limite de Contração
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>

LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
$m_d$	Massa de solo seco
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
mm	Milímetro
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de repetições do eixo padrão
NBR	Normas Técnicas Brasileiras
pH	Potencial hidrogeniônico
SAFL	Solo arenoso fino laterítico
SE	Superfície Específica Total
TRB	<i>Transportation Reserach Board</i>
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
VA	Valor de Azul de Metileno
$W_{ótima}$	Umidade ótima
$\epsilon_p$	Deformação permanente específica
$\delta_{Ptotal}$	Deformação permanente total
$\epsilon_r$	Deformação específica axial resiliente
$\epsilon_t$	Deformação específica resiliente de tração
$\sigma_d$	Tensão desvio
$\sigma_3$	Tensão confinante
$\mu$	Coefficiente de Poisson
$\rho_{d, máx}$	Massa específica aparente seca máxima

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	Objetivo Geral....	19
1.2	Objetivos Específicos .....	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	20
2.1	Solos tropicais – formação, terminologia e conceituação.....	20
2.2	Solos lateríticos e suas peculiaridades .....	23
2.2.1	Mineralogia e microestrutura.....	25
2.2.2	Propriedades geotécnicas.....	28
2.3	Uso de solos tropicais em pavimentação .....	44
2.3.1	Pavimentos de baixo custo .....	45
2.4	Classificação de solos: uma abordagem para solos lateríticos .....	46
2.5	Classificação de solos lateríticos proposta por Rodrigues <i>et al.</i> (2010).....	51
2.5.1	Sequência lógica de classificação.....	55
2.6	MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional.....	57
3	MATERIAIS E MÉTODOS .....	64
3.1	Coleta de amostras .....	66
3.2	Identificação do caráter laterítico dos solos .....	70
3.2.1	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	70
3.2.2	Fluorescência de raios-x (FRX) com perda ao fogo e difração de raios-x (DRX) .....	71
3.3	Caracterização dos solos .....	72
3.4	Ensaio classificatório da metodologia proposta por Rodrigues <i>et al.</i> (2010) .....	73
3.4.1	Adsorção de azul de metileno .....	73
3.4.2	Limite de contração.....	75
3.4.3	Coefficiente de friabilidade das areias .....	77
3.4.4	Coefficientes de fragmentabilidade e degradabilidade de materiais pedregulhosos .....	79
3.4.5	California Bearing Ratio (CBR) .....	82

3.5	Módulo de Resiliência (MR) .....	83
3.6	Avaliação mecânica-empírica.....	85
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	89
4.1	Identificação do caráter laterítico das amostras .....	89
4.1.1	Ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) .....	89
4.1.2	Ensaio de difração de raios-x (DRX) e fluorescência de raios-x (FRX).....	95
4.2	Caracterização das amostras.....	101
4.3	Ensaio da classificação proposta por Rodrigues <i>et al.</i> (2010).....	105
4.3.1	Ensaio de adsorção de azul de metileno .....	105
4.3.2	Ensaio de limite de contração .....	110
4.3.3	Ensaio de friabilidade das areias .....	116
4.3.4	Ensaio de fragmentabilidade e degradabilidade .....	119
4.3.5	Ensaio CBR.....	124
4.4	Classificação dos solos .....	130
4.5	Ensaio de Módulo de Resiliência (MR) .....	135
4.6	Avaliação mecânica-empírica com o MeDiNa .....	142
4.7	Sugestões para a classificação de Rodrigues <i>et al.</i> (2010).....	147
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	150
5.1	Conclusões.....	150
5.2	Sugestões para pesquisas futuras .....	152
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	154
	ANEXOS.....	164

## 1 INTRODUÇÃO

Os solos podem ser considerados como materiais naturais não consolidados, constituídos de grãos que são separáveis por processos mecânicos e hidráulicos, de fácil dispersão em água, e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem (pá carregadeira, moto escavo-transportadora, etc.). Geralmente, os materiais constituintes da parte superficial da crosta terrestre e que não se enquadram na condição de solo, são considerados rochas, mesmo que isso contrarie as conceituações adotadas em geologia e em pedologia. O solo pode, também, apresentar-se como estrutura natural ou artificial. Terá estrutura artificial quando transportado e/ou compactado mecanicamente, em aterros, barragens de terra, reforços do subleito de pavimentos etc. (VILLIBOR; ALVES, 2009).

O clima tropical de regiões como África, Índia e Brasil leva à formação em larga escala de solos do tipo lateríticos (DUTRA, 2014). Estes solos têm sua fração argila constituída principalmente pelo argilomineral caulinitico e apresentam elevados teores de óxidos de ferro e alumínio. Essas características, aliadas à fatores mineralógicos, de estrutura de grãos, índice de vazios e outros, influenciarão diretamente nos parâmetros de resistência, de compressibilidade e de condutividade hidráulica da massa de solo. Na condição indeformada, estes solos apresentam elevada compressibilidade devido aos altos índices de vazios, porém na condição compactada têm melhorada esta propriedade, sendo bastante utilizados em pavimentação, aterros e barragens de terra (MARTÍNEZ, 2003).

As propriedades de engenharia dos solos lateríticos são especiais devido à variedade desses materiais de diferentes rochas geradoras em condições variadas de acordo com o continente e latitude. Com isso, apresentam características geotécnicas diferentes daquelas tradicionalmente adotadas, sendo estas relacionadas à região, ao tipo de clima, a topografia, a vegetação e ao tempo de formação dos solos (GIDIGASU, 1976; MAHALINGA-IYER; WILLIAMS, 1997; VILLIBOR *et al.*, 2009; JOEL; AGBEDE, 2011; PORTELINHA *et al.*, 2012; CARVALHO *et al.*, 2015; MENGUE *et al.*, 2017).

Perante toda essa variabilidade, as classificações geotécnicas mais difundidas, como o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS – *Unified Soil Classification System*) e a classificação para fins rodoviários HRB (*Highway Research Board*), desenvolvidas em países de clima temperado e baseada na distribuição granulométrica e nos limites de Atterberg, apresentam limitações quando utilizadas para a previsão de propriedades dos solos tropicais (BUDNY, 2018).

Estudos e práticas têm demonstrado que as recomendações baseadas nestes sistemas, em particular a atividade da fração fina na presença de água e a durabilidade, resistência e dureza das frações pedregulhosa e arenosa durante o pré-tratamento dos materiais, não são compatíveis com os resultados obtidos no campo e no laboratório (RODRIGUES *et al.*, 2010).

Tendo em vista, entre outras, as dificuldades, deficiências e diferenças apontadas no uso das classificações tradicionais, Nogami e Villibor desenvolveram um sistema classificatório empírico, denominado MCT (de Miniatura, Compactado e Tropical) que, por meio de ensaios de laboratório, tais como compactação e imersão em água,

mimetizam, de certa forma, as situações a que os solos são submetidos quando compactados e utilizados em obras viárias. A partir dos resultados, os solos foram classificados, segundo seus comportamentos, em lateríticos e não lateríticos (FABBRI, 1994).

Apresentar natureza laterítica, quer dizer que o solo deve ter as seguintes propriedades: presença de minerais 1:1 (grupo caulinítico); ausência dos grupos de argilas, podendo, ocasionalmente conter illita em pequena quantidade, fraca porcentagem de matéria orgânica; cor com matriz vermelho e amarelo; baixa expansibilidade; tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol (CUNHA, 1992).

A classificação MCT resolve o problema da classificação de solos tropicais, fornecendo previsões satisfatório no tocante ao seu comportamento, quando utilizado como material integrante de pavimentos. Porém, essa classificação ainda carrega alguns problemas devido à sua complexidade, sendo necessário continuar pesquisando na tentativa de proporcionar meios mais simples e/ou mais rápidos e econômicos para determinação das classes MCT de solos analisados (FABBRI, 1994).

De acordo com Villibor *et al.* (1996), novos procedimentos de escolha e dosagem de material e de projetos de construção apropriados para ao ambiente tropical úmido, proporcionam a execução de camadas rodoviárias de custo relativamente menores quando comparadas às tradicionais, com a utilização de maior porcentagem de solos locais.

Ciente que o comportamento mecânico dos solos lateríticos é fortemente influenciado pelas suas propriedades químicas, físicas, e mineralógicas, bem como observando que peculiaridades climáticas, geológicas, geomorfológicas e biológicas causam resultados diferentes não só de um país ou continente para outro, mas também entre microrregiões e até mesmo sobre perfis de intemperismo próximos, é necessário o desenvolvimento de um novo procedimento de classificação para solos lateríticos. Essa nova metodologia deverá levar em consideração as concepções apropriadas do clima tropical úmido, permitindo o aproveitamento com porcentagem mais elevada de solos locais, naturais ou estabilizados, em camadas de rodovias, de forma a otimizar os custos de projetos e proporcionar sustentabilidade, principalmente por serem encontrados em regiões com escassos recursos.

Considerando as particularidades supracitadas, Rodrigues *et al.* (2010) desenvolveram uma metodologia de classificação de solos lateríticos a partir de estudos advindos de experiências brasileiras, portuguesas, francesas, indianas, australianas e de outros países de clima tropical ou subtropical, em que procurou-se estabelecer uma associação entre parâmetros ligados, em parte, a granulometria, a textura e a mineralogia, e as propriedades físicas e mecânicas, objetivando o uso de solos lateríticos na construção de camadas de rodovias de baixo custo. Os autores classificam os materiais em solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos.

Portanto, este trabalho constitui um estudo para validar a metodologia de classificação de solos lateríticos desenvolvida por Rodrigues *et al.* (2010), buscando-se verificar a capacidade da classificação em conseguir agrupar materiais com comportamentos semelhantes, e outras particularidades que poderão ser úteis para a seleção de solos com vistas à aplicação em estruturas de pavimentos. Serão utilizadas algumas ferramentas para ajudar nessa

validação, como a análise dos módulos de resiliência dos materiais e, também, avaliações mecanística-empíricas com o uso do *software* MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), desenvolvido em um programa de colaboração entre o DNIT, COPPE (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia) e Rede Temática de Asfaltos e então, lançado no ano de 2018 para conhecimento público. Franco (2007) evidencia que as abordagens mecanístico-empíricas dão um enfoque analítico ao pavimento, tratando-o como uma estrutura de engenharia cujo comportamento mecânico é avaliado em função do carregamento e da resistência dos materiais.

### 1.1 Objetivo Geral

Validar a aplicação da metodologia de classificação de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010).

### 1.2 Objetivos Específicos

Para satisfazer o objetivo geral deste trabalho foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar as propriedades físicas, químicas, mineralógicas, de estado e mecânicas das amostras de solos obtidas;
- Avaliar a capacidade da classificação em agrupar solos com propriedades e comportamentos semelhantes do ponto de vista da geotecnia;
- Verificar a existência de correlações entre os parâmetros classificatórios e as características de suporte dos solos;
- Analisar comparativamente a classificação proposta com a classificação HRB (*Highway Research Board*);
- Analisar, de forma complementar, os módulos de resiliência dos materiais;
- Avaliar mecanística-empíricamente dois solos classificados através do *software* MeDiNa, visando corroborar os resultados da classificação;
- Identificar possíveis incoerências na metodologia de classificação;
- Sugerir alterações na classificação, visando aprimorá-la, caso se façam necessárias.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Solos tropicais – formação, terminologia e conceituação

O conceito de solos pode se diferenciar em função, principalmente, da área de atuação de estudo, seja ela geológica ou de engenharia, por exemplo. Para aplicação em obras de engenharia civil, o solo pode ser considerado como qualquer acumulação, formada por partículas minerais e vazios preenchidos por água ou ar. Tal organização depende dos processos envolvidos durante a sua formação e está diretamente associada ao intemperismo da rocha (SANTOS, 2015).

O intemperismo é um processo de decomposição e desagregação da rocha, sendo causado pela ação química, física e biológica. A desintegração física ocorre pela ação da água, pela variação da temperatura, ação de vegetais (raízes), entre outros. A decomposição química ocorre principalmente por meio da ação da água que modifica química e mineralogicamente a rocha, mediante fenômenos envolvendo: hidrólise, hidratação, carbonatação e oxidação (CHIOSSI, 2013). Assim, o processo de formação dos solos ocorre em função dos agentes de alteração aplicados à rocha mãe (CAPUTO, 1988).

O mecanismo do intemperismo gera camadas de pouca espessura em locais onde se tem clima seco e quente. No entanto, em climas úmidos e quentes, as espessuras podem atingir centenas de metros. (CARDOSO, 2002).

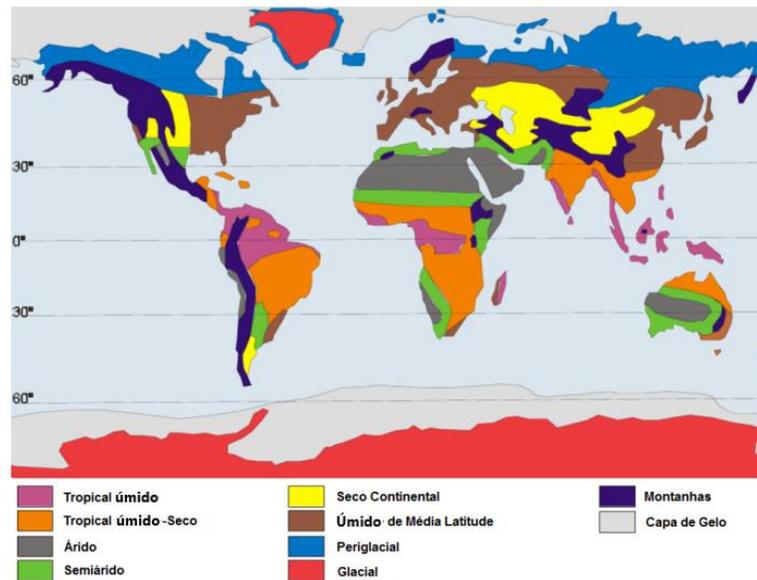
Os solos tropicais são produtos da ação do intemperismo, no entanto, Barroso (2002) afirma que não se tem uma terminologia consagrada para a conceituação do que são solos tropicais. Para o autor, as características de um solo são influenciadas pelo clima, topografia, fauna e o tempo. Sendo as principais características das regiões de clima tropical as altas temperaturas, altos índices pluviométricos, ausência de congelamento do subsolo, entre outros.

Em 1996, Nogami descreveu os solos tropicais segundo a conceituação astronômica, na qual a zona tropical é compreendida entre os Trópicos de Câncer e Capricórnio, conforme ilustrado na Figura 1.

Entretanto, para Barroso (2002) essa definição não é suficiente, já que existem solos com diferentes características entre os trópicos, em função das diferentes condições geológicas e climáticas a que estão submetidos.

De acordo com Souza (2007), a conceituação climática que define os solos tropicais como sendo aqueles que ocorrem em áreas de clima quente e úmido, também apresenta incoerências, pois solos diferentes poderiam ser enquadrados em uma mesma classe, já que alguns tipos de solos se formam independente do clima ser tropical ou não, tendo como exemplos os solos de dunas, de tálus e aluviais.

Figura 1 - Distribuição das zonas morfoclimáticas



Fonte: Adaptado de Dutra (2014)

Portanto, a maneira mais apropriada para definir os solos tropicais é através da conceituação geotécnica, que os descreve como aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, que os diferenciam dos solos formados em ambientes não tropicais, em virtude da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos desencadeados pela ação alternada de temperaturas elevadas e chuvas intensas, conforme exposto pelo *Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica Solos e Engenharia de Fundações* (ISSMGEF, 1985).

Segundo Silva (2019), os processos citados anteriormente estão relacionados basicamente às condições ambientais favorecedoras de alto grau de intemperização. Um fator importante que justifica as principais diferenças de comportamento geotécnico dos solos tropicais em relação aos não tropicais e que se relaciona diretamente às questões ambientais citadas, é a grande variação mineralógica que ocorre naqueles comparativamente a estes. Conforme Dutra (2014), no tocante à composição mineralógica, os solos tropicais são constituídos por minerais argilosos, minerais silicatados, óxidos metálicos hidratados, quartzo e  $\text{SiO}_2$ , cuja proporção depende da intensidade do intemperismo e do avanço da degradação. Por esse motivo, analisar as propriedades dos solos tropicais à luz de procedimentos de análise desenvolvidos em regiões de clima temperado significa ignorar as incompatibilidades entre metodologia e objeto de estudo (SILVA, 2019).

Sendo assim, para que um solo seja considerado tropical, não basta simplesmente que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido, é indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

De uma forma geral, os solos tropicais podem ser categorizados em dois grandes grupos, a depender do grau de alteração e dos fatores pedogenéticos associados: solos lateríticos e solos saprolíticos (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

É possível por meio da classificação pedológica descrever os solos de características lateríticas como: solos superficiais expostos em condições bem drenadas, estando localizados em região de clima tropical úmido (NOGAMI; VILLIBOR, 1995). Os mesmos autores definiram solos saprolíticos como: solos originados pelo desgaste *in situ* da rocha, que se encontra em um estágio avançado de desintegração, o qual se assemelha bastante a estrutura original da rocha pretérita.

Wesley (2009) ressaltou que a topografia tem grande influência no processo de intemperismo, visto que ela se encontra diretamente relacionada às condições de drenagem. Áreas bem drenadas favorecem a formação de argilominerais da família da caulinita, enquanto em regiões mal drenadas ocorre a formação de minerais da família da esmectita (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

A Figura 2 mostra a representação de um perfil de alteração que pode ser utilizado como referência para a identificação dos solos lateríticos e saprolíticos em um talude natural. O perfil é composto por uma camada de solo mais próxima da superfície denominada horizonte superficial ou pedogenético, que geralmente é a mais antiga por sofrer maior lixiviação ao longo do tempo geológico, logo abaixo tem-se o horizonte saprolítico que ainda apresenta características da rocha que lhe deu origem, e subposta a este último está a rocha mãe (SOUSA, 2021).

Guimarães *et al.* (2015, p.35) dizem que:

Do ponto de vista pedogenético é de se esperar que os perfis de alteração no ambiente tropical sejam ricos em solos argilosos, porém com mineralogia distinta dos solos da região de clima temperado, incluindo a presença dos chamados óxi-hidróxidos de Fe e Al e argilominerais não expansivos. Tais características mineralógicas fazem com que estes solos - chamados de solos tropicais - apresentem excelente desempenho como camada de pavimento, principalmente pela cimentação parcialmente irreversível após secagem.



Fonte: Adaptado de Nogami & Villibor (2009)

Portanto, os solos tropicais são caracterizados por apresentar peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos sedimentares, em decorrência da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas. Os perfis de solos tropicais são caracterizados por apresentar condição não saturada, comportamento coesivo-friccional, onde fatores como estrutura, microestrutura, não

linearidade de rigidez, anisotropia, gênese e desestruturação têm maior influência no seu comportamento do que o histórico de tensões (VAUGHAN *et al.*, 1988). Neste sentido, a resposta destes solos frente às solicitações está diretamente ligada a condição não saturada, grau de alteração, estrutura, microestrutura e características herdadas da rocha-matriz.

## 2.2 Solos lateríticos e suas peculiaridades

Segundo Villibor *et al.* (2009), os solos lateríticos são solos superficiais, típicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, resultantes de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo, por processo denominado laterização. A laterização é um fenômeno característico de regiões de clima tropical (quente e úmido), onde ocorre uma acumulação de sesquióxidos de ferro e alumínio aumentando os teores destes elementos à custa do processo de lixiviação nos materiais mais solúveis, incluindo a sílica (BARATA, 1981). Várias peculiaridades associam-se ao processo de laterização sendo, as mais importantes do ponto de vista tecnológico, o enriquecimento no solo de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, como já citado, e a permanência da caulinita como argilomineral predominante e quase sempre exclusivo. Estes minerais conferem aos solos de comportamento laterítico coloração típica: vermelho, amarelo, marrom e alaranjado (PRADO, 2018).

Casanova (1987) declara que um solo dito tropical tem a sua mineralogia restrita a argilominerais do tipo (1:1) e óxidos livres, além de sílica livre na forma de quartzo, podendo ocorrer pequena quantidade de material paracrystalino. Todos esses minerais compartilham o fato de serem minerais cuja carga superficial é variável e dependente do pH. Como um todo, apresentam baixos valores para a superfície específica, a capacidade de troca catiônica e densidade superficial da carga.

Para Godoy & Bernucci (2000), na engenharia, os solos lateríticos são aqueles que quando devidamente compactados, ao perderem umidade, adquirem condição de baixa perda de resistência ou até nenhuma perda, mesmo na presença de água. Por outro lado, no estado natural, quanto maior o grau de laterização menor a sua suscetibilidade à erosão, além de serem altamente permeáveis, possuem baixa capacidade de suporte, elevada deformabilidade, excelentes condições de drenagem e possibilidade de colapso quando submetido a determinadas cargas e molhagem (Nogami *et al.*, 1993).

Queiroz de Carvalho (1987) afirma que os solos lateríticos, como resultado do processo de laterização, são dependentes de seus constituintes finos, tidos como constituintes ativos, isto é, constituintes amorfos e constituintes da fração tamanho argila. Estes constituintes ativos, por serem normalmente cimentados pelos óxidos de ferro e/ou alumínio, passam a desempenhar um papel essencial quanto ao comportamento geotécnico destes solos. Godoy & Bernucci (2000), complementam observando que, uma das principais peculiaridades dos solos tropicais lateríticos (que os diferencia dos solos de clima temperado), é justamente a presença desta cimentação natural provocada pelos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

Devido à cimentação existente entre os elementos que compõe esta microestrutura (diâmetro inferior a 2 microns), a granulometria resultante dos ensaios padronizados pode acusar elevada porcentagem de grãos maiores

nas frações silte e areia, devido à presença de torrões, conforme Figura 3 (DELGADO, 2007).

Assim, dadas as particularidades químicas, mineralógicas e estruturais dos solos lateríticos, eles são na engenharia rodoviária, considerados como aqueles que quando devidamente compactados, ao perderem umidade, adquirem condição de baixa perda de resistência ou até nenhuma perda, mesmo na presença de água. E ainda que em estado natural, quanto maior seu grau de laterização, menor será a sua suscetibilidade a erosão (GODOY; BERNUCCI, 2000; NOGAMI *et al.*, 1993).

Figura 3 - Macroestrutura dos solos lateríticos

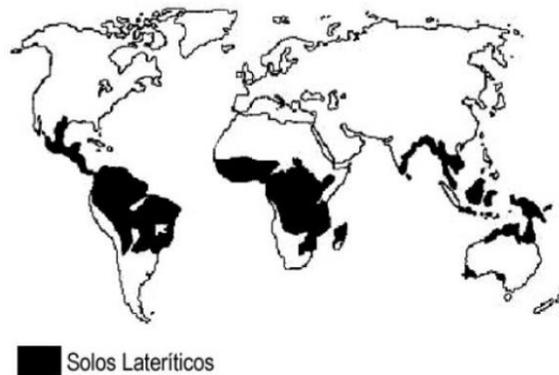


Fonte: Oliveira (2018)

Já Santana & Gontijo (1987) observaram em solos de comportamento laterítico as seguintes características bastante peculiares: pequena fração de areia grossa entre as peneiras n° 10 e n° 40; possibilidade de ocorrência de elevados teores de finos, mais de 25% passando na peneira n° 200, com elevados valores de LL e IP, maiores que 25 e 8, respectivamente, embora com índices CBR elevados; dificuldade em enquadrá-los nas especificações granulométricas da AASHTO, similarmente ao que ocorre em relação aos limites de  $LL \leq 25\%$  e  $IP \leq 6\%$  e expansão baixa.

Quanto à sua distribuição geográfica, os solos lateríticos estão situados geralmente, na faixa do planeta denominada intertropical, em regiões com condições climáticas favoráveis ao intemperismo intenso e rápido, com altas temperaturas, ambiente úmido, com chuvas abundantes e percolação d'água (BERNUCCI, 1995). Segundo Gidigas (1976), cerca de 40% das terras emersas do globo são recobertas por solos formados pelo intemperismo sincrônico (Figura 4).

Figura 4 - Distribuição dos solos lateríticos sobre a superfície da Terra



Fonte: Bernucci (1995)

No Brasil, os solos lateríticos encontram-se distribuídos em quase 80% do território nacional (MÉLO, 2011).

Figura 5 - Ocorrência de solos de comportamento laterítico no Brasil



Fonte: Villibor & Nogami (2009)

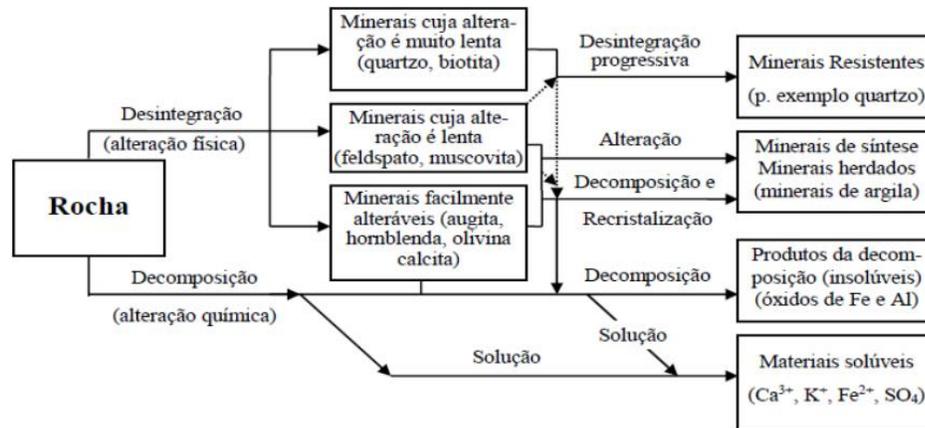
### 2.2.1 Mineralogia e microestrutura

Em relação aos solos residuais tropicais, segundo Queiroz de Carvalho *et al.* (1997), a mineralogia e a microestrutura são associadas com o modo de formação e ocorrência. Sob condições tropicais, as reações pedogenéticas podem ocorrer relativamente rápido, de forma que solos recentemente transportados podem subsequentemente serem modificados em materiais com características residuais. As velocidades de reação variam de forma que alguns minerais podem ser completamente decompostos (como os feldspatos) quando os grãos vizinhos (a exemplo do quartzo) estão virtualmente inalterados.

O fato de um solo tropical ser produzido pela ação do intemperismo favorece um conjunto de modificações físicas e químicas, desintegração e decomposição, que conjugadas da maneira apresentada na Figura 6, alteram as

propriedades e estrutura do solo, impactando diretamente em seu comportamento hidromecânico. O intemperismo pode ter maior ação física ou química, de acordo as componentes de temperatura, do ar, da água e de pressão. Nos solos tropicais tem-se mais intemperismo químico, onde a ação da água é muito importante, alterando as forças internas e externas, gerando hidrólises, lixiviação, acumulação, oxidação e outros processos nos quais se alteram algumas propriedades e minerais do solo, gerando-se os solos lateríticos (LOPERA, 2016).

Figura 6 - Processo de alteração de um solo pelo intemperismo



Fonte: Adaptado de Buckman & Brady (1960)

Nos solos tropicais, o intemperismo químico gera a lixiviação dos álcalis (K, Mg, Na, Ca, etc.) e ficam os componentes de Al, Fe e Si, com sedimentação dos minerais lixiviados nas camadas inferiores do solo e a alteração dos minerais que ficam. Geram-se, portanto, cimentações de suas partículas (grãos ou argilominerais) formando agregados, ao mesmo tempo em que pode ocorrer o preenchimento dos vazios com lixiviados ou com coloides. Formam-se ainda nódulos que são parcelas microscópicas de solos menos alterados e, finalmente, novos vazios. Todas essas alterações originam solos lateríticos com formações granulares, sem orientação, com agregados unidos por pontes de argila e/ou óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio, formando estrutura porosa com distribuição de poros geralmente bimodal (SANTOS, 1975).

Em geral, a decomposição tropical resulta na formação do argilomineral caulinita e, sob condições adequadamente úmidas, na formação de haloisitas. Usualmente, parte da sílica produzida no solo está na forma de quartzo. Óxidos de ferro cristalizam formando um mineral dependendo das condições in situ. Por exemplo, frequentemente são identificadas ilitas em solos africanos lateríticos, mas não em solos lateríticos brasileiros, onde normalmente só a caulinita está presente (QUEIROZ DE CARVALHO, 1981, 1985, 1991).

A constituição mineralógica da fração silte dos solos lateríticos é bastante simples. Quando não se especifica o mineral da fração areia e pedregulho, pode-se admitir que o constituinte é o quartzo. Este mineral imprime ao solo propriedades e comportamentos decorrentes de suas peculiaridades como elevada resistência à compressão; elevado módulo de elasticidade; elevada dureza; massa específica absoluta em torno de  $2,65 \text{ g/cm}^3$ ; elevada estabilidade

química, sendo atacado rapidamente somente pelo ácido fluorídrico e, lentamente, pelo processo de laterização (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

De acordo com Borba (1981), os elementos Si, Fe e Al são considerados os constituintes químicos mais importantes dos solos lateríticos. Além destes, as composições químicas sempre tem revelado a presença de óxidos de titânio, cálcio, magnésio, sódio, potássio e fósforo, mas em proporções reduzidas (menores que 1%, com exceção de óxido de titânio que as vezes chega até 7%).

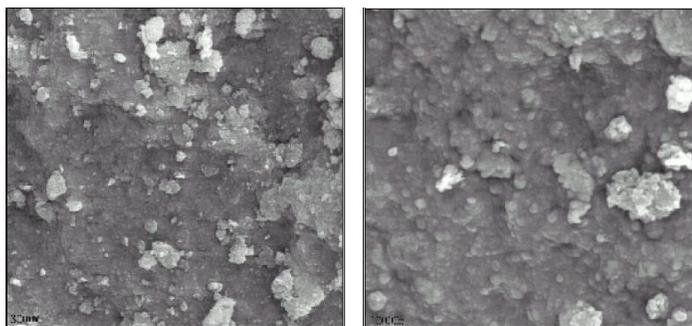
Ademais, os óxidos e hidróxidos, principalmente de ferro e alumínio, formados nos solos tropicais são, geralmente, componentes amorfos e abundantes, de alta agregação, que atuam como agentes de cimentação. Além disso, são neutros ou carregados positivamente, possuem alta superfície específica, não são expansivos e não possuem plasticidade, sendo os mais comuns a bauxita, a gibbsita, a hematita e a goethita.

Dessa forma, segundo Santos (2006), a formação de agregações estáveis em presença de água, devido ao processo de laterização, ocorre graças ao recobrimento dos argilominerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados que, além de reduzirem a capacidade de adsorção de água pelos argilominerais, atuam como agentes cimentantes naturais entre as partículas.

A Figura 7 mostra um exemplo, em escala microscópica, de um solo laterítico analisado por Takeda (2005) onde os grãos mais finos encontram-se agregados e o solo apresenta um aspecto cimentado.

Takeda (2005) submeteu 73 amostras de solos ao ensaio de microscopia eletrônica de varredura com a finalidade de identificar padrões de imagem que pudessem distinguir os solos segundo sua gênese laterítica ou não laterítica. Verificou-se que para todos os solos classificados como lateríticos foram encontrados padrões que indicam a presença de cimentação entre as partículas, característica marcante dos solos lateríticos.

Figura 7 - Fotografias microscópicas de um solo laterítico – aumento em 3000 e 10000x, respectivamente



Fonte: Takeda (2005)

Em resumo, a formação dos solos lateríticos está intimamente relacionada à gênese, grau de intemperismo, características morfológicas, químicas e mineralógicas do sistema em questão. Assim, o entendimento do processo de laterização destes solos auxilia a sua aplicação e o seu desempenho em obras de engenharia.

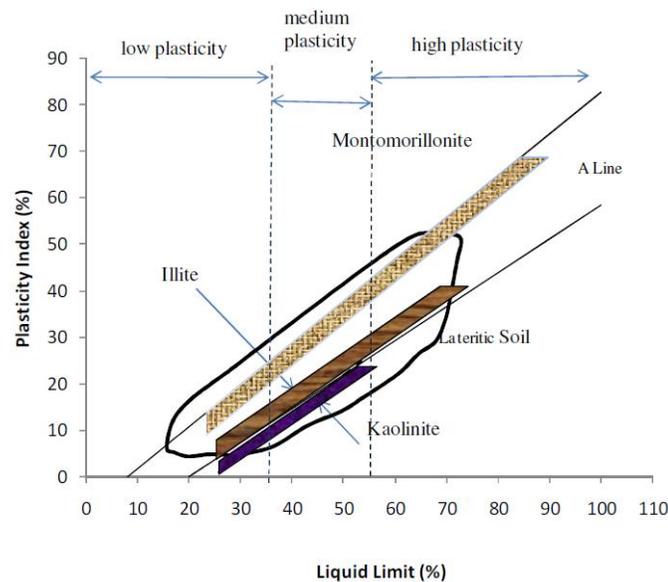
### 2.2.2 Propriedades geotécnicas

Os solos de um modo geral apresentam características próprias, herdadas ou adquiridas, resultantes de fatores tais como: rocha matriz, clima, relevo, tempo e ação química e biológica acrescidos das ações antrópicas. Em regiões tropicais, através dos diversos processos ocorridos desde sua gênese, o solo apresenta propriedades, estruturas e comportamentos hidráulicos e mecânico peculiares (GUIMARÃES; CAMAPUM DE CARVALHO; FARIAS, 1997).

A heterogeneidade, anisotropia, macro e microestrutura, gênese, microestrutura, características herdadas da rocha matriz e outras particularidades dificultam a elaboração de um modelo teórico que caracterize seu comportamento. Todas essas propriedades dependem do grau de alteração do material. Deste modo, solos tropicais podem apresentar comportamento que varia de baixa compressibilidade e elevada resistência, como os solos saprolíticos, até os solos instáveis denominados de solos colapsíveis ou expansivos (ROCHA, 2018).

Diante dos muitos estudos presentes na literatura, fica cada vez mais claro a aceitação do fato de que os solos lateríticos são marcados pela ampla gama de valores de certas propriedades geotécnicas que dependem, como já dito, da gênese e de fatores pedogenéticos, e também da preparação das amostras. Por exemplo, a distribuição granulométrica da maioria dos solos lateríticos estudados indica a presença marcante de areia e cascalho e menos de 30% de silte. Observa-se também que o limite de liquidez varia entre 25% e 63% e os índices de plasticidade estão na faixa de 5-42%. Ou seja, a maioria dos solos lateríticos se encontram em uma faixa baixa a média de plasticidade. A Figura 8 mostra a localização do solo laterítico na carta de Casagrande, levando-se em conta a grande variabilidade desse tipo de solo (TOWNSEND, 1985).

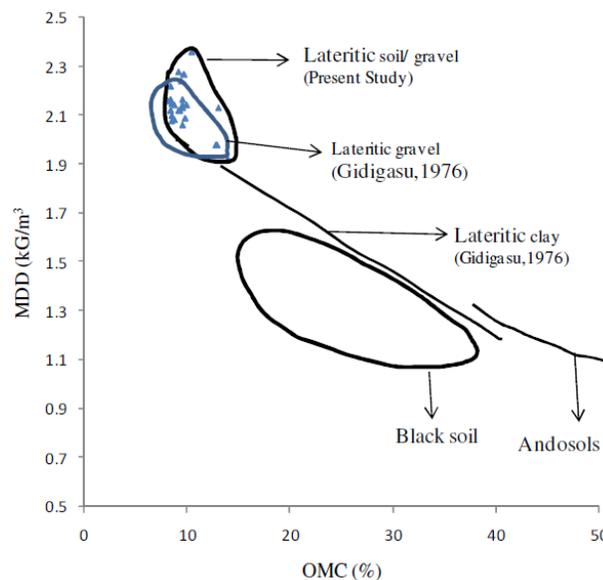
Figura 8 - Faixas de plasticidade de solo laterítico e minerais argilosos comuns na tabela de plasticidade de Casagrande



Fonte: Adaptado de Townsend (1985)

Muitos pesquisadores (ALAO, 1983; BELLO, 2011; HORPIBULSUK *et al.*, 2012 e OMOTOSO *et al.*, 2012) também estudaram as características de compactação de argilas lateríticas secas ao ar, solos lateríticos e cascalhos lateríticos. Verificou-se que o teor ótimo de umidade varia entre 9% e 19%, enquanto que a massa específica seca máxima varia entre 1,3 e 2,4 g/cm<sup>3</sup>, conforme mostra a Figura 9, onde OMC representa a umidade ótima e MDD a massa específica aparente seca máxima. Quanto ao CBR, sigla para *California Bearing Ratio*, uma ampla gama de valores também tem sido relatada em pesquisas. Iyer & Williams (1997) observaram que os valores de CBR do solo laterítico australiano estão na faixa de 35-90%. Da mesma forma, Bello (2011), Ugbe (2011) e Bayewu *et al.* (2012) estudaram solos lateríticos de várias regiões da Nigéria e relataram que os valores de CBR desses solos variam entre 26-34%, 3-43% e 16-29%, respectivamente, em seus estudos. A grande variabilidade dos valores de CBR também é encontrada em solos lateríticos brasileiros, onde valores máximos obtidos para o mesmo material chegam a ser até três vezes maiores que os mínimos, conforme estudos desenvolvidos por Peltier (1953), Souza Pinto *et al.* (1964) e Nogami & Villibor (2009).

Figura 9 - Zona de parâmetros de compactação para solo/cascalho/argila laterítico(a)



Fonte: Biswal *et al.* (2015)

A determinação das propriedades geotécnicas dos solos utilizados em pavimentação é de fundamental importância para o conhecimento do seu comportamento estrutural quando compactado. Dado o comportamento peculiar dos solos lateríticos, as características granulométricas, de plasticidade e de resistência consideradas parâmetros básicos para um conhecimento adequado do solo, tornam-se, em determinados casos, insuficientes para caracterizá-los (LIMA, 2013; BORBA, 1981).

A percepção das peculiaridades dos solos tropicais para sua utilização como material de construção rodoviária foi importante para conduzir alguns dos profissionais da área, a um novo enfoque, diferente daquele apoiado

essencialmente na tecnologia estrangeira (MARAGON, 2004).

De fato, a ação pedogenética confere aos solos brasileiros características diferentes dos solos formados em clima temperado que devem ser levadas em consideração na investigação de características e propriedades de interesse direto dos projetos de Engenharia particularmente os de pavimentos.

### 2.2.2.1 Granulometria

De acordo com Franzoi (1990), os solos lateríticos possuem uma variabilidade granulométrica considerável, geralmente com predominância de finos passantes integralmente na peneira com 2,00 mm de abertura. A autora destaca que, devido à cimentação presente neste tipo de solo, pode ser difícil obter a granulometria real do material, tendo como consequência porcentagens de silte e areia acima do normal.

Para Lecomte-nana (2008), *Lyon Associates Inc.* (1971), ISTED (1990), Nogami & Villibor (1995) e Villibor & Nogami (2009), a estrutura granulométrica dos solos lateríticos apresenta geralmente:

- Uma alta proporção de elementos finos (inferiores ao tamanho de 80 $\mu$ m), de 10 a 40%;
- Um percentual retido na peneira de 2 mm de 20 a 60%;
- Uma dureza relativa dos agregados para uma mesma jazida que está em função da maturidade das partículas lateríticas concrecionadas e da quantidade de sesquióxidos ( $Al_2O_3$  e  $Fe_2O_3$ ) que predominam no agregado;
- As curvas granulométricas tendem a apresentar uma queda ou descontinuidade denotando ausência de certas frações granulares. Esta falta situa-se entre os diâmetros de 80  $\mu$ m e 0,2 mm;
- Os materiais com agregados pétreos, ricos em ferro, normalmente apresentam comportamento mecânico estável;
- Na fração granular, a constituição mineralógica da fração silte é geralmente simples. Há uma predominância de quartzo com a presença nítida de porções de argila;
- Os principais constituintes da fração argilosa (diâmetro inferior à 0,002 mm) são: óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio e constituintes orgânicos.

A estrutura granular dos solos lateríticos é em grande parte devida aos sesquióxidos que cobrem e unem as partículas como microagregações. Estudos feitos por Newill (1961), Terzaghi (1958) e Townsend *et al.* (1969) indicaram que estas microagregações são altamente friáveis e são desagregáveis por remoldagem do solo, dependendo da remoldagem ou pré-tratamento. Isto produz consideráveis variações nas propriedades dos solos lateríticos, tais como distribuição granulométrica e plasticidade.

A variação dos níveis de energia térmica também tem impacto sobre as propriedades físicas e químicas da estrutura metaestável dos solos lateríticos. Em termos de granulometria, a secagem induz a um aumento do tamanho das partículas, promovendo aglomeração da fração argilosa e da fração siltosa até chegar ao tamanho da fração arenosa em função da coagulação do óxido de ferro durante a secagem (TOWNSEND, 1969; GIDIGASU *et al.*, 1974).

Para a *Lyon Associates Inc.* (1971), as mudanças de propriedades com a secagem podem ter uma

importância não desprezível durante a construção. Se ensaios realizados em laboratórios não são executados com amostras secas ao ar, seus resultados podem corresponder à de solos alterados.

Portanto, observa-se que as propriedades dos solos lateríticos são afetadas a depender da metodologia de ensaio. Entre estas propriedades percebe-se, claramente, que a distribuição granulométrica é deveras afetada.

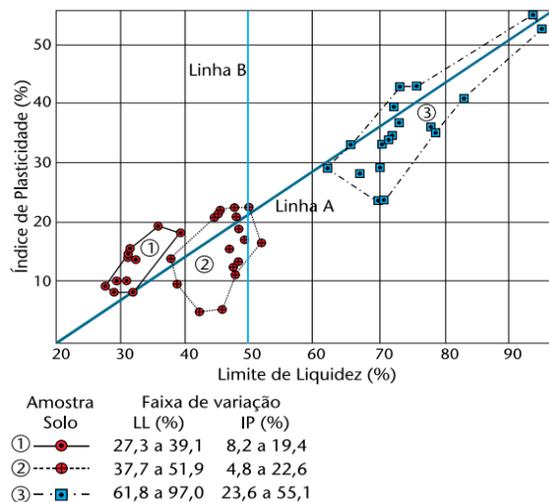
### 2.2.2.2 Plasticidade

A influência dos sesquióxidos faz com que os solos lateríticos tenham um comportamento plástico diferenciado dos solos de clima temperado. Pode-se observar durante os ensaios que o aumento da área específica, devido à desintegração das partículas e/ou quebra da estrutura granular do solo, tem como consequência o aumento da absorção de água pelas amostras (MOH *et al.*, 1969; VARGAS, 1982; NOGAMI *et al.*, 1995; VILLIBOR *et al.*, 2009).

Dos limites de consistência, são considerados relevantes, para a finalidade em vista, o LL (limite de liquidez) e o IP (índice de plasticidade). Com a ampliação dos estudos, ficaram evidentes as limitações da utilização de LL e IP devido à pequena reprodutibilidade dos resultados dos ensaios, o que tem sido confirmado em relatos de diversos trabalhos genéricos sobre solos tropicais. Entre outros, podem ser citados:

- Gidigasu (1976), que afirma que uma das fontes de dificuldade na obtenção da reprodutibilidade dos resultados dos ensaios de plasticidade de alguns solos lateríticos é a tendência de apresentarem aumento de plasticidade com o grau de misturação ou moldagem da amostra, antes do ensaio;
- Programa Interlaboratorial Brasileiro desenvolvido pelo IPT-SP. Alguns dos resultados obtidos pelo programa, para três amostras, estão apresentados na Figura 10. Sua análise revela a grande variação dos valores de LL e IP, obtidos por diversos laboratórios, em ensaios executados segundo a ABNT NBR 6459/84 (Determinação do limite de liquidez) e 7180/84 (Determinação do limite de plasticidade) da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Figura 10 - Variabilidade dos valores de LL e IP de três amostras de solos lateríticos



Fonte: Villibor *et al.* (2009)

Em função das inconsistências supracitadas, outro método apresentado na literatura refere-se ao uso do ensaio de adsorção de Azul de Metileno como índice classificatório de solos tropicais.

Segundo Chaves (2000), trata-se de uma técnica ainda pouco utilizada no meio rodoviário do Brasil, mas já bastante difundida no exterior, principalmente na França, sendo padronizada pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC, 1979), onde foram desenvolvidos inúmeros trabalhos utilizando esta metodologia. O ensaio de azul de metileno foi divulgado no meio técnico brasileiro de pavimentação pela primeira vez por Casanova (1986) indicando que este ensaio relativamente simples poderia ser utilizado nas determinações da capacidade de troca catiônica e superfície específica total, mesmo para as amostras com elevados teores de sesquióxidos, como é o caso dos solos tropicais.

De acordo com Merck & Co. (1952), o corante denominado “Azul de Metileno” é denominado, na química, de “cloridrato de metiltiamina”, com composição química  $C_{16}H_{18}N_3SCl$ . Trata-se de um corante catiônico, ou seja, em solução aquosa dissocia-se em ânions cloreto e cátions “azul de metileno”.

Diversas pesquisas (FABBRI, 1994; BARROSO & FABBRI, 2003; CHAVES, 2000) indicam a viabilidade de se utilizar o ensaio de adsorção do corante orgânico Azul de Metileno pela fração fina (passante na 0,074 mm) do solo. O ensaio utilizado como índice classificatório de solos é baseado na superfície específica dos argilominerais presentes. O corante é adsorvido pelo solo quando em meio aquoso, formando uma camada monomolecular quase que completa sobre sua superfície. O Valor de Azul (VA) foi definido como a quantidade de solução padronizada de Azul de Metileno consumida por 100 g de solo, onde sabendo-se esta quantidade, é possível avaliar a superfície específica e a capacidade de troca catiônica da porção ativa do solo.

Gaillabaud & Cinot (1982) propõem uma relação entre superfície específica total da fração argilosa do solo e o valor de azul, conforme mostra a Equação 1. A relação foi estabelecida através do conhecimento da massa molar do azul de metileno e assumindo que o corante é totalmente adsorvido na forma monovalente.

$$SE = 20,9 \times VA \text{ (Eq. 1)}$$

Onde:

SE = superfície específica total,  $m^2/g$ ;

VA = valor de azul de metileno (g/100 g).

Os estudos de Autret (1983) demonstram que faltaria, para os solos lateríticos, adaptar a forma de operação e de manipulação a um pH dado. No entanto, Fabbri (1994), em seus estudos sobre a influência do pH no valor de Azul de Metileno, concluiu que “em geral é claro que os testes de adsorção do Azul de Metileno devem ser realizados com o pH natural da suspensão solo/água, já que essa condição não introduz mudanças significativas nos resultados dos ensaios”.

Diante do que está presente na literatura, é possível destacar as seguintes asserções acerca do Azul de Metileno:

- A adsorção de azul de metileno pelos principais argilominerais se dá na seguinte ordem, do menor para o

maior: caulinita, ilita, vermiculita e montmorilonita (LCPC, 1979);

- Solos com óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio adsorvem menor quantidade de corante (CASANOVA, 1986);
- Solos lateríticos têm como principal argilomineral constituinte a caulinita revestida por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

Barroso & Fabbri (2003) mostraram a possibilidade de utilização do ensaio de adsorção de azul de metileno para prever o potencial de uso dos solos da região metropolitana de Fortaleza para aplicação na pavimentação, e concluíram que: “O ensaio de adsorção de azul de metileno é considerado atualmente uma técnica experimental de execução simples e rápida. Acredita-se que a atividade da fração argila do solo, inferida por este ensaio, exerça uma influência importante nas propriedades mecânicas do solo e, associada às características granulométricas da fração grossa, pode resultar em um método completo de classificação de solos”.

### 2.2.2.3 Dureza

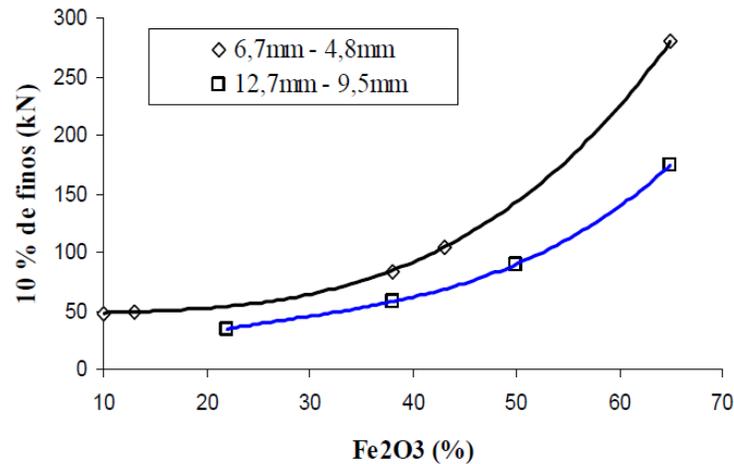
Alguns autores, como Maignein (1966) e Netterberg (1975), consideram que a dureza das concreções lateríticas está em função da concentração de ferro, do teor de umidade, grau de estabilidade e particularmente ao seu estado de compactação, e que a formação de couraças porosas e de pequena dureza parece estar associada à lixiviação da caulinita, que, por sua vez, absorve o ferro, impedindo a formação da goethita cristalina, gerando uma descontinuidade na fase cristalina ou um mecanismo no processo de endurecimento.

Estudos microscópicos realizados por Queiroz de Carvalho (1991) revelaram que as composições química e mineralógica não são suficientes para explicar o grau de dureza das lateritas e que o potencial de endurecimento parece estar associado ao arranjo e a espécie dos componentes lateríticos.

Segundo Maignein (1966), o óxido de ferro é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos e seus estudos mostram que quanto maior o conteúdo de sesquióxidos ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), maior o endurecimento, com a dureza sendo função do conteúdo de ferro (Figura 11) e que comumente, na mesma ocorrência de materiais lateríticos a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura que a parte mais recente.

Netterberg (1975) descreve que o endurecimento das formações lateríticas é de grande importância para o estudo da evolução dos solos tropicais e estão associados à impregnação e à acumulação de ferro e alumínio, oxidação do ferro, desidratação dos sesquióxidos e ao desenvolvimento da estrutura contínua de sesquióxidos cristalizados.

Figura 11 - Efeito do conteúdo de óxido de ferro na resistência de agregados lateríticos



Fonte: Maignein (1966)

#### 2.2.2.4 Contração

Nas regiões tropicais, dada a possibilidade de secagem das camadas compactadas do pavimento durante a construção ou já na fase de operação, a contração passa a ser uma propriedade que deve ser levada em conta.

Tem-se observado, cada vez mais, que nos climas tropicais quentes e úmidos, com estações de seca e chuvas alternadas, a umidade de equilíbrio das camadas compactadas do pavimento geralmente é inferior à umidade ótima de compactação. A diminuição de umidade pode proporcionar contração da massa do solo e, conseqüentemente, o aparecimento de fissuras e/ou trincas (Figura 12). As fissuras e trincas são caminhos que proporcionam a circulação de água e de ar, alterando a permeabilidade e homogeneidade da camada compactada (DAQ; RUSSAM, 1966). O fluxo de água concentrado pelas trincas pode produzir o desprendimento de material próximo à trinca, propiciando o aparecimento de afundamentos ou mesmo de buracos no pavimento.

O trincamento intenso de camadas de base pode acabar refletindo na superfície de rolamento, deixando-a descontínua e trincada, promovendo a diminuição da vida útil do pavimento. A fissuração e o trincamento são indícios da coesão do material quando perde umidade. Solos não coesivos, essencialmente granulares, não apresentam fissuração por contração. Sua contração, caso exista, é praticamente inexpressiva (BERNUCCI, 1987).

Nos climas temperados, a coesão capaz de gerar fissuração na secagem é indesejada, já que as fissuras e trincas são lugares de acúmulo de água. Durante o inverno, esta água pode congelar-se, aumentar de volume e, portanto, intensificar as aberturas das fissuras e trincas. Na época de degelo, ocorre a saturação do solo, expansão e conseqüente o amolecimento devido à perda da coesão, motivando o aparecimento de deformações de diversos tipos e até de rupturas do pavimento.

No entanto, nas regiões tropicais não existe o problema do gelo-degelo, e, portanto, ao contrário das regiões de clima temperado, a coesão do solo é uma propriedade pretendida, mesmo que resulte em fissuração. Finos de “boa” qualidade, responsáveis pela coesão, são finos pouco ativos, estáveis e presentes em determinada porcentagem

em peso que o material não perde capacidade de suporte ao reabsorver água, expandindo muito pouco. Os finos lateríticos são considerados finos de boa qualidade (BERNUCCI, 1987).

Porém, mesmo sendo um fino de boa qualidade, existe um limite máximo para esta porcentagem em peso no solo. O aumento da coesão a tal ponto que por secagem o solo contrai excessivamente, produz trincas de abertura e espaçamento prejudiciais ao pavimento (BERNUCCI, 1987).

Figura 12 - Fissuras em rodovias construídas com solos lateríticos finos



Fonte: Quintans (2008)

Assim, o fenômeno de perda de água provoca nos solos uma evolução marcada da porosidade. Esta evolução é marcada por uma diminuição progressiva da porosidade, até certo nível de desidratação a partir do qual o volume aparente medido deveria ser constante: tem-se então o limite volumétrico inferior cuja umidade é denominada de “Limite de Contração (LC)” (LIMA, 2013).

O conhecimento do Limite de Contração é importante para prever se os solos lateríticos, arenosos ou finos, não correm o risco de ficarem sujeitos, principalmente em países tropicais, à diminuição acentuada de volume. Seria fundamental, então, evitar variações do teor de água ou eventualmente não utilizar as amostras de solos sem algum tipo de estabilização, seja ela química ou mecânica (VILLIBOR *et al.*, 2009).

#### **2.2.2.5 Compactação**

A compactação de um solo é caracterizada pela redução rápida do índice de vazios por meios mecânicos face à compressão ou expulsão de ar dos poros. Esse processo objetiva conferir ao solo propriedades e comportamentos que atendam às necessidades de desempenho de uma determinada obra geotécnica (KODIKARA *et al.*, 2018).

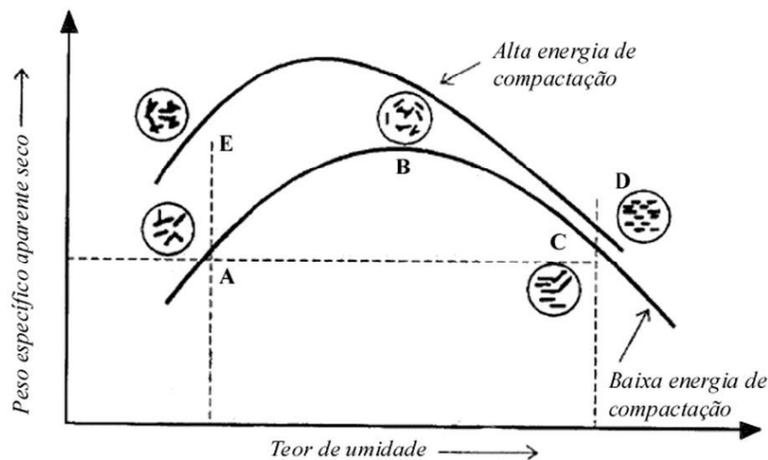
Entretanto, a compactação deve ser compreendida como algo que vai além da simples redução dos vazios do solo. Após a compactação, as partículas dos solos se organizam em diferentes configurações e a estrutura resultante tem impacto direto no comportamento geotécnico de um solo compactado (ROMERO, 2013; ZHANG *et al.*, 2018).

Segundo Alonso (2004), as propriedades e o comportamento geotécnico dos solos sedimentares e solos tropicais pouco intemperizados (saprolíticos) apresentam boas correlações com o índice de vazios e a umidade. Contudo, o mesmo não acontece para os solos tropicais profundamente intemperizados, em que o comportamento passa a ser função, também, da distribuição dos poros no solo.

As estruturas dos solos finos sedimentares e dos solos saprolíticos compactados tendem a seguir a teoria de Lambe (1958), em que a compactação executada no ramo seco promove a formação de uma estrutura floculada advinda de forças de atração entre as partículas de argilominerais. Já a compactação realizada no ramo úmido resulta em uma estrutura dispersa, com disposição paralela entre as partículas, conforme ilustra a Figura 13. Também pode ser observado que o grau de orientação das partículas aumenta com a energia de compactação. Nesses solos, o nível de anisotropia de comportamento é, portanto, diretamente relacionado às condições de compactação.

Nos solos tropicais profundamente intemperizados, a formação de estruturas floculadas ou dispersas fica impossibilitada por não ocorrer a orientação das partículas, visto que a grande maioria das partículas de argila encontram-se formando os agregados. Nesse caso, tem-se apenas poros intra-agregados e poros interagregados, classificados respectivamente como micro e macroporos (CETIN *et al.*, 2007; FERNER; YESILLER, 2013).

Figura 13 - Estrutura de um solo compactado



Fonte: Adaptado de Lambe (1958)

Os poros interagregados são compressíveis e seu volume é associado ao índice de vazios final do solo compactado. O efeito da compactação é, portanto, refletido nesses poros afetando a macroestrutura. Por outro lado, as variações térmicas e os ciclos de secagem e molhagem desses solos acabam por afetar a microestrutura nos intra-agregados, acarretando muitas vezes o aparecimento de microfissuras (LI; ZHANG, 2009).

A variação volumétrica dos poros interagregados é maior em compactações maior nível de energia, enquanto a variação dos poros intra-agregados tem um comportamento quase indiferente, altamente dependente da formação do solo (LI; ZHANG, 2009).

Na execução das camadas dos pavimentos rodoviários, é essencial o conhecimento do limite até onde pode-se tirar proveito da energia aplicada nos materiais. OSEI *et al.* (2000) ressaltaram que uma notável parcela da energia de compactação adicional utilizada para fins de obtenção de maiores massas específicas e melhoramento das características geotécnicas do solo, pode ser desperdiçada por proporcionar a quebra da estrutura do solo.

De Graft-Johnson *et al.* (1968) verificaram que determinados aumentos na energia de compactação podem causar um aumento ou uma diminuição no valor do índice CBR. Tal efeito foi atribuído à presença da caulinita, que possui uma estrutura sensível, tendendo a dispersar com o aumento do esforço de compactação no lado úmido da curva.

Para solos lateríticos arenosos, quando empregados em bases e sub-bases, recomenda-se a aplicação da energia Proctor Intermediário (BALBO, 2007). Villibor & Nogami (2001) ensaiaram vários solos na energia intermediária e, após avaliação dos resultados, recomendaram uma parametrização mínima de certas propriedades tecnológicas, entre elas a capacidade de suporte sendo maior ou igual a 40% e a expansão por imersão em água menor que 0,3%, a fim de que os solos sejam utilizados em camadas de base e sub-base.

Segundo a *Lyon Associates Inc.* (1971), os principais fatores que interferem nas propriedades de compactação dos solos lateríticos podem ser divididos em dois grupos: o primeiro, relacionado à gênese dos solos e o segundo, referente aos métodos de pré-tratamento antes dos ensaios. Os fatores são:

- Textura;
- A transformação da halloysita hidratada em metahalloysita devido à secagem em estufas;
- A localização das amostras no perfil do solo (profundidade das amostras);
- O atrito dos pedregulhos lateríticos concrecionados durante a compactação e o grau de maturidade da laterização do solo.

De acordo com Rodrigues *et al.* (2010), a compactação dos solos lateríticos pedregulhosos pode ser nociva em caso de fragilidade dos torrões. Esta fragilidade pode provocar um crescimento do teor de elementos finos por destruição da estrutura do solo sem aumentar, no entanto, a massa específica aparente seca, nem a capacidade de suporte de maneira significativa, além de tornar o material sensível ao efeito da sucção. Dessa forma, quando os nódulos ou torrões são friáveis, um estudo do efeito da compactação em função da energia aplicada torna-se fundamental para obtenção da compactação ótima.

No que diz respeito às condições ambientais, a estrutura do pavimento está sujeita às intempéries e sofre com a sua ação. A radiação solar e a precipitação atmosférica são elementos que podem interferir no desempenho do pavimento, uma vez que sua resistência é fortemente influenciada pelo teor de umidade do subleito (MEDINA, 1997). Villibor (1981), ao estudar a variação do teor de umidade em camadas de base constituídas de solo arenoso fino laterítico (solo arenoso com predominância da fração areia fina e que foi submetido, durante sua formação, à laterização) no estado de São Paulo, concluiu que os teores de umidade da camada estavam compreendidos no intervalo de 55% a 110% da umidade ótima. Portanto, de um modo geral, a umidade de trabalho manteve-se abaixo

da umidade ótima de laboratório, mesmo nas épocas de chuvas.

Em um trabalho realizado por Bernucci *et al.* (2000), foram estudados os efeitos da sucção e da temperatura na movimentação da água em pavimentos construídos com solos lateríticos. Os autores concluíram que os efeitos do clima tropical, associados às condições hidrológicas e de relevo do interior paulista, são capazes de provocar umidades de equilíbrio, de bases constituídas de solos, abaixo daquelas utilizadas na compactação do material.

#### **2.2.2.6 Capacidade de suporte: *California Bearing Ratio* (CBR)**

O ensaio de Índice Suporte Califórnia (ISC) ou *California Bearing Ratio* (CBR) foi incorporado ao meio geotécnico brasileiro por volta da década de 1940. Ajudou a abrandar as deficiências ocasionadas pelo uso de índices tradicionais que direcionavam a escolha dos solos a serem aproveitados em obras de pavimentação.

O ensaio CBR, segundo Kezdi (1980), quantifica a capacidade de suporte de solos e agregados e é definido como a razão entre o carregamento de um pistão padrão sobre uma amostra e o carregamento de um material padrão, expresso em termos percentuais.

No Brasil, o CBR continua sendo o índice mais utilizado para estabelecer a escolha de materiais e definir o dimensionamento de pavimentos, por ter um baixo custo de obtenção do equipamento e uma grande difusão no meio profissional geotécnico. Soma-se a isso a sua simplicidade de execução. Assim, muitas metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis ainda utilizam os índices obtidos do ensaio, correlacionando com outros parâmetros do solo.

O método empírico de dimensionamento de pavimentos do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), sistematizado no Manual de Pavimentação do DNIT, utiliza os dados do estudo de tráfego e o índice CBR dos materiais que constituirão o pavimento para definição das espessuras das camadas (DNIT, 2006). O primeiro material normativo que regulamentou a metodologia de ensaio CBR no Brasil foi a norma ABNT NBR 9895/87 – Solo – Índice de Suporte Califórnia. Após alguns anos, o DNER desenvolveu a norma DNER – ME 049/94 - Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. A última versão foi atualizada pelo DNIT em 2016 e constitui a norma DNIT 172/2016.

Segundo ISTED (1990), a capacidade de suporte dos solos lateríticos depende dos seguintes parâmetros naturais, além dos parâmetros de estado supracitados:

- O diâmetro máximo dos agregados;
- O material que passa na peneira de abertura 80 µm;
- O material retido na peneira de diâmetro de 20 mm;
- A descontinuidade da curva granulométrica entre 80 µm e 2 mm;
- A argilosidade da fração fina;
- A fragilidade dos nódulos (evolução em função da compactação);
- A natureza mineralógica das partículas finas.

Apesar de admitir a utilização do índice CBR em estudos e projetos de pavimentos, Ceratti & Lopes (1985) ressaltam que o mesmo não traz correlações satisfatórias com as rigidezes estática e dinâmica do solo.

Nogami & Villibor (1979) avaliaram que para as regiões tropicais seria necessário efetuar as determinações de suporte e expansão do ensaio CBR para diversas condições de umidade de compactação, imersão, sobrecarga e energias de compactação, o que exigiria uma quantidade de amostra grande para a moldagem dos diversos corpos de prova, além de um grande desgaste físico. Ainda segundo os autores, o ensaio CBR não expressa o desempenho das camadas de um pavimento com fidelidade.

Outro problema envolvendo a metodologia de ensaio consiste na grande dispersão dos resultados. Esta dispersão é mencionada em diversas pesquisas importantes (SOUZA PINTO *et al.*, 1964; NOGAMI, 1972 *apud* NOGAMI; VILLIBOR, 2009). Os resultados encontrados nessas pesquisas estão resumidos na Tabela 1 e atestam a grande variabilidade dos valores para uma mesma amostra. Os valores máximos obtidos para o mesmo material chegam a ser até três vezes maiores que os mínimos.

Alguns pesquisadores também ressaltam a inconsistência conceitual quanto ao período de embebição dos corpos de prova presente na metodologia do ensaio, especificamente para solos tropicais. A etapa de embebição retratada pela metodologia americana é similar à saturação das camadas no período de degelo das primaveras de países de clima frio e temperado. Tal condição não retrata a realidade de países de clima tropical, cujos valores de equilíbrio da umidade das camadas inferiores do pavimento ficam próximas aos valores ótimos (MEDINA; MOTTA, 2015).

Cabe salientar que a importância da determinação do valor de suporte de um solo advém da necessidade do dimensionamento das camadas constituintes de um pavimento. Por este motivo, vários pesquisadores discutem sobre a eficácia do método do CBR e apontam suas limitações, já que ainda é a metodologia mais difundida, no meio geotécnico brasileiro, para a seleção de materiais utilizados na pavimentação.

Tabela 1 - Variabilidade do ensaio CBR

Trabalho	Normas de ensaio	Amostra	Nº de ensaios	Mín.	Máx.	Méd.	Desvio padrão
Peltier (1953)	Método Americano	Areia argilosa	21	10,5	33,0	17,8	6,20
Souza Pinto <i>et al.</i> (1964)	DPT-M-48-64 (DNER) Energia intermediária	D	12	26,4	38,6	29,5	6,55
		E	12	17,3	45,8	34,6	9,40
Nogami (1972)	M-53-71 (DER-SP) Energia normal	SP-310 km 254	8	11,0	28,0	17,3	6,28

Fonte: Adaptado de Nogami & Villibor (2009)

### 2.2.2.7 Comportamento resiliente

O termo “resiliência”, no âmbito da mecânica dos sólidos, significa armazenamento de energia quando ocorre

a deformação de um corpo. Nessa condição, quando interrompidas as tensões causadoras das deformações, tal energia é devolvida por meio de recuperação elástica. Já a “rigidez” expressa a capacidade de um corpo de resistir à uma deformação. Esses conceitos passaram a ser incorporados nas análises do comportamento estrutural de pavimentos em meados do século XX, através dos estudos de deformabilidade liderados por Francis Hveem (MEDINA; MOTTA, 2015).

A integração desses conceitos à pavimentação foi responsável pelo desenvolvimento da Mecânica dos Pavimentos, uma subárea que viabilizou as ferramentas teóricas para o entendimento racional das estruturas e diminuiu o caráter de empirismo das metodologias de análise. O entendimento de que o trincamento progressivo do revestimento asfáltico se devia aos sucessivos ciclos de deformações resilientes (ou recuperáveis) das camadas inferiores, sobretudo do subleito, foi essencial para a formatação de metodologias que levassem em conta o fato dessa estrutura ser um sistema multicamadas, de interação complexa (MEDINA; MOTTA, 2015).

A forma de aplicação do carregamento no ensaio CBR pouco se assemelha ao que ocorre nas estruturas de pavimentos, visto que a aplicação do carregamento é feita de forma lenta e crescente, provocando um estado de ruptura plástica caracterizada por grandes deslocamentos. No entanto, a estrutura de um pavimento está submetida a um regime de cargas repetidas, transientes, com diferentes intensidades e frequências e que, na maioria das vezes, provocam pequenos deslocamentos (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Em laboratório, simular a complexidade do carregamento dinâmico, contemplando sua variabilidade ao longo do tempo e diversidade de intensidades e frequências, constitui difícil tarefa. Somam-se a isso as particularidades relacionadas ao meio físico, impossíveis de serem completamente consideradas em laboratório. Os ensaios de carga repetida, cuja intensidade do carregamento varia ao longo do tempo e sua aplicação ocorre em regime cíclico, constituem a melhor configuração para reprodução parcial da complexidade de condições que existem em campo (MEDINA; MOTTA, 2015). No Brasil, apesar de sua prática ainda não estar amplamente difundida no meio técnico, o ensaio triaxial de cargas cíclicas e o ensaio de compressão diametral de cargas repetidas são as metodologias mais empregadas para obtenção do módulo de resiliência de solos/agregados e misturas asfálticas, respectivamente.

Sob esse contexto, trabalhar com propriedades mecânicas que retratem tal condição de carregamento e regime de deformações, constitui forma de análise mais racional. O entendimento da estrutura do pavimento como um sistema multicamadas, cada qual com suas propriedades elásticas, reagindo à aplicação de cargas repetidas e dinâmicas, ratifica a necessidade de utilização de metodologias de análise que considerem tais propriedades (MARANGON, 2004). Nesse sentido, o parâmetro mecânico mais importante é o Módulo de Resiliência (MR), que pode ser obtido por meio de ensaios laboratoriais e procedimentos de campo. A Equação 2 define o Módulo de Resiliência:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

MR = módulo de resiliência;

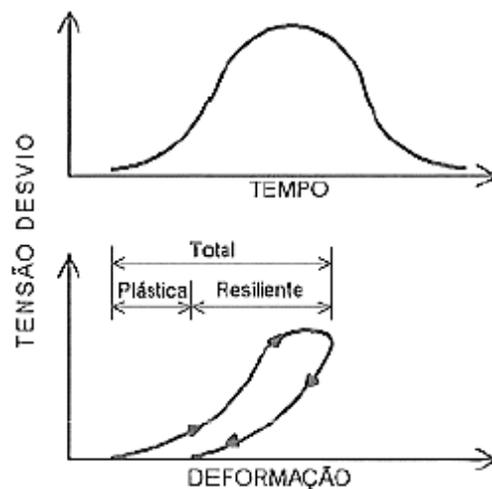
$\sigma_d$  = tensão desvio aplicada repetidamente ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ );

$\epsilon_r$  = deformação específica axial resiliente.

Logo, o módulo de resiliência pode ser descrito como uma grandeza que retrata a intensidade das deformações recuperáveis de um material, diante da intensidade do carregamento aplicado. Valores elevados de módulo de resiliência, denotam pouca deformabilidade do material sob determinado estado de tensão induzido pelo carregamento, ou seja, retratam maior rigidez. Valores baixos indicam material com muita deformabilidade, característica indesejável à pavimentação. Além disso, a relação entre a tensão desvio e a deformação resiliente, para a maioria dos materiais de pavimentação, é do tipo não linear, diferente de outros sólidos elásticos, havendo grande dependência das tensões aplicadas (MARANGON, 2004).

Este comportamento pode ser observado na Figura 14, e descreve a composição da deformação como parte permanente e parte resiliente ou recuperável.

Figura 14 - Relação tensão-deformação em camadas de pavimentos



Fonte: Elliot & Thornton (1988)

A deformação resiliente nas camadas de suporte de pavimentos está diretamente associada à ocorrência de trincas por fadiga, pois compromete a vida útil da estrutura quando solicitadas por sucessivas flexões (MEDINA; MOTTA, 2015).

Sabendo-se que os materiais utilizados na composição da estrutura de um pavimento não são elásticos e que a utilização da teoria da elasticidade é apenas uma forma de aproximação, Balbo (2007) infere que pelos solos e britas se comportarem de forma elástica não-linear, é fundamental o estabelecimento de modelos comportamentais que sejam capazes de prever as variações no módulo de resiliência em função dos níveis de tensões atuantes nas estruturas.

O modelo  $k\text{-}\sigma_d$  (Equação 3), geralmente é usado para solos coesivos na representação da variação do módulo de resiliência com a tensão desvio. Entretanto, Motta *et al.* (1990) observaram um bom desempenho do modelo na representação do comportamento resiliente de solos lateríticos pedregulhosos.

$$MR = k_1 x \sigma_d^{k_2} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

MR = módulo de resiliência;

$\sigma_d$  = tensão desvio;

$k_1$  e  $k_2$  = parâmetros de regressão.

Tem-se também o modelo  $k\text{-}\sigma_3$ , que está representado na Equação 4, mais utilizado para solos granulares, em que o módulo de resiliência depende, principalmente, da tensão confinante.

$$MR = k_1 x \sigma_3^{k_2} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

MR = módulo de resiliência;

$\sigma_3$  = tensão confinante;

$k_1$  e  $k_2$  = parâmetros de regressão.

Contudo, dentre as abordagens matemáticas para modelagem do comportamento resiliente de materiais granulares de estruturas de pavimento, o modelo composto vem se mostrando superior nas rotinas de análises, por incluir a influência da tensão desvio e da pressão atmosférica ao invariante de tensões (LEKARP *et al.*, 2000). Segundo Franco (2007), o modelo composto utilizado na COPPE permite associar o comportamento de materiais distintos (granulares ou argilosos) a partir da determinação dos coeficientes de regressão  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$ , que constam na Equação 5.

$$MR = k_1 x \sigma_3^{k_2} x \sigma_d^{k_3} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

MR = módulo de resiliência;

$\sigma_3$  = tensão confinante;

$\sigma_d$  = tensão desvio;

$k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  = parâmetros de regressão.

Ferreira (2002) afirma que a consideração conjunta de  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$  é importante na determinação do módulo de resiliência, e os coeficientes de correlação  $R^2$  obtidos para este modelo atingem valores acima de 0,90, bastante superiores àqueles auferidos para os demais modelos considerados. A partir da análise de um banco de dados de mais de 500 ensaios, conclui o autor que:

É incontestável a supremacia do modelo composto sobre os demais. Este modelo, além da óbvia vantagem de poder ser utilizado para qualquer tipo de material não tratado quimicamente, demonstrou ser capaz de determinar o valor do módulo de resiliência com precisão muito superior aos outros, tornando-os totalmente obsoletos (FERREIRA, 2002,

p.51).

Medina *et al.* (2006) em estudos com solos lateríticos pedregulhosos e finos do Sudeste e do Norte do Brasil, concluíram, para o caso em específico, que o modelo composto é o mais apropriado para explicar a relação do módulo de resiliência em função das tensões que são aplicadas sobre o corpo de prova no ensaio triaxial de cargas cíclicas.

Bernucci (1997) destaca, com relação aos solos lateríticos, que a natureza mineralógica contribui favoravelmente no comportamento resiliente deste tipo de solo, pois os óxidos hidratados de ferro e de alumínio agem como agentes cimentantes, produzindo um efeito de maior resistência e estabilidade e, portanto, menor resiliência (maior módulo resiliente).

Quanto ao estado, em solos lateríticos compactados observam-se importantes variações do módulo resiliente dependendo da umidade, da energia e do método de compactação. A deformação resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo úmido em relação àqueles compactados no ramo seco, com o mesmo peso específico aparente seco. Ademais, os solos apresentam um aumento significativo do módulo de resiliência com o aumento da energia de compactação (BERNUCCI, 1997).

Solos lateríticos estudados por Guimarães (2015) apresentaram elevado valor de módulo resiliente, sendo, inclusive, superior ao módulo apresentado por materiais pedregulhosos tradicionais. Delgado (2012) também chegou a mesma conclusão ao estudar um solo argiloso laterítico, o qual apresentou módulo resiliente médio igual a 393 MPa, valor semelhante ao módulo de materiais granulares, como as britas. Assim, pode-se dizer que as peculiaridades inerentes aos solos lateríticos influenciam no ganho de resistência e impermeabilidade, excelentes para aplicação em camadas de pavimentos.

Todavia, de acordo com Trindade *et al.* (2013), os ensaios para determinação do módulo resiliente ainda são considerados especiais, exigindo equipamentos relativamente complexos e caros, o que torna a sua utilização restrita fora de instituições acadêmicas ou de pesquisa. Tal situação motivou o desenvolvimento de vários trabalhos com a finalidade de se obter correlações que permitissem a estimativa do módulo de resiliência a partir do CBR, já que o CBR é um ensaio simples, de baixo custo e realizado em minutos.

Heukelom & Foster (1960) propuseram uma correlação para a estimativa do módulo resiliente a partir do valor do índice CBR (Equação 6), com base em dezenas de dados experimentais contendo argilas e areias.

$$MR = K \times CBR \text{ (Eq. 6)}$$

Na equação 6, o CBR é determinado a 0,1 polegada de penetração e o parâmetro K é igual, em média, a 110, podendo apresentar variação no intervalo compreendido entre 50 e 200. O módulo resiliente é expresso em kgf/cm<sup>2</sup>.

Entretanto, vários pesquisadores criticam as correlações entre o módulo de resiliência e o índice CBR, tais como Medina & Motta (2014), pois no ensaio CBR o solo é caracterizado de “modo grosseiro” quando submetido a

deformações plásticas elevadas. Além disso, os dois tipos de ensaios extraem características dos solos totalmente distintas, já que o modo de ruptura do ensaio CBR não seria, considerando-se os aspectos físicos, comparável a um ensaio triaxial dinâmico em que o solo não é conduzido à ruptura.

### 2.3 Uso de solos tropicais em pavimentação

Vargas (1994) reporta que a importância dos solos tropicais como material de construção rodoviária no Brasil foi reconhecida no final da década de 30, quando da criação da seção de solos e fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). Neste período foram iniciados os primeiros trabalhos no campo rodoviário em parceria com o Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER-SP).

Nogami & Villibor (1990) relatam que a primeira pista experimental utilizando argilas lateríticas foi construída na década de 50, na cidade de Campinas-SP, sob a orientação do engenheiro Francisco Pacheco. Em 1956, o Plano de Pavimentação do Estado de São Paulo utilizou em larga escala o solo arenoso fino laterítico (SAFL) na pavimentação rodoviária e urbana. Segundo Serra & Bernucci (1990) a utilização do solo arenoso fino laterítico em bases e sub-bases de pavimentos submetidos a baixo e médio volume de tráfego viabilizou a expansão da rede rodoviária de estradas vicinais e de vias urbanas no estado de São Paulo devido à redução de custos.

Passadas décadas, ainda se constata que o uso dos solos tropicais lateríticos finos é uma tecnologia de pavimentação viável, principalmente em regiões que não dispõem de jazidas de materiais tradicionais ou que as possuem de forma reduzida.

As Tabelas 2 e 3 apresentam os dados relativos à pavimentação com base em solo arenoso fino laterítico, e o custo de implementação desta tecnologia, segundo Villibor (2006).

Tabela 2 - Extensão da pavimentação nacional com uso do SAFL

Estados	Pavimentos rodoviários (km)
Mato Grosso do Sul	1200
São Paulo	8000
Paraná	2000
Goiás	600
Bahia	500

Fonte: Villibor (2006)

Tabela 3 - Custos de pavimentos utilizando diversas técnicas construtivas

Base	Custo por m <sup>2</sup> . (R\$)
Solos Arenoso Fino	2,06
Estabilizado granulometricamente	6,87
Brita Graduada Simples	12,95
Solo Cimento 7% Usina	13,44

Fonte: Villibor (2006)

A importância de viabilizar o uso de solos tropicais em obras viárias é a economia possibilitada pela utilização de materiais locais, dada a abundância das ocorrências desses solos nas regiões de clima quente e úmido, predominante no território nacional, com horizontes de dezenas de metros de solo sobre a rocha, e escassez de afloramentos rochosos para exploração em forma de pedreiras. O uso de solos locais possibilita reduções em transporte, na exploração de pedreiras, em uso de estabilizantes sem a real necessidade, além de outras vantagens. Portanto, a utilização de material local de forma racional pode ser, também, considerada um ganho ambiental, diminuindo o consumo de combustível e energético de maneira geral.

### 2.3.1 Pavimentos de baixo custo

Inicialmente, existia no Brasil uma correlação entre o conceito de pavimento de baixo custo e o uso de solo arenoso fino laterítico, aplicado na execução de estruturas de pavimentos de vias cujo volume de tráfego era considerado baixo ou médio. Essa tecnologia, desenvolvida inicialmente no estado de São Paulo, apresentava-se como uma grande alternativa de pavimentação urbana e rodoviária em regiões que apresentavam escassez de jazidas de materiais granulares, além de apresentar custo de implantação mais reduzido que os tradicionais (BATALIONE, 2007).

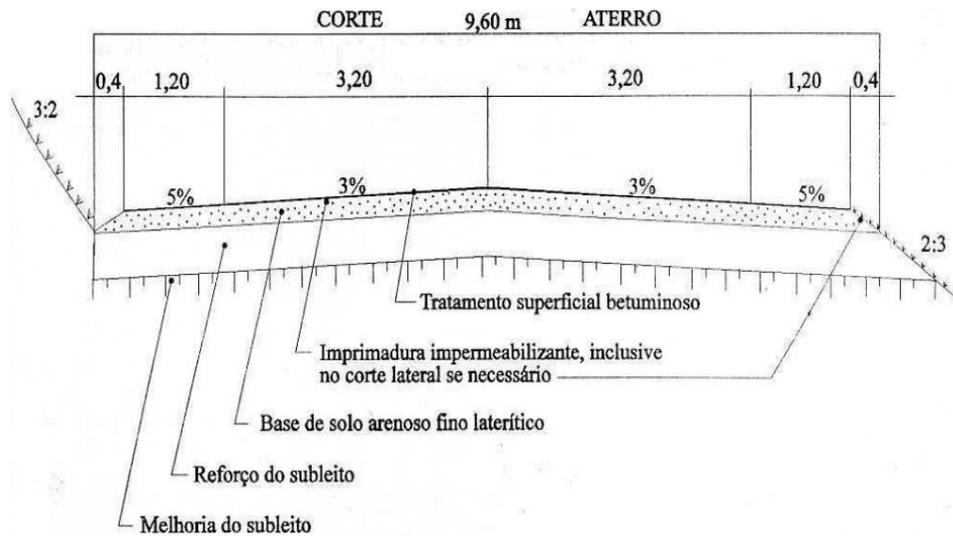
Hoje, devido a inúmeras pesquisas e utilizações de materiais alternativos, pode-se estender o conceito de pavimento de baixo custo a todas as técnicas construtivas que utilizam materiais que propiciam redução no custo final do pavimento, quando comparados aos métodos e custos dos modelos tradicionais. Para dar uma definição sucinta de pavimento de baixo custo, pode-se citar o trabalho de Santana & Gontijo (1987). Segundo esses autores, pavimentos de baixo custo são aqueles que utilizam ao máximo os materiais locais, visando um custo mínimo, seguindo especificações consagradas pela experiência regional em detrimento de especificações ortodoxas.

Entretanto, Nogami (1997) consideram que esses pavimentos são caracterizados por:

- Utilizar bases constituídas de solos lateríticos ou misturas cujos custos de execução são substancialmente menores que os das bases convencionais, construídas quase sempre de solo cimento, brita graduada, com ou sem cimento ou macadame hidráulico;
- Utilizar revestimento betuminoso do tipo tratamento superficial, com espessura máxima de 3,0 cm, mas em geral, na ordem de 1,5 cm;
- Abranger um tráfego muito leve, leve ou médio, cujo volume de tráfego diário médio máximo inicial fique na ordem de 1500 veículos, constituído por 20% a 35% de caminhões e ônibus, e com  $N < 5 \times 10^6$  solicitações de eixo simples padrão de 80 kN.

A Figura 15 ilustra um exemplo de uma seção transversal típica de um pavimento rodoviário com a camada de base constituída de solo arenoso fino laterítico (SAFL).

Figura 15 - Exemplo de seção transversal típica de um pavimento rodoviário com base de SAFL



Fonte: Nogami & Villibor (1995)

## 2.4 Classificação de solos: uma abordagem para solos lateríticos

Ao se utilizar uma classificação de solos, é importante que se conheça as características e as limitações para evitar interpretações e aplicações inapropriadas. De acordo com Villibor *et al.* (2007), a metodologia tradicional, baseada essencialmente nas propriedades índices (limites de Atterberg) e na composição granulométrica, apresenta uma série de deficiências para o estudo do uso de solos na pavimentação, que vão desde os aspectos da classificação geotécnica até os critérios de escolha e dosagem de materiais para o emprego em camadas de pavimento

No caso dos solos tropicais, onde o processo de laterização tem importância vital nas suas propriedades mecânicas, a dificuldade em classificá-los parece residir, na maioria das classificações, na incapacidade de se prever o comportamento desses materiais quando submetidos à ação da água. Para a previsão do comportamento de um solo, como camada integrante de um pavimento, é necessário que se saiba se este solo, quando em contato com a água, expande e, conseqüentemente, descompacta e perde suporte; se ele é resiliente, ou seja, se apresenta deformações elásticas apreciáveis quando submetido à ação do tráfego; se ele apresenta coesão suficiente para garantir uma fácil trabalhabilidade no campo; e se ele garante a manutenção, ao longo do tempo, das características obtidas na sua compactação (FABBRI, 1994).

Segundo Villibor *et al.* (2009), duas classificações tradicionais têm sido mais usadas para obras viárias: a HRB (*Highway Research Board*) da AASHTO (também adotada pela ASTM) e a USCS (*Unified Soil Classification System*). Essas classificações consideram fundamentais a granulometria, o limite de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP). Entretanto, tais classificações tradicionais quando aplicadas para os solos típicos dos climas tropicais úmidos incluindo os lateríticos e saprolíticos, resultavam em incongruências relativamente às suas propriedades mecânicas e hídricas e, conseqüentemente, no estabelecimento de uma hierarquia para os diversos grupos. Solos

considerados por aquelas classificações como inservíveis para bases de pavimentos, frequentemente, possuíam elevada capacidade de suporte. Como resultado, a aplicação daquelas classificações tornava a escolha preliminar de solos para uso em rodovias, muitas vezes, incorreta e restringia a utilização de jazidas de solos de boa qualidade, com consequente aumento nos custos de construção (VILLIBOR; NOGAMI, 2009).

Na classificação HRB, apresentada na Tabela 4, solos que se classificam no grupo A-7-5 (solos com moderado índice de plasticidade em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente plásticos e sujeitos a elevadas mudanças de volume, quando adequadamente compactados), podem se comportar como um ótimo subleito, caso laterítico, ou um péssimo subleito, caso saprolítico. Do mesmo modo, solos do grupo A-4 (solos siltosos não plásticos ou moderadamente plásticos, com porcentagem passante na peneira nº 200 maior que 35%) com comportamento laterítico, podem ser utilizados com sucesso em bases de pavimentos (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Segundo Fabbri (1994), essas classificações tradicionais, originárias de países de clima temperado, foram desenvolvidas para os solos lá encontrados, não sendo adaptadas para os solos tropicais, mesmo depois de algumas tentativas de introdução de índices auxiliares tais como atividade da argila e outros. As limitações nas avaliações referentes às propriedades dos solos tropicais, baseadas nas classificações HRB e USCS, existem devido à dificuldade em se obter repetibilidade confiável nos ensaios de limites de consistência. Isso ocorre parcialmente graças à decomposição dos materiais primários, as partículas finas fortemente agregadas e a força de ligação variada nas concreções (VILLIBOR, 1981; GUIMARÃES *et al.*, 2018).

Desse modo, tendo em vista as dificuldades e deficiências apontadas no uso das classificações tradicionais desenvolvidas para solos de clima frio e temperado, quando empregadas em solos de ambientes tropicais, Nogami e Villibor desenvolveram uma metodologia designada MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), específica para solos compactados tropicais. A mesma baseia-se numa série de ensaios e procedimentos cujos resultados reproduzem as condições reais de camadas compactadas de solos tropicais, quando usadas em pavimentos, através das propriedades geotécnicas que espelham o comportamento *in situ* dessas camadas. É baseada em propriedades mecânicas e hídricas obtidas de corpos de prova compactados de dimensões reduzidas. Essa classificação não utiliza a granulometria, o limite de liquidez e o índice de plasticidade, como acontece no caso das classificações geotécnicas tradicionais. Separa os solos tropicais em duas grandes classes: os de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico (VILLIBOR *et al.*, 2009).

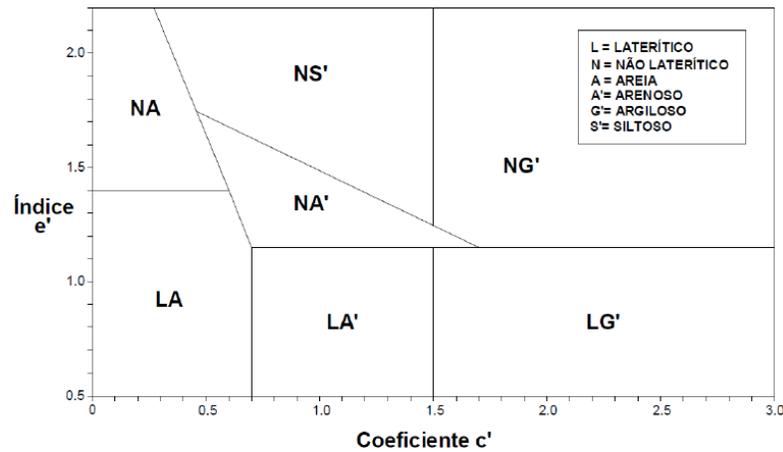
Através do ábaco de classificação, mostrado na Figura 16, a distribuição dos solos lateríticos se dá conforme os valores do coeficiente  $c'$  e do índice  $e'$ . O coeficiente  $c'$ , associado à argilosidade do solo, corresponde às abcissas e o índice  $e'$ , que reflete o caráter laterítico do solo, corresponde às ordenadas (SANTOS, 2006).

Tabela 4 - Classificação de solos segundo a HRB

Classificação Geral	Materiais granulares							Materiais siltsos e argilosos				
	35% ou menos passando na peneira nº 200							mais de 35% passando na peneira nº 200				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Grupo	A-1-a	A-1-B	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6
Granulometria (% passante):												
nº 10	50 máx											
nº 40	30 máx	50 máx.	51 mín.									
nº 200	15 máx	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.		36 mín.
Características da fração passante na peneira nº 40:												
LL%				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.		41 mín
IP %	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín		11 mín
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.		20 máx.
Materiais que predominam	Fragmentos de pedra, pedregulho fino e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltsosas ou argilosas				Solos siltsosos		Solos argilosos		
Comportamento geral do subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau				

Fonte: Adaptado de DNER (1996)

Figura 16 - Ábaco classificatório MCT



Fonte: Nogami & Villibor (1995)

Em relação as vantagens da classificação MCT, Marson (2004) cita a ausência da necessidade do uso de considerações geológicas, geoquímicas, pedológicas, etc., para distinguir os diferentes tipos genéticos de solos tropicais; a utilização de ensaios de laboratório (tais como compactação e imersão em água), que representam, de certa forma, as situações a que os solos são submetidos quando utilizados em obras viárias; e o custo mais baixo do que os tradicionais (limite de liquidez, limite de plasticidade e granulometria), cerca de 30 %. Já quanto às limitações, a autora destaca que, do ponto de vista operacional, a metodologia é mais trabalhosa, quando comparada aos métodos tradicionais, pois exige uma quantidade grande de medições, cálculos e gráficos para obtenção dos parâmetros classificatórios.

Outra classificação que tem sido bastante empregada e estudada em países de clima tropical ou subtropical é a classificação francesa LCPC/SETRA. Essa classificação surgiu da necessidade de encontrar uma metodologia classificatória específica que se adaptasse à construção e operação de aterros e leitos de pavimentos. Dessa necessidade, criou-se um guia técnico para construção de aterros e leitos de pavimentos desenvolvido pelas instituições francesas LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) e SETRA (*Service d'Étude Techniques des Routes et Autoroutes*).

A classificação LCPC/SETRA centraliza-se em parâmetros ligados à natureza do material, ao comportamento mecânico e ao estado, conforme mostra o Quadro 1. Os parâmetros de natureza, granulometria e argilosidade, referem-se às características intrínsecas do solo, ou seja, aqueles que não variarão ou terão pouca variação no decorrer das solicitações de tráfego e das condições meteorológicas. A argilosidade é avaliada pelo índice de plasticidade e pelo ensaio de adsorção de azul de metileno. Já os parâmetros de comportamento mecânico são aqueles que distinguem os materiais resistentes ao tráfego, durante a vida útil do pavimento, daqueles que são suscetíveis a se fragmentarem em elementos finos. Os parâmetros de comportamento mecânico são: o coeficiente Los Angeles; o coeficiente micro-Deval em presença de água; o coeficiente de friabilidade das areias; e os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade de materiais pedregulhosos. Por fim, os parâmetros de estado referem-se ao

estado hídrico natural do solo, em que, a depender do estado (muito seco, seco, umidade média, úmido ou muito úmido), ocorre a verificação do índice de capacidade de suporte imediata (índice que avalia a capacidade do solo em resistir à circulação de máquinas durante a construção do pavimento), da razão entre a umidade natural e a umidade ótima, e do índice de consistência.

Quadro 1 - Descrição dos parâmetros utilizados na classificação de solos LCPC/SETRA

Parâmetros de natureza		
Parâmetros granulométricos	% passante na peneira n° 200	> 35% - O comportamento do solo é regido pela fração fina; 12% passante é o limite entre os materiais arenosos e cascalhentos, pobres ou ricos em finos.
	% passante na peneira de 2 mm	70% passante é o limite entre os materiais com tendência arenosa e os materiais com tendência cascalhenta.
Parâmetros de argilosidade	Índice de plasticidade	IP ≤ 12 – solos pouco argilosos
		IP entre 12 e 25 – solos medianamente argilosos
		IP = 40 – fronteira entre os solos argilosos e muito argilosos
	Azul de metileno	< 0,1 – o solo é insensível à água
		> 0,2 – o solo começa a manifestar sensibilidade à água
		1,5 – limite que distingue solos arenosos com argila de solos arenosos com silte
		2 – limite que distingue solos siltosos muito plásticos de medianamente plásticos
		6 – limite que distingue solos siltosos de argilosos
8 – limite que distingue solos argilosos de muito argilosos		
Parâmetros de comportamento mecânico		
Coeficientes utilizados	Coeficiente Los Angeles	O valor limite é 45%
	Coeficiente micro-Deval em presença de água	
	Coeficiente de friabilidade das areias	O valor limite é 60%
	Coeficiente de fragmentabilidade de materiais pedregulhosos	O valor limite é 7%
	Coeficiente de degradabilidade de materiais pedregulhosos	O valor limite é de 5%
Com base nos valores, os materiais são divididos em dois grupos:		
Materiais suscetíveis de resistir ao tráfego		Materiais suscetíveis à fragmentação, se transformando em solos com excesso de finos. Necessitam de tratamento para serem aplicados no pavimento

Fonte: Adaptado de LCPC/SETRA (2002)

Quadro 1 - Descrição dos parâmetros utilizados na classificação de solos LCPC/SETRA  
(continuação)

Parâmetros de estado hídrico		
Avaliam a variação da consistência do material com a umidade		
A classificação encontra-se dividida em cinco estados hídricos distintos: muito seco, seco, umidade média, úmido, muito úmido		
Parâmetros que se verificam	Índice de capacidade de suporte imediata - IPI	Para os estados úmido e muito úmido
	Razão entre a umidade natural e umidade ótima	Para os estados seco e muito seco
	Índice de consistência - Ic	Para os solos finos e medianamente à muito argilosos

Fonte: Adaptado de LCPC/SETRA (2002)

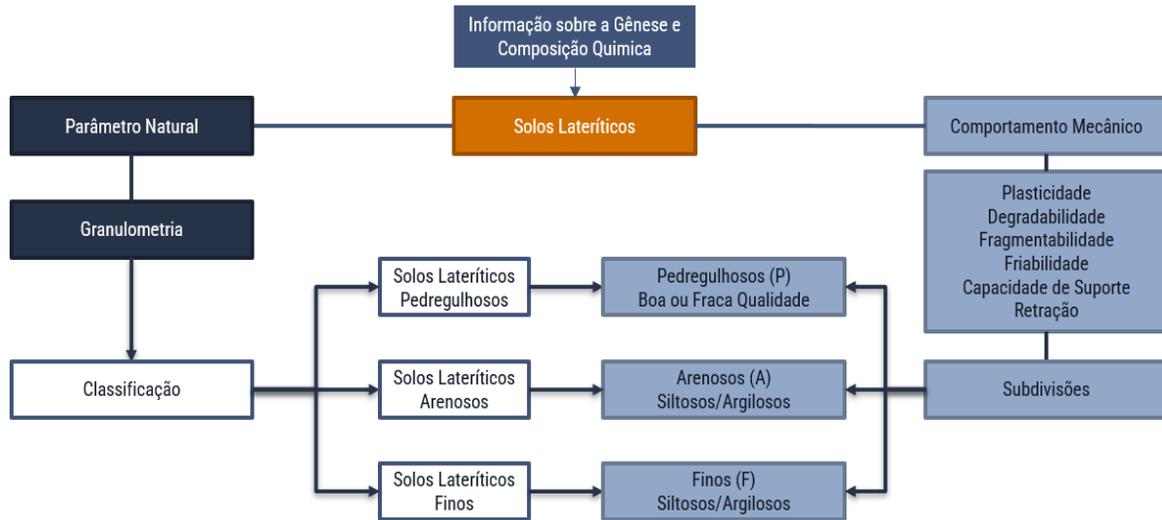
A classificação LCPC/SETRA está normatizada pela norma francesa NF P11-300 (NF, 1992a).

## 2.5 Classificação de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010)

Como observado, o comportamento mecânico dos solos lateríticos é fortemente influenciado pelas suas propriedades mineralógicas e físicas. O desenvolvimento de um novo procedimento de classificação para solos lateríticos, que leve em consideração as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido, permitirá prever suas utilizações em camadas de rodovias de baixo custo com uma porcentagem mais elevada de solos locais (LIMA, 2013).

Diante disso, o desenvolvimento de um sistema de classificação universal para solos lateríticos constitui um projeto ambicioso, em virtude da complexidade desses materiais, pois devem, imperativamente, levar em consideração o “processo de laterização”, bem como as propriedades mecânicas inerentes às composições químicas dos sistemas lateríticos (RODRIGUES *et al.*, 2010). Nesse cenário, a partir de experiências brasileiras, portuguesas, francesas, indianas, australianas e de diferentes países de clima tropical e subtropical, Rodrigues *et al.* (2010) propuseram a Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos, onde se analisa a influência da textura, granulometria e mineralogia na estabilidade e classificação de materiais a serem utilizados em camadas de pavimento de baixo custo, para suportar um tráfego inferior à  $10^6$  solicitações para uma carga de 13 toneladas por eixo. A Figura 17 ilustra a sequência lógica de critérios utilizados na proposta de classificação, usando como entradas os parâmetros de natureza, condição e comportamento mecânico obtidos em laboratório.

Figura 17 - Critérios de classificação para solos lateríticos



Fonte: Adaptado de Rodrigues *et al.* (2010)

No método proposto por Rodrigues *et al.* (2010) são considerados dois aspectos: em primeiro lugar, a estrutura metaestável dos solos lateríticos, sensível às variações dos níveis de energia térmica e mecânica e, em segundo lugar, as propriedades físicas e mineralógicas (influência dos sesquióxidos) no que diz respeito à resistência, durabilidade e plasticidade. Os solos são classificados de acordo com a sua plasticidade e granulometria (solos pedregulhosos, arenosos ou finos). Por fim, as subdivisões são estabelecidas com base no comportamento mecânico a partir dos resultados dos ensaios de degradabilidade, fragmentabilidade, friabilidade, capacidade de suporte e limite de contração, como ilustra o Quadro 2.

A composição química e a gênese dos solos lateríticos constituem as bases fundamentais desta proposta de classificação. Os ensaios de análise química convencional, o ensaio de Difração de Raios-X (DRX) e a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), são essenciais para identificar os minerais constitutivos desses solos. A partir das informações sobre a gênese e a composição química, confirmando que os solos são necessariamente lateríticos de origem, o processo classificatório continua com o estudo granulométrico do material. As peneiras de abertura 80  $\mu\text{m}$  e 2 mm são determinantes para classificar os solos em: Solos Lateríticos Pedregulhosos (SLP), Solos Lateríticos Arenosos (SLA) e Solos Lateríticos Finos (SLF). Em seguida, as subdivisões em subclasses são estabelecidas baseando-se nas atividades das frações finas das amostras de solo (o valor do azul de metileno), na avaliação da capacidade contrátil dos materiais (limite de contração) e nos parâmetros mecânicos a partir dos resultados de ensaios de degradabilidade, fragmentabilidade, friabilidade (para os solos arenosos) e capacidade de suporte (CBR). As subdivisões indicam em termos de classificação se os solos são argilosos (A) ou siltosos (S), de boa (B) ou fraca (F) qualidade.

Quadro 2 – Classificação de solos lateríticos para utilização em camadas de pavimento de baixo custo

SOLOS LATERÍTICOS Composição Química e Gênese															
Passante na peneira 80 µm ≤ 30%										Passante na peneira 80 µm > 30%					
Passante na peneira 2 mm ≤ 30%					Passante na peneira 2 mm > 30%										
Solos Lateríticos Pedregulhosos (SLP)					Solos Lateríticos Arenosos (SLA)					Solos Lateríticos Finos (SLF)					
FR ≤ 7% & DG ≤ 7%		FR > 7% ou DG > 7%			FR > 7% & DG > 7%	VA ≤ 1,5				VA > 1,5	VA ≤ 3				VA > 3
CBR ≥ 60%	30% ≤ CBR < 60%	CBR ≥ 30%	10% ≤ CBR < 30%	FB ≤ 60%				FB > 60%	LC ≥ 20%		LC < 20%				
				LC ≥ 15%		LC < 15%			CBR ≥ 10%		CBR < 10%	CBR ≥ 10%	CBR < 10%		
				CBR ≥ 30%	10% ≤ CBR < 30%	CBR ≥ 30%	10% ≤ CBR < 30%								
SLPB1	SLPB2	SLPF1	SLPF2	SLPF3	SLAS1	SLAS2	SLAS3	SLAS4	SLAS5	SLAA	SLFS1	SLFS2	SLFS3	SLFS4	SLFA
<b>CAMADA DE BASE [CBR ≥ 60%; FR ≤ 7%; DG ≤ 7%]</b>															
SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO	SEM APLICAÇÃO													
<b>CAMADA DE SUB-BASE [CBR ≥ 30%; FR ≤ 7% OU DG ≤ 7%; FB ≤ 60%; LC ≥ 15%; VA ≤ 1,5]</b>															
SEM TRATAMENTO		COM TRATAMENTO	SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO				SEM APLICAÇÃO							
<b>REFORÇO DO SUBLEITO [CBR ≥ 10%; FB ≤ 60%; LC ≥ 15% OU 20%; VA ≤ 1,5 OU 3]</b>															
SEM TRATAMENTO				SEM TRATAMENTO		COM TRATAMENTO			SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO					
Observações: Tráfego: N < 10° Peso do eixo simples < 13t S = Siltosos; A = Argilosos; F = Fraca qualidade; B = Boa qualidade. FR = Coeficiente de Fragmentabilidade; DG = Coeficiente de Degradabilidade; FB = Coeficiente de Friabilidade; LC = Limite de Contração; VA = Valor do Azul de Metileno															

Fonte: Adaptado de Rodrigues *et al.* (2010)

Os parâmetros utilizados podem ser agrupados em duas categorias: os parâmetros naturais e os parâmetros de estado do comportamento mecânico dos solos. Eles são sempre determinados sobre a fração menor que 50 mm de diâmetro que é a fração susceptível de ser identificada pelos ensaios realizados em laboratórios usuais no meio rodoviário.

Os parâmetros naturais são inerentes as características intrínsecas e que, para os solos lateríticos, podem variar com o tempo em função das diferentes etapas de manipulação ou preparação que as amostras de solo são submetidas durante a execução dos serviços em obras (pré-tratamento). O parâmetro natural empregado na classificação é a granulometria.

Já os parâmetros de estado do comportamento mecânico são levados em consideração para avaliar a possível utilização dos solos lateríticos em camadas de rodovias. Eles distinguem os materiais cuja fração granular é susceptível de resistir ao tráfego, podendo, assim, serem utilizados na construção de camadas de sub-base, base, no subleito e, ademais, analisa os riscos de ruptura, de expansão, de retração e de fragmentação, verificando se são utilizáveis em estado natural ou estabilizados/tratados.

Ndiaye (2013) explana sobre cada um dos parâmetros da seguinte forma:

- O valor do azul de metileno (VA) caracteriza a argilosidade. Representa a quantidade de azul de metileno que pode adsorver às superfícies externa e interna das partículas do solo, o que está diretamente relacionado à área de superfície específica do solo;
- O limite de contração (LC) é o teor no qual qualquer perda de umidade não provocará uma diminuição de volume. Representa o teor de umidade limite entre os estados sólido e semissólido, ou seja, o teor de umidade no qual o solo não mais varia de volume ao secar, ou ainda, o teor de umidade que ainda ocupa os vazios de um solo colocado a secar em estufa até não mais contrair. É fundamental, pois a secagem dos solos compactados é fenômeno comum nas regiões tropicais e, ademais, fissuras e trincas de contração, entre outras, dependem do tipo de comportamento do solo à expansão e à contração;
- O coeficiente de degradabilidade (DG) é um parâmetro representativo do comportamento de certos materiais rochosos, cujas características geotécnicas (granularidade, argilosidade, plasticidade, etc.) se alteram em relação às observadas imediatamente após sua extração. Este desenvolvimento pode ser atribuído à ação combinada de agentes climáticos ou hidrogeológicos (ciclos de congelamento e descongelamento, ciclos de embebição e secagem) e às tensões mecânicas sofridas. No caso de materiais rochosos considerados degradáveis, conduz a uma redução mais ou menos significativa e ininterrupta das características mecânicas e geométricas das estruturas em que são utilizados;
- O coeficiente de fragmentabilidade (FR) é um dos parâmetros representativos do comportamento de certos materiais rochosos, cuja granularidade evolui continuamente desde a sua extração até ao final da sua utilização e que, para alguns deles, continua durante a vida do os trabalhos. Este desenvolvimento é atribuído à resistência estrutural insuficiente da rocha perante as tensões mecânicas aplicadas durante a instalação e

na estrutura em serviço; O coeficiente de friabilidade das areias (FB) é um dos parâmetros representativos da resistência à fragmentação das areias. A friabilidade do solo pode ser definida como a tendência de uma massa de solo de se desfazer em menores tamanhos de agregados sob aplicação de uma carga;

- O Índice de Suporte Califórnia (CBR) é obtido de um ensaio que consiste em medir a força aplicada em um cilindro para fazê-lo penetrar em velocidade constante em um corpo de prova de material. Os valores das forças que causam duas penetrações convencionais são relacionados aos valores das forças observadas em um material de referência para as mesmas penetrações. Através do ensaio de CBR é possível conhecer qual será a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver saturado, e fornece indicações da perda de resistência do solo com a saturação.

### 2.5.1 Sequência lógica de classificação

Na proposta classificatória, os solos lateríticos finos são aqueles que possuem material passante na peneira de abertura 80 µm superior a 30% em peso. As amostras com material passante inferior ou igual à 30% na peneira citada são os solos lateríticos granulares, divididos em solos lateríticos pedregulhosos (passante na peneira de abertura 2 mm menor ou igual a 30%) e em solos lateríticos arenosos (passante na 2 mm superior a 30%).

O avanço no processo de classificação se dá de formas diferentes nos três grupos definidos acima.

Para os solos lateríticos pedregulhosos (SLP), a preocupação está na resistência das partículas (concreções lateríticas) que é caracterizada pelo coeficiente de fragmentabilidade (FR) e pelo coeficiente de degradabilidade (DG). Os valores destes coeficientes são comparados à 7%:

- Se os dois coeficientes forem inferiores à 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são classificados como de boa qualidade (SLP<sub>B</sub>). O valor do índice CBR permite distinguir duas subclasses: SLP<sub>B1</sub> (se CBR ≥ 60%) e SLP<sub>B2</sub> (se 30% ≤ CBR < 60%);
- Se apenas um dos coeficientes for inferior à 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são considerados como de fraca qualidade (SLP<sub>F</sub>). O CBR distingue duas subclasses: SLP<sub>F1</sub> (se CBR ≥ 30%) e SLP<sub>F2</sub> (se 10% ≤ CBR < 30%);
- se ambos os coeficientes forem maiores que 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são considerados de fraca qualidade e de subclasse 3 (SLP<sub>F3</sub>).

Para os solos lateríticos arenosos (SLA), a atenção, primeiramente, está voltada para a atividade da fração fina do material, distinguindo os solos lateríticos arenosos em siltosos (SLA<sub>S</sub>), com valor de azul de metileno menor ou igual a 1,5 g/100 g, e argilosos (SLA<sub>A</sub>), com valor de azul de metileno maior que 1,5 g/100 g.

Já o coeficiente de friabilidade (FB) consiste em um parâmetro que permite avaliar se as areias siltosas são muito ou pouco friáveis. Para FB > 60%, considera-se o solo arenoso siltoso como muito friável, sendo classificado como SLA<sub>S5</sub>.

Quando o coeficiente de friabilidade é inferior à 60%, continua-se a caracterização da parte fina através do

limite de contração (LC), que é comparado ao valor de 15%:

- Se o limite de contração for inferior a 15%, duas subclasses são distinguidas pelo índice CBR:  $SLA_{S3}$  (se  $CBR \geq 30\%$ ) e  $SLA_{S4}$  (se  $CBR < 30\%$ );
- Se o limite de contração for maior ou igual a 15%, também duas subclasses são distinguidas pelo índice CBR:  $SLA_{S1}$  (se  $CBR \geq 30\%$ ) e  $SLA_{S2}$  (se  $CBR < 30\%$ ).

Para os solos lateríticos finos (SLF), o valor de azul de metileno (VA) permite diferenciar os solos finos em siltosos ( $SLF_S$ ), onde  $VA \leq 3 \text{ g/100 g}$  e argilosos ( $SLF_A$ ), em que  $VA > 3 \text{ g/100g}$ .

Para os solos lateríticos finos siltosos, prossegue-se com a caracterização da fração fina do solo por meio do limite de contração, que é comparado ao valor de 20%.

- Se o limite de contração for inferior a 20%, duas subclasses são diferenciadas pelo CBR:  $SLF_{S3}$  (se  $CBR \geq 10\%$ ) e  $SLF_{S4}$  (se  $CBR < 10\%$ );
- Se o limite de contração for maior ou igual a 20%, tem-se as seguintes subclasses:  $SLF_{S1}$  (se  $CBR \geq 10\%$ ) e  $SLF_{S2}$  (se  $CBR < 10\%$ ).

Com os solos classificados, é definido então o campo de utilização de cada subclasse.

Para a camada de base, que requer um  $CBR \geq 60\%$ , é possível a utilização das subclasses  $SLP_{B1}$  (sem tratamento) e  $SLP_{B2}$  (com tratamento).

A utilização de solos lateríticos para a camada de sub-base, onde é exigido um  $CBR \geq 30\%$ , se dará pelas seguintes subclasses:

- $SLP_{B1}$ ,  $SLP_{B2}$ ,  $SLP_{F1}$  e  $SLA_{S1}$ , todos sem a necessidade de tratamento;
- $SLP_{F2}$ ,  $SLP_{F3}$ ,  $SLA_{S2}$ ,  $SLA_{S3}$ ,  $SLA_{S4}$ ,  $SLA_{S5}$  e  $SLA_A$ , com tratamento.

Para utilização como reforço do subleito ( $CBR \geq 10\%$ ), tem-se as seguintes subclasses:

- $SLP_{B1}$ ,  $SLP_{B2}$ ,  $SLP_{F1}$ ,  $SLP_{F2}$ ,  $SLP_{F3}$ ,  $SLA_{S1}$ ,  $SLA_{S2}$  e  $SLF_{S1}$ , sem tratamento;
- $SLA_{S3}$ ,  $SLA_{S4}$ ,  $SLA_{S5}$ ,  $SLA_A$ ,  $SLF_{S2}$ ,  $SLF_{S3}$ ,  $SLF_{S4}$  e  $SLF_A$ , com tratamento.

Logo, a Tabela 5 resume as condições que são exigidas para fins de utilização de solos lateríticos em camadas de pavimentos.

Assim, a necessidade de aplicação de tratamentos específicos nos solos está condicionada a casos em que os parâmetros da classificação excedam, em valor, os limites supracitados.

O tratamento indicado na classificação tem por objetivo viabilizar a utilização do material através da adoção de métodos adequados de estabilização granulométrica ou adição de ligantes hidráulicos, permitindo que o solo tenha comportamento, em termos de plasticidade e outros parâmetros de resistência e durabilidade, compatível com as solicitações de tráfego para o qual a estrutura da rodovia foi projetada.

Tabela 5 - Condições exigidas pela classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010) com vistas a utilização de solos lateríticos em camadas de pavimentos

Solos Lateríticos	Camadas	Condições para utilização
<b>Pedregulhosos (SLP)</b>	Base	$CBR \geq 60\%$ ; $FR \leq 7\%$ e $DG \leq 7\%$
	Sub-base	$CBR \geq 30\%$ ; $FR \leq 7\%$ ou $DG \leq 7\%$
	Reforço do subleito	$CBR \geq 10\%$ ; sem restrições para os valores de FR e DG
<b>Arenosos (SLA)</b>	Base	Sem aplicação
	Sub-base	$CBR \geq 30\%$ ; $FB \leq 60\%$ ; $LC \geq 15\%$ e $VA \leq 1,5$
	Reforço do subleito	$CBR \geq 10\%$ ; $FB \leq 60\%$ ; $LC \geq 15\%$ e $VA \leq 1,5$
<b>Finos (SLF)</b>	Base	Sem aplicação
	Sub-base	Sem aplicação
	Reforço do subleito	$CBR \geq 10\%$ ; $LC \geq 20\%$ e $VA \leq 3,0$

Fonte: Autor

Segundo Rodrigues *et al.* (2010), a estabilização granulométrica dos solos lateríticos arenosos ou finos tem por finalidade a diminuição da atividade da fração argilosa relacionada à plasticidade, à qual está associada às propriedades mecânicas de contração e de expansão.

Já a estabilização dos solos por adição de ligantes hidráulicos (geralmente cal ou cimento) confere às misturas propriedades físicas e mecânicas particulares. Em função disto, se distinguem para o engenheiro de rodovias, as estabilizações que têm uma incidência sobre a plasticidade, a granulometria, as variações volumétricas por absorção de água, a pressão de expansão, as características de compactação, as quais estão associadas à capacidade de suporte (resistência ao cisalhamento e as deformações plásticas e elásticas), a dureza, a permeabilidade, a sucção e a adsorção. O grau no qual as modificações acontecem é dependente da natureza, do tipo de método (tempo e forma de cura, compactação da mistura etc.), assim como da quantidade do ligante (DANTAS, 2019).

Ainda com relação aos tratamentos com ligantes hidráulicos, geralmente a cal é utilizada para estabilizar os solos lateríticos finos ou arenosos siltosos e o cimento para estabilizar os solos lateríticos pedregulhosos ou arenosos. Uma combinação dos dois ligantes é possível (DANTAS, 2019).

## 2.6 MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional

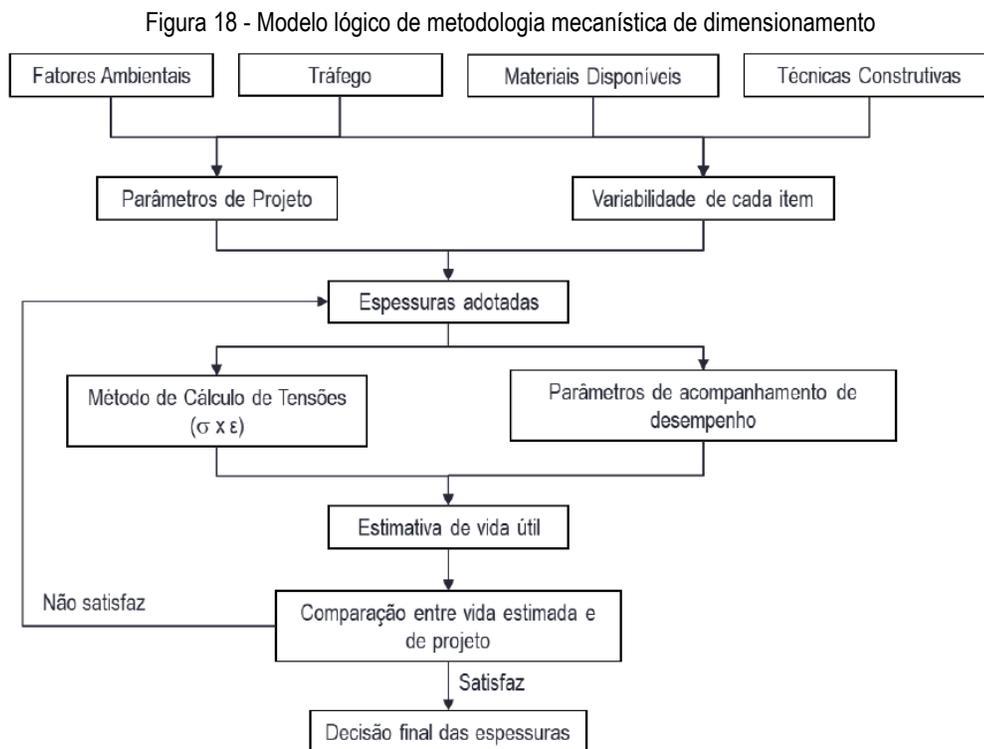
O método mecanístico-empírico nacional de dimensionamento de pavimentos (MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional) foi desenvolvido em um programa de colaboração entre o DNIT, COPPE (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia) e Rede Temática de Asfaltos e então, lançado no ano de 2018 para conhecimento público.

Um método mecanístico de dimensionamento de pavimentos consiste na aplicação dos princípios da mecânica dos pavimentos, considerando o pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas, sujeita às cargas do tráfego e do clima (COUTINHO, 2011).

Os principais fatores que levaram ao desenvolvimento deste tipo de método foram: a construção do

conhecimento sobre as análises mecânicas de tensões e deflexões; a caracterização física e mecânica detalhada dos materiais; o desenvolvimento de ensaios não destrutivos dos pavimentos; a utilização de ensaios com tráfegos acelerados; e o acúmulo de experiências durante décadas nas práticas de construções rodoviárias (MONISMITH, 2004).

O conceito geral e o fluxograma de um método mecanístico, tal como o mostrado na Figura 18, são aplicáveis a vários métodos ditos mecanísticos-empíricos, que são diferentes entre si por aspectos tais como a técnica utilizada para análise de tensão-deformação, os critérios de desempenho adotados (parte “empírica”), os fatores campo-laboratório, entre outros (COUTINHO, 2011).



Fonte: Adaptado de Motta (1991)

No dimensionamento de novos pavimentos, o primeiro item a considerar no MeDiNa é a base de dados dos materiais a serem empregados. Embora possua, em sua biblioteca, materiais pré-inseridos, é recomendável que o projetista ensaie, em laboratório confiável, todos os materiais e assim, componha sua própria base de dados (SILVA, 2021).

Para Franco & Motta (2020) é preciso garantir que todas as informações que alimentem o sistema sejam confiáveis. Estas informações passam pelo conhecimento do subleito, qual o seu módulo e qual a curva de deformação permanente obtida em laboratório. Além do subleito, os demais materiais naturais devem ser investigados com o mesmo afincamento, e os materiais usinados, devem atender aos critérios e parâmetros mínimos previamente estabelecidos.

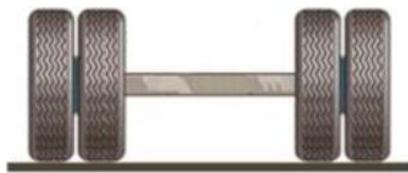
A estrutura padrão apresentada pelo programa é composta de quatro camadas, incluindo subleito. No entanto,

deve-se atentar para a alteração da estrutura, além da seleção dos materiais, a espessura das camadas, o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson adotado.

Quanto ao tráfego, de acordo com Franco e Motta (2020), o seu estudo é uma etapa fundamental para garantir o sucesso do dimensionamento. A inferência de um fator como este pode comprometer a qualidade do pavimento, na mesma proporção em que importam as propriedades dos materiais, uma vez que os modelos utilizados no programa MeDiNa são bastante sensíveis a alterações de número equivalente de eixos, o número N.

O eixo padrão adotado para cálculo do número N corresponde a um eixo simples de rodas duplas (Figura 19), com carga de 8,2 tf, pressão de pneus de 0,56 MPa, distância entre rodas de 32,4 cm e 0,0366 m<sup>2</sup> de área de contato pneu-pavimento, distribuídos em 10,79 cm de raio (SILVA, 2021).

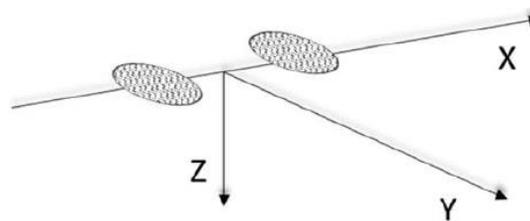
Figura 19 - Eixo padrão simples de rodas duplas



Fonte: Franco & Motta (2020)

As coordenadas espaciais dos pontos de análise do MeDiNa coincidem o eixo principal do dimensionamento com o eixo de simetria das áreas carregadas, conforme pode ser observado na Figura 20. Este ajuste permite a avaliação coerente dos efeitos da rolagem da carga na estrutura e a previsão da deformação resultante (SILVA, 2021).

Figura 20 - Sistema de coordenadas adotado pelo MeDiNa



Fonte: Franco & Motta (2020)

A avaliação do desempenho da estrutura do pavimento é feita com base em dois critérios de ruptura, definidos por Yoder & Witczak (1975): a ruptura funcional e a ruptura estrutural. A ruptura estrutural, ou dano estrutural, refere-se ao colapso da estrutura do pavimento, tornando-o inapto ao tráfego em um trecho ou em sua totalidade. A funcional, que pode ou não acontecer em concomitância à estrutural, refere-se à diminuição do conforto e segurança ao tráfego, o que, logicamente, precede o colapso estrutural (YODER; WITCZAK, 1975).

Estes critérios alimentam modelos de desempenho que validam o dimensionamento e, por esta razão, tornam-

se indissociáveis. São funções que quantificam a redução da serventia ou a evolução dos danos e, para isso, são calibrados os dados obtidos em campo e em laboratório.

O dimensionamento pelo MeDiNa incorpora os critérios de fadiga e deformação permanente total. Lançados os dados de estrutura e de tráfego, o programa inicia o processo de dimensionamento, verificando a estrutura, primeiramente, pelo critério de fadiga. Caso não seja atendido, as iterações iniciam-se com o aumento da espessura da camada marcada em intervalos fixos, até que a estrutura atenda ao critério (FRANCO; MOTTA, 2020).

Diante na natureza elástica das misturas asfálticas e a natureza diminuta e repetitiva das cargas geradas pelo tráfego, o revestimento fica sujeito ao fenômeno da fadiga. Segundo Preussler (1983) a vida de fadiga pode ser definida de acordo com a necessidade de manutenção: em termos de vida de fratura ou vida de serviço.

O parâmetro atrelado à avaliação da fadiga é a área trincada na superfície, calibrada, no MeDiNa, de acordo com a função de transferência sigmoide, determinada no trabalho de Fritzen (2016). O programa permite apenas as relações do número de ciclos com a deformação específica resiliente de tração, sintetizadas na Equação 7, com os parâmetros  $K_1$  e  $K_2$ , das misturas asfálticas, obtidos da curva de fadiga.

$$N_f = K_1 \times \varepsilon_t^{K_2} \text{ (Eq. 7)}$$

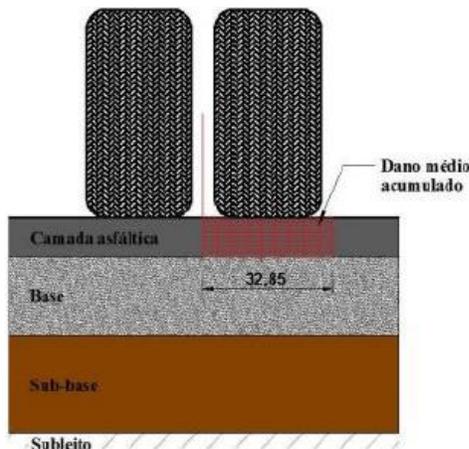
Onde:

$N_f$ : Número de aplicações de carga;

$\varepsilon_t$ : Deformação específica resiliente de tração.

Para o cálculo do dano da fadiga, o MeDiNa utiliza a média do dano, avaliando o estado de tensões em dez pontos da superfície, espaçados de 3,65 cm e mais dez pontos na fibra inferior da última camada asfáltica, conforme apresentado na Figura 21.

Figura 21 - Pontos de avaliação de danos por fadiga na camada de revestimento asfáltico



Fonte: Fritzen (2016)

Além da fadiga, a estrutura também é avaliada quanto à deformação permanente, com lógica iterativa

semelhante à das camadas granulares. A deformação permanente da camada asfáltica é desconsiderada no cálculo do afundamento de trilha de roda (ATR), desde que as misturas se enquadrem nas classes de desempenho do *Flow Number*, estabelecidas por Nascimento (2014), apresentadas na Tabela 6. O *Flow Number* caracteriza a ruptura de um corpo de prova submetido a um ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente. A ruptura se dá pelo início do cisalhamento a volume constante do corpo de prova.

O programa MeDiNa, após a avaliação do pavimento dimensionado, oferece o valor de *Flow Number* como propriedade da camada asfáltica, para auxiliar o controle de qualidade da obra.

Tabela 6 - Limites das classes de desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação

Classe	Flow Number (FN)	N Recomendado Condições Normais	N Recomendado Condições Severas
1	FN ≤ 100 ciclos	N < 1x10 <sup>6</sup>	Não recomendado
2	100 ciclos ≤ FN ≤ 300 ciclos	1x10 <sup>6</sup> ≤ N < 1x10 <sup>7</sup>	N < 1x10 <sup>6</sup>
3	300 ciclos ≤ FN ≤ 750 ciclos	1x10 <sup>7</sup> ≤ N < 1x10 <sup>8</sup>	1x10 <sup>6</sup> ≤ N < 1x10 <sup>7</sup>
4	750 ciclos ≤ FN ≤ 2000 ciclos	N ≥ 1x10 <sup>8</sup>	1x10 <sup>7</sup> ≤ N < 1x10 <sup>8</sup>
5	FN ≥ 2000 ciclos	-	Nser ≥ 1x10 <sup>8</sup>

Fonte: Adaptado de Nascimento (2014)

O MeDiNa considera que a deformação permanente total é função combinada das deformações permanentes individuais das camadas e, após a consideração da deformação do revestimento, segue-se para a avaliação das camadas de suporte.

Estas camadas são avaliadas conforme a modelagem proposta por Guimarães (2009), que calcula, por meio da Equação 8, a deformação permanente utilizando o estado de tensões em quatro pontos sob a roda e entre as rodas, no centro das camadas, conforme esquema apresentado na Figura 22.

$$\varepsilon_p^{esp} = \psi_1 \times (\sigma_3)^{\psi_2} \times (\sigma_d)^{\psi_3} \times (N)^{\psi_4} \text{ (Eq. 8)}$$

Onde:

$\varepsilon_p$  (%): deformação permanente específica;

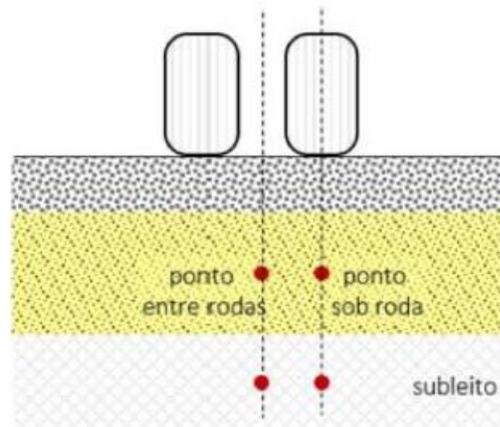
$\psi_1$ ,  $\psi_2$ ,  $\psi_3$  e  $\psi_4$ : parâmetros de regressão do modelo obtidos por ensaio;

$\sigma_3$ : tensão confinante, em kgf/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_d$ : tensão desvio, em kgf/cm<sup>2</sup>;

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Figura 22 - Pontos de análise da deformação permanente nas camadas de suporte e subleito



Fonte: Guimarães (2009)

Calculada a deformação permanente para cada camada (asfáltica, granular ou de subleito), a deformação permanente total a ser utilizada no dimensionamento é o somatório das  $n$  individuais, conforme apresenta a Equação 9:

$$\delta_{P_{total}} = \sum_i^n (\varepsilon_{p(i)} \times h_i) \quad (\text{Eq. 9})$$

Onde:

$\delta_{P_{total}}$ : deformação permanente total;

$\varepsilon_{p(i)}$ : deformação específica da camada  $i$ ;

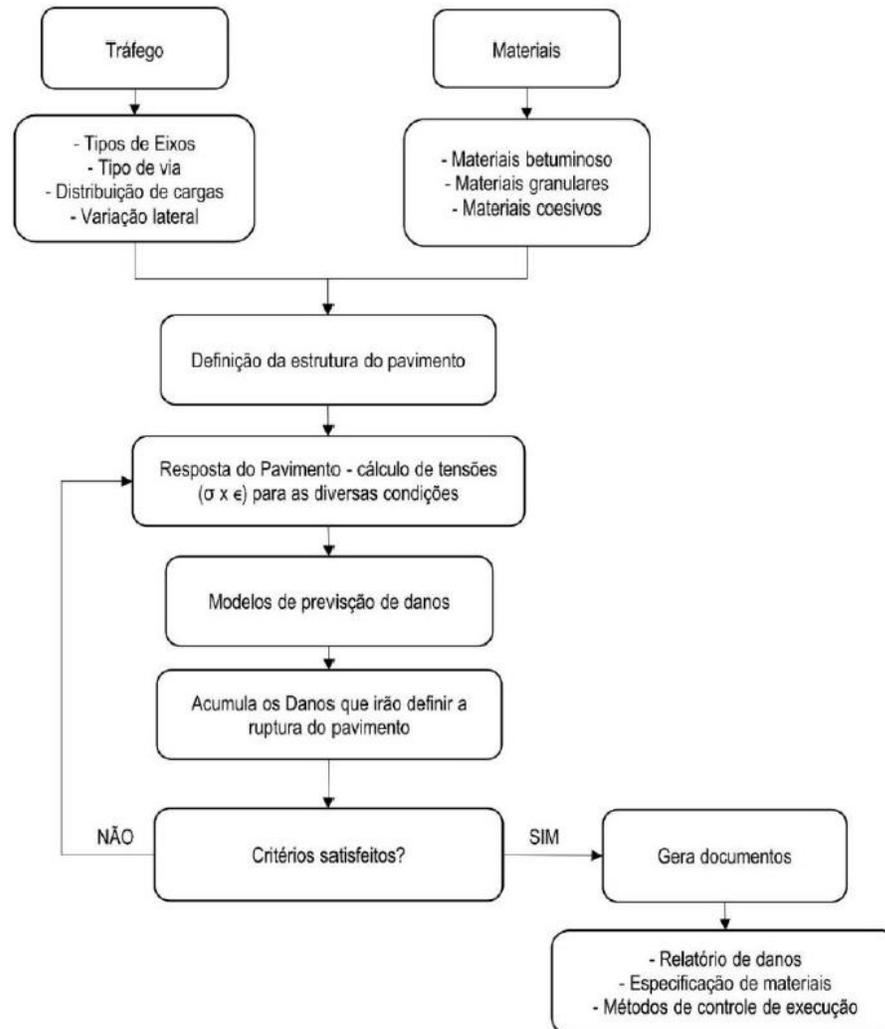
$h_i$ : espessura da camada  $i$ .

Após atendidos os dois critérios mencionados, o programa verifica a fadiga de misturas estabilizadas, caso tenham sido utilizadas, e apresenta a conformação final da estrutura, área trincada total e nível de confiabilidade do dimensionamento.

De forma geral, a Figura 23 ilustra o procedimento adotado pela metodologia mecanística-empírica do MeDiNa para dimensionamento de pavimentos.

Realizou-se uma avaliação mecanística-empírica, através do MeDiNa, de pavimentos com estruturas pré-definidas, com o objetivo de complementar as análises da classificação estudada.

Figura 23 - Esquema lógico de dimensionamento mecânico-empírico pelo MeDiNa



Fonte: Adaptado de Franco (2007)

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão descritos as etapas realizadas, os materiais utilizados, os métodos e os procedimentos empregados para a realização da pesquisa. A presente pesquisa busca avaliar a aplicabilidade da metodologia de classificação de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010), para fins de execução de camadas estruturais de pavimentos.

O procedimento metodológico compreendeu, inicialmente, de uma pesquisa bibliográfica com o levantamento de publicações correlatas disponíveis em base de dados e, em seguida, da execução de um programa experimental. Esse último, será desenvolvido em três etapas:

1. A primeira com a execução de visitas *in loco* para a coleta de amostras dos materiais e identificação do caráter laterítico dos solos, com as caracterizações química e mineralógica realizadas através dos seguintes ensaios: microscopia eletrônica de varredura (MEV) acompanhado da técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS) com identificação da composição química, fluorescência de raios-x (FRX) e difração de raios-x (DRX).
2. A segunda com a classificação dos solos, a partir da comprovação do caráter laterítico, segundo a metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010). As amostras também serão classificadas segundo metodologia HRB, para efeito de comparação.
3. A terceira com a execução de ensaios de módulo resiliente das amostras, no intuito de complementar a classificação estudada.

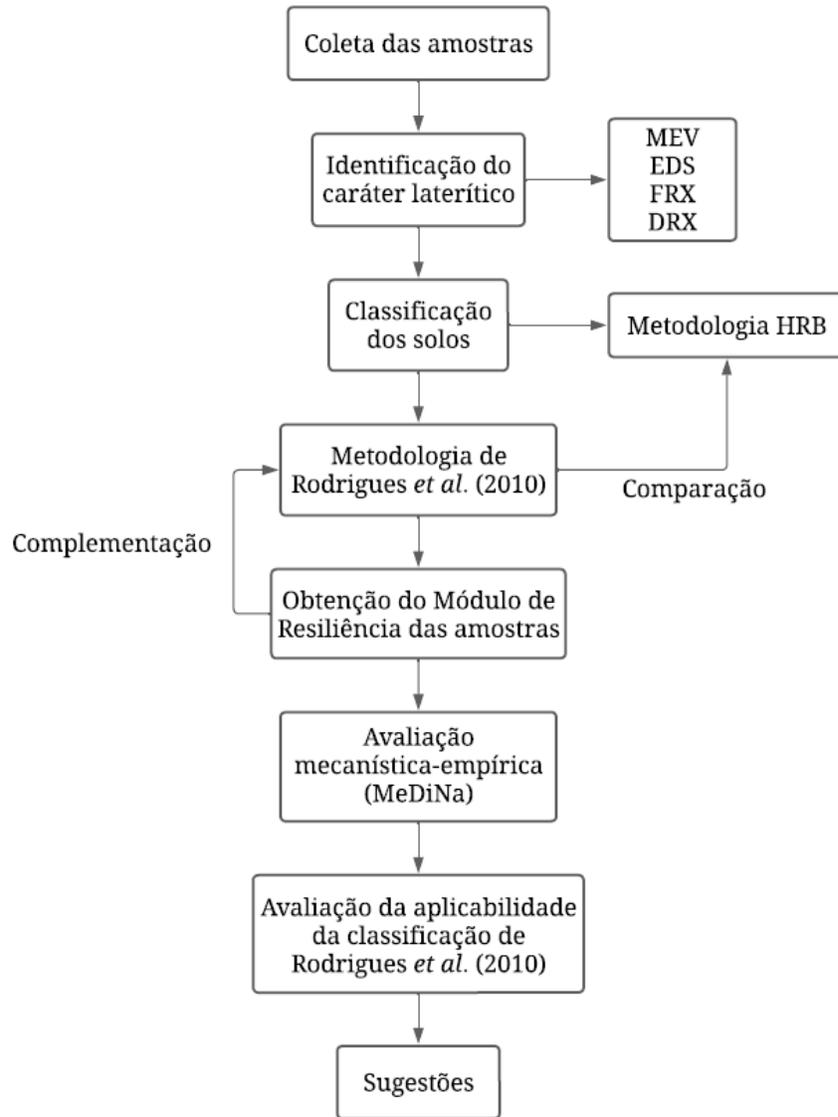
Após o desenvolvimento do programa experimental, de porte de todos os resultados, os dados serão tratados e analisados com a finalidade de fornecer subsídios para a avaliação empírico-mecanística de previsão de desempenho em distintas aplicações. Será utilizado o software MeDiNa, fornecido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), para modelar uma estrutura a fim de avaliar, frente a condições reais de tráfego, o desempenho estrutural e funcional. A avaliação mecanística-empírica ajudará na validação dos resultados obtidos da classificação dos solos.

Por fim, serão sugeridas algumas modificações na classificação estudada, com o objetivo de aprimorá-la.

A Figura 24 ilustra o fluxograma da metodologia da pesquisa.

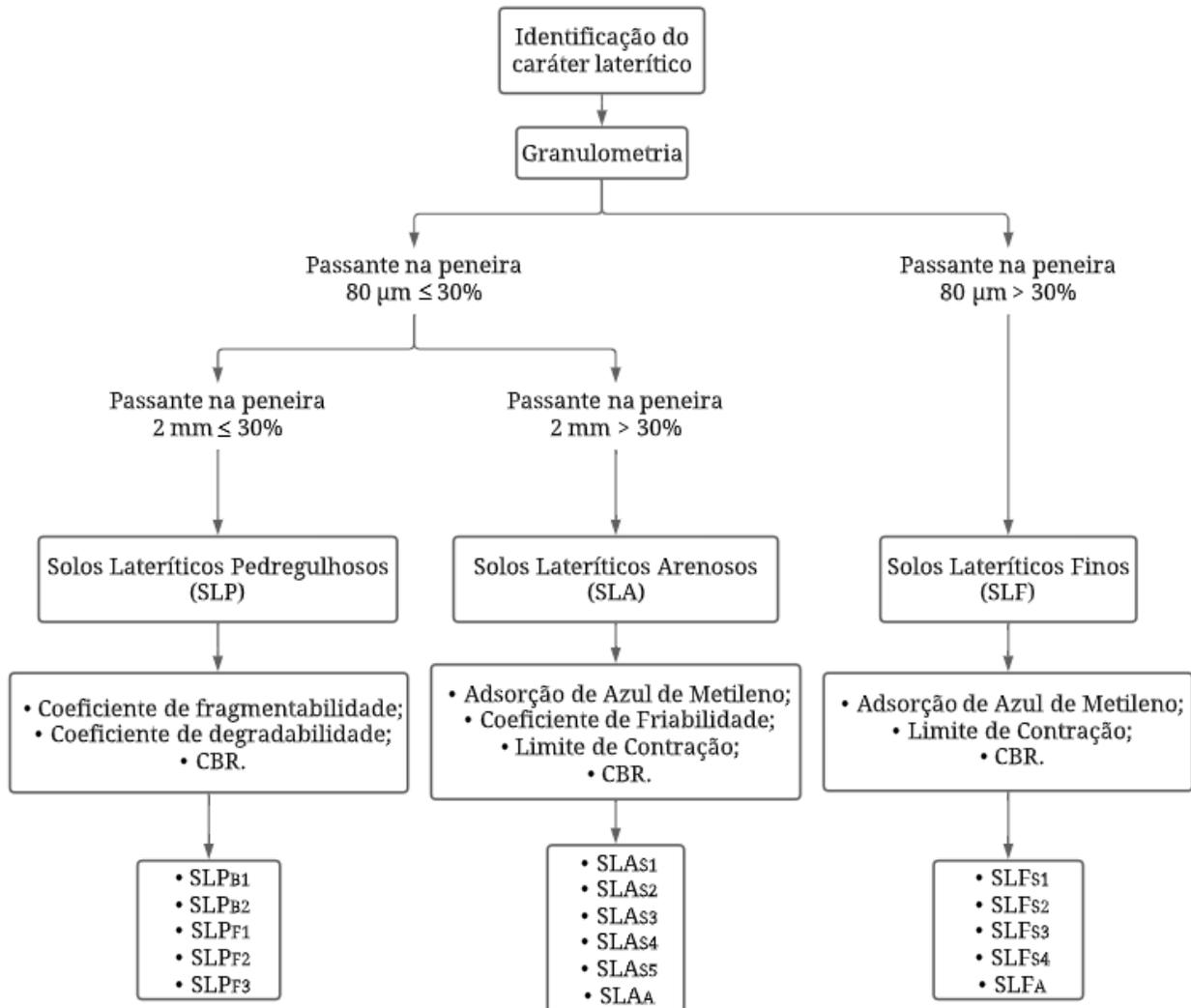
Os ensaios do programa experimental foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) e no Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste (CERTBIO), ambos localizados no campus I da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

Figura 24 - Fluxograma ilustrativo da metodologia da pesquisa



Especificamente com relação a metodologia classificatória proposta por Rodrigues *et al.* (2010), a Figura 25 exibe o fluxograma contendo os ensaios da classificação, que serão realizados conforme sequência lógica descrita no Capítulo 2.

Figura 25 - Fluxograma ilustrativo dos ensaios da classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010)



### 3.1 Coleta de amostras

Para simplificar e agilizar o procedimento de amostragem, os solos estudados nesta pesquisa foram coletados nas margens de rodovias de diferentes estados. A extração do solo foi feita baseada na metodologia para obtenção de uma amostra deformada, onde são conservados todos os constituintes minerais do solo, inclusive, se possível, sua umidade natural, mas não se conserva sua estrutura original, alterada pelo processo de extração com o alívio das tensões do solo.

A orientação inicial para a definição dos locais de coleta foi feita a partir da análise das categorias de solos determinadas em mapas pedológicos disponíveis para consulta pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE).

Conforme já discutido por diversos pesquisadores (OLIVEIRA, 1999; GODOY *et al.*, 2000; MARANGON; MOTTA, 2001), os mapas pedológicos são documentos importantes por apresentarem uma visão geral da distribuição

espacial dos solos, ressaltando contrastes entre regiões. Fornecem informações úteis na fase preliminar do estudo geotécnico para a implantação de obras viárias, contribuindo para a localização de jazidas e permitindo a avaliação da disponibilidade de materiais para a construção da estrutura do pavimento.

Dessa forma, procurou-se selecionar materiais que representassem o maior número possível de solos classificados como latossolos ou argissolos. Contudo, salienta-se que não foi realizada a descrição geológica e pedológica dos perfis de onde extraíram-se as amostras. Dessa forma, os solos coletados não necessariamente correspondem à sua classe pedológica definida nos mapas consultados.

Assim, a partir da análise dos mapas pedológicos, foram coletadas dezesseis amostras em quatro Estados: Goiás, Paraíba, Pernambuco e Piauí. A Tabela 7 reúne as principais informações sobre os pontos de coleta.

Tabela 7 - Principais informações sobre os pontos de coleta

<b>Amostra</b>	<b>Rodovia</b>	<b>Trecho da coleta</b>	<b>Condição do pavimento</b>	<b>Pedologia</b>
GO-1	BR-158	Caiapônia (GO) - Entroncamento com a BR-070	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico
GO-2	BR-158	Caiapônia (GO) - Entroncamento com a BR-070	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico
GO-3	BR-158	Caiapônia (GO) - Entroncamento com a BR-070	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico
GO-4	BR-158	Caiapônia (GO) - Entroncamento com a BR-070	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico
GO-5	BR-158	Caiapônia (GO) - Entroncamento com a BR-070	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico
GO-6	BR-158	Caiapônia (GO) - Entroncamento com a BR-070	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/Ácrico
PB-1	BR-230	Travessia urbana sentido Cabedelo (PB) - João Pessoa (PB)	Pavimentado	Areias quartzosas marinhas distróficas
PB-2	PB-018	Conde (PB) - Jacumã (PB)	Pavimentado	Podzólico Vermelho-Amarelo
PB-3	PB-008	Zona urbana de Jacumã (PB)	Pavimentado	Podzólico Vermelho-Amarelo
PE-1	BR-101	Cabo de Santo Agostinho (PE)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Amarelo Distrófico
PI-1	BR-316	Demerval Lobão (PI) - Entroncamento com a BR-226	Pavimentado	Latossolo Amarelo
PI-2	BR-316	Demerval Lobão (PI) - Entroncamento com a BR-226	Pavimentado	Latossolo Amarelo
PI-3	BR-316	Demerval Lobão (PI) - Entroncamento com a BR-226	Pavimentado	Latossolo Amarelo
PI-4	BR-316	Demerval Lobão (PI) - Entroncamento com a BR-226	Pavimentado	Latossolo Amarelo
PI-5	BR-316	Demerval Lobão (PI) - Entroncamento com a BR-226	Pavimentado	Latossolo Amarelo
PI-6	BR-316	Demerval Lobão (PI) - Entroncamento com a BR-226	Pavimentado	Latossolo Amarelo

A análise tátil-visual das amostras coletadas permitiu identificar solos com diferentes granulometrias, que vão desde frações mais finas, até frações mais pedregulhosas, como mostra a Figura 26.

Figura 26 - (a), (b) e (c) - Aspecto visual das amostras PI-3, GO-3 e GO-4



As Figuras 27 e 28 mostram as localização geográfica das amostras coletadas nos estados do Goiás e da Paraíba, respectivamente. Já as Figuras 29 e 30 ilustram a localização das amostras coletadas nos estados do Pernambuco e do Piauí. As imagens com os pontos de coleta foram feitas com o auxílio da ferramenta *Google Maps*.

Figura 27 - Localização das amostras GO-1, GO-2, GO-3, GO-4, GO-5 e GO-6

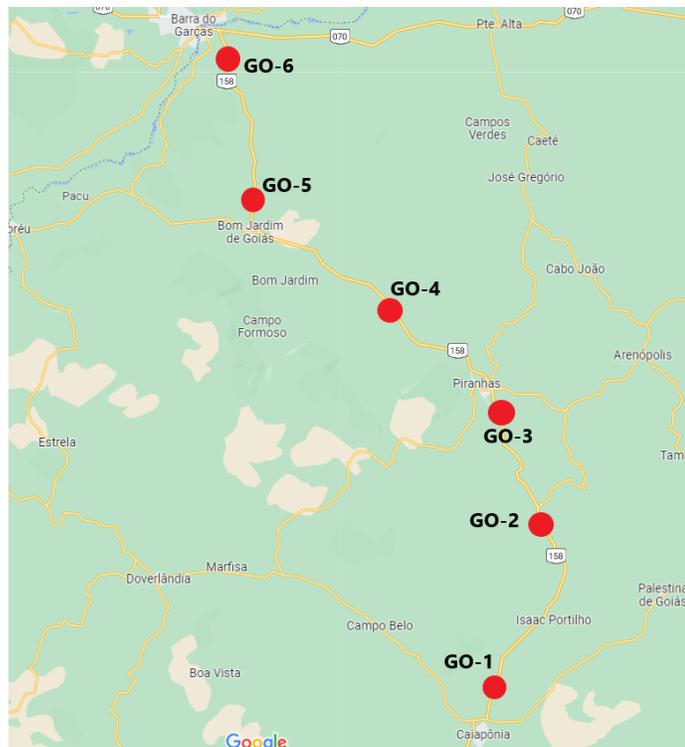


Figura 28 - Localização das amostras PB-1, PB-2 e PB-3



Figura 29 - Localização da amostra PE-1

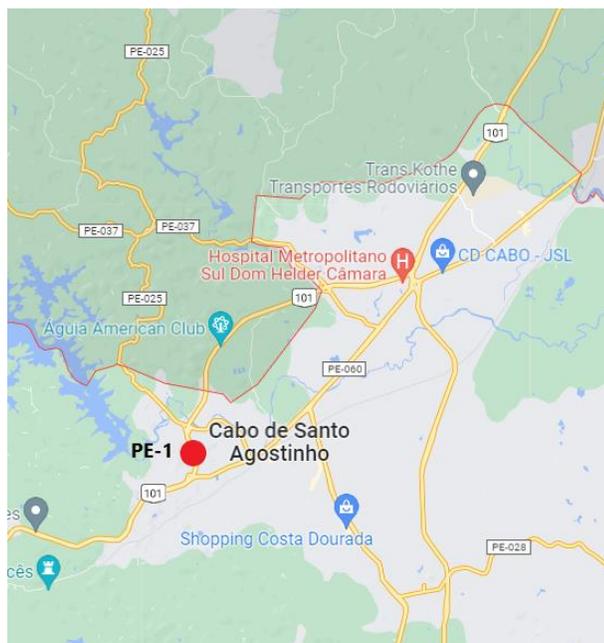
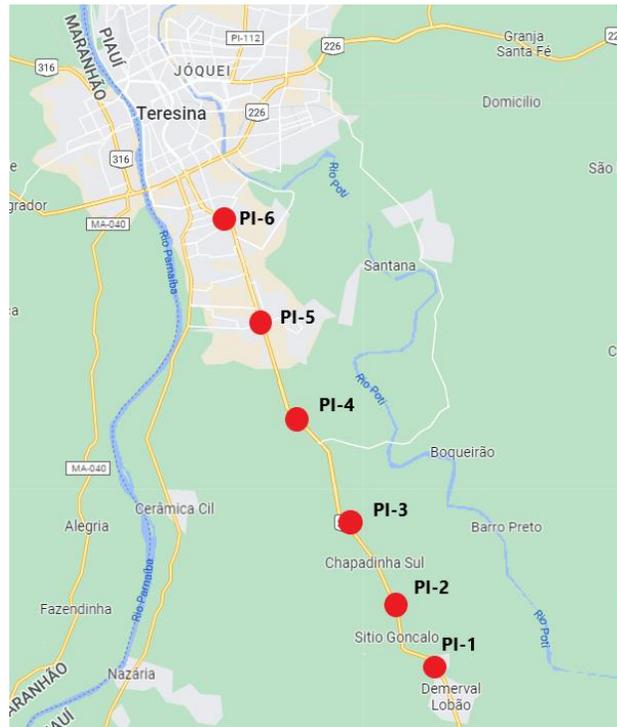


Figura 30 - Localização das amostras PI-1, PI-2, PI-3, PI-4, PI-5 e PI-6



### 3.2 Identificação do caráter laterítico dos solos

A identificação do caráter laterítico dos materiais estudados foi de extrema importância, visto que é condição necessária para classificar os solos segundo a metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010). Para essa identificação, as amostras foram analisadas conforme os seguintes ensaios: microscopia eletrônica de varredura (MEV) acompanhado da técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS), fluorescência de raios-x (FRX) e difração de raios-x (DRX).

#### 3.2.1 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Os dezesseis solos foram submetidos ao ensaio de microscopia eletrônica de varredura com EDS com a finalidade de se observar a microestrutura dos argilominerais presentes na fração fina das amostras (porcentagem que passa na peneira de abertura 0,075 mm). Os ensaios foram executados no Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste (CERTBIO).

Para realização do ensaio, cerca de 10 g das amostras foram secas na estufa à temperatura de 60 °C por 12 horas. Para fixar as amostras no suporte metálico a ser levado para o MEV, foram utilizadas fitas dupla-face de carbono. Em seguida, as amostras foram submetidas ao recobrimento com carbono e encaminhadas para análise.

As imagens das amostras foram obtidas com aumento de 3000x e encontram-se no Anexo A.

O aparelho utilizado na microscopia eletrônica foi o “Hitachi TM-1000”, ilustrado na Figura 31.

Figura 31 - Equipamento Hitachi TM-1000



O MEV foi acompanhado da técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS), que é um acessório essencial no estudo da caracterização microscópica de materiais. Enquanto o MEV proporciona nítidas imagens, o EDS permite sua imediata identificação da composição química.

Segundo Degeo (2013), quando o feixe de elétrons incide sobre um mineral, os elétrons mais externos dos átomos e os íons constituintes são excitados, mudando de níveis energéticos. Ao retornarem para sua posição inicial, liberam a energia adquirida, a qual é emitida em comprimento de onda no espectro de raio-X. Um detector instalado na câmara de vácuo do microscópio eletrônico por varredura mede a energia associada a esse elétron. Como os elétrons de um determinado átomo possuem energias distintas, é possível, no ponto de incidência do feixe, determinar quais os elementos químicos estão presentes naquele local e assim identificar em instantes qual mineral está sendo observado.

Por último, é importante ressaltar que o ensaio MEV é uma técnica não destrutiva e as amostras podem ser arquivadas para estudos posteriores ou direcionadas para outras análises complementares.

### 3.2.2 Fluorescência de raios-x (FRX) com perda ao fogo e difração de raios-x (DRX)

Para essa análise, 10 g de cada material foi passado na peneira de abertura 0,075 mm e quarteado. Em seguida, imprimiu-se a técnica de fluorescência de raios-x utilizando o equipamento EDX-720 da marca *Shimadzu*. Para a avaliação da perda ao fogo, o material, primeiramente, foi submetido à secagem em estufa por 24 horas a temperatura de 110°C e, posteriormente, foi aquecido até 1000 °C por 60 minutos.

Para a identificação da mineralogia das amostras, parte do material inicialmente quarteado foi submetido à análise de difração de raios-x (DRX), utilizando o equipamento XRD-6000 da *Shimadzu*. A amplitude angular aplicada foi de  $2\theta$ , com um intervalo de medida entre 2-100°, uma velocidade de 0,05°/min, sob voltagem de 35 kV e 15 mA.

A análise por fluorescência de raios-x pode objetivar tanto resultados qualitativos como quantitativos, embasados na medição da intensidade dos raios-x característicos emitidos pelos elementos químicos da amostra

estudada, quando excitada por partículas como elétrons, prótons ou íons, através de aceleradores de partículas ou de ondas eletromagnéticas, ou através de tubos de raios-x (MELO JÚNIOR, 2007).

Segundo Skoog *et al.* (2009), elementos de baixo número atômico apresentam baixa sensibilidade analítica e baixo valor de energia de emissão e, portanto, são mais difíceis de serem determinados por FRX. No entanto, Bortoleto (2007) explica que, em 1912, o físico britânico Henry Moseley instituiu pela primeira vez uma relação matemática entre a frequência e o número atômico de cada elemento químico, aspecto indispensável em uma análise por espectrometria de fluorescência de raios-x.

Assim, de modo resumido, a análise por fluorescência de raios-x consiste em três fases: excitação dos elementos que constituem a amostra, dispersão dos raios-x característicos emitidos pela amostra e detecção desses raios-x (IAEA, 1999). De acordo com Skoog *et al.* (2009), a análise por FRX apresenta-se como uma técnica versátil, podendo ser aplicada para o estudo de diversos materiais, tanto no estado sólido, quanto no líquido, sem haver necessidade de tratamento exaustivo para a preparação da amostra e oferecendo, também, a vantagem de ser uma técnica analítica não destrutiva.

Já o método da difratometria por raios-x (DRX) consiste na identificação da estrutura cristalina da amostra de solo, através da incidência de feixes de raios-x difratados sobre uma placa fotográfica, fazendo-se uso das propriedades das ondas eletromagnéticas de se inclinarem e atravessarem os espaços entre as partículas. O ajuste entre as dimensões físicas desses espaços e o comprimento de onda, ou a composição mineralógica, revelam a posição dos cristais, sua estrutura e intensidade. Através da correlação com os padrões constituídos, conclui-se a presença, ou não, de determinados minerais na amostra em estudo.

Da Silva (2011) explica que, em qualquer estudo sobre as propriedades de determinado material, o primeiro passo, e talvez o mais importante, é a determinação das suas estruturas cristalinas, já que grande parte de suas propriedades estão intimamente ligadas ao arranjo dos átomos. Albers *et al.* (2002) concluíram que a análise de argilominerais pelo DRX permite a identificação rápida e confiável dos minerais comumente presentes nos materiais argilosos.

### **3.3 Caracterização dos solos**

Para caracterizar os solos, foram determinados os limites de consistência, com o limite de liquidez sendo realizado segundo a norma DNER – ME 122 (1994c) e o limite de plasticidade consoante a norma DNER – ME 082 (DNER, 1994b). Também foram executados ensaios granulométricos por peneiramento, que seguiram o procedimento descrito na norma DNER – ME 080 (DNER, 1994a).

Com os resultados dos ensaios de caracterização, foi possível classificar os solos conforme a metodologia HRB, a qual faz uso dos valores dos limites de consistência, dos resultados da análise granulométrica e do índice de grupo para classificar os solos. O índice de grupo (IG) é um parâmetro que define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Os valores extremos do “IG” representam solos ótimos para IG = 0 e solos péssimo para IG = 20. A determinação do índice de grupo baseia-se no limite de liquidez e no índice de plasticidade do solo, e

na porcentagem de material fino que passa na peneira de abertura 0,075 mm. Seu valor é obtido utilizando a seguinte expressão:

$$IG = 0,2 \times a + 0,005 \times a \times c + 0,01 \times b \times d \text{ (Eq. 10)}$$

Onde:

a: porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 menos 35%. Se o valor de “a” for negativo adota-se zero, e se for superior 40, adota-se este valor como limite máximo;

b: porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 menos 15%. Se o valor de “b” for negativo adota-se zero, e se for superior 40, adota-se este valor como limite máximo;

c: valor do limite de liquidez menos 40%. Se o valor de “c” for negativo adota-se zero, e se for superior a 20, adota-se este valor como limite máximo;

d: valor do índice de plasticidade menos 10%. Se o valor de “d” for negativo adota-se zero, e se for superior a 20, adota-se este valor como limite máximo.

A análise granulométrica também permitiu dar prosseguimento à classificação dos solos de acordo com metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010). Na proposta classificatória, os solos lateríticos finos são aqueles que possuem material passante na peneira de abertura 0,075 mm superior a 30% em peso. As amostras com material passante inferior ou igual à 30% na peneira citada são os solos lateríticos granulares, divididos em solos lateríticos pedregulhosos (passante na peneira de abertura 2 mm menor ou igual a 30%) e em solos lateríticos arenosos (passante na 2 mm superior a 30%).

Os demais ensaios da classificação estudada estão condicionados à definição dos grupos supracitados: finos, arenosos ou pedregulhosos.

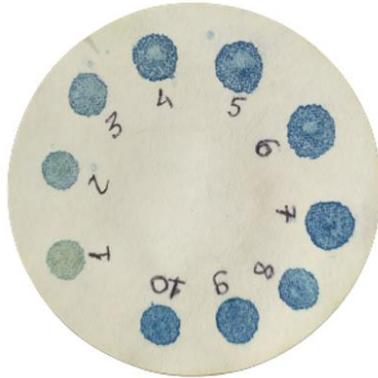
### **3.4 Ensaios classificatórios da metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010)**

#### **3.4.1 Adsorção de azul de metileno**

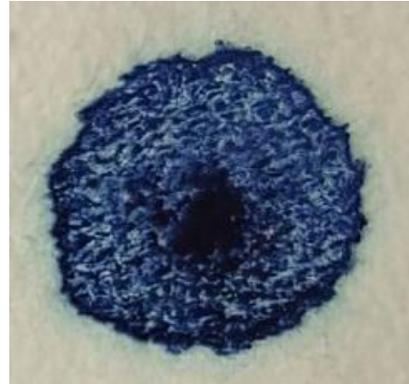
O ensaio objetiva medir a quantidade de azul de metileno que pode ser adsorvida pelo solo em suspensão na água. Para isso, adiciona-se sucessivamente quantidades de azul de metileno com monitoramento da adsorção após cada adição. A cada adição, retira-se uma gota da suspensão e coloca-se sobre um papel filtro, o que provoca a formação de uma mancha. A adsorção máxima é alcançada quando uma auréola azul clara persistente aparece na periferia da mancha (Figura 32). Deverá aparecer uma mancha circular, composta de um núcleo escuro que contém as partículas sólidas da suspensão (solo), circundada por uma borda de cor mais clara, correspondente à fase líquida da suspensão filtrada pelo papel de filtro (FABBRI, 1994).

Figura 32 – (a) e (b) - Exemplo do teste da Mancha de Azul de Metileno

(a) formação das manchas no papel filtro



(b) ponto de adsorção máxima



Os ensaios de adsorção de azul metileno foram realizados segundo o procedimento descrito na norma francesa NF P94-068 (NF, 1998). O material a ser ensaiado é o passante na peneira de abertura 5 mm. Como esse valor de abertura não faz parte da série de peneiras considerada pela ABNT e pelo DNIT, e não havendo tal peneira no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG, considerou-se a peneira de abertura 4,75 mm para a execução dos ensaios.

Assim, são separadas três amostras de teste, cada uma contendo 60 g de solo. A primeira amostra é introduzida em um recipiente e suspensa em 500 ml de água destilada, havendo a dispersão por meio de um agitador mecânico girando a uma velocidade de 700 rpm e posicionado a 5 mm do fundo do recipiente. A agitação deve ocorrer durante pelo menos 5 min, antes que se introduzida as quantidades de azul de metileno.

A segunda porção de teste é usada para determinar o teor de umidade do solo. Já a terceira amostra é mantida para o caso em que o teste necessite ser refeito.

Após a agitação da amostra suspensa durante os primeiros 5 min, a velocidade de agitação deve ser reduzida para 400 rpm. A partir dessa etapa, começa-se a introdução de quantidades de azul de metileno na suspensão. Através de um dosador, deve ser introduzido 5 ml de solução de azul de metileno e, após 1 minuto de agitação, o teste da mancha deve ser realizado. Injeções sucessivas de 5 ml de solução de azul de metileno devem ser efetuadas até que se consiga o ponto de adsorção máxima no papel filtro. O ensaio é finalizado quando se obtém cinco pontos positivos (adsorção máxima) seguidos, sem a necessidade de incrementos de azul de metileno.

O valor de azul ( $V_A$ ) é calculado segundo a Equação 11.

$$V_A \left( \frac{g}{100 g} \right) = \frac{V \times 0,01}{m_d} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

VA: valor de azul de metileno, expresso em gramas de azul por 100 gramas de solo;

V: volume de solução de azul metileno adicionado a solução, em ml;

$m_d$ : massa de solo seco ensaiado, em gramas.

A concentração da solução de azul de metileno é de 10 g/l.

O valor de azul de metileno é um parâmetro presente na classificação LCPC/SETRA, que leva em consideração o mesmo procedimento de ensaio descrito acima para definir os limites de valor de azul que diferenciam os solos.

De acordo com classificação de Rodrigues *et al.* (2010), o valor de 1,5 g/100 g é o limite que distingue os solos lateríticos arenosos-siltosos dos solos lateríticos arenosos-argilosos, e o valor de 3 g/100 g, o limite que distingue os solos lateríticos siltosos dos solos lateríticos argilosos.

A Figura 33 exibe o *layout* da aparelhagem utilizada nos ensaios de adsorção de azul de metileno.

Figura 33 - Aparelhagem do ensaio de azul de metileno



### 3.4.2 Limite de contração

Os ensaios de limite de contração foram realizados conforme a norma francesa NF XP P 94-060-1 (NF, 1997), em que o material a ser ensaiado deve ser o passante na peneira de abertura 400  $\mu\text{m}$ . Para a presente pesquisa, utilizou-se, nos ensaios, o solo passante na peneira de abertura 0,425 mm (n° 40), devido à inexistência da peneira exigida na norma no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG. A peneira n° 40 era a utilizada no ensaio de limite de contração normatizado pela já extinta norma ABNT NBR 7183/84.

Para a obtenção do limite de contração das amostras, tomou-se cerca de 50 g de solo passante na peneira n° 40. Em seguida, o solo é homogeneizado com adição de água, até a formação de uma pasta com teor de umidade próximo ao limite líquido do solo. A pasta homogeneizada é colocada em uma cápsula de contração e deixada secando ao ar por pelo menos 12 horas. Após a secagem ao ar, a cápsula é colocada na estufa até se atingir a constância de

peso.

Para medir o volume da pastilha de solo seco contraída, empregou-se o método do deslocamento de mercúrio. A pastilha de solo é mergulhada em um recipiente com mercúrio e o volume de mercúrio deslocado é medido em uma proveta graduada.

O cálculo do limite de contração (LC) está descrito na Equação 12.

$$LC (\%) = \frac{m_h - \rho_w (V_h - V_d)}{m_d} - 1 \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde:

$m_h$ : massa de solo úmido, em gramas;

$m_d$ : massa de solo seco, em gramas;

$V_h$ : volume do solo úmido, em ml;

$V_d$ : volume do solo seco, em ml de mercúrio deslocado. ;

Na Equação 12, o volume do solo úmido corresponde ao próprio volume da cápsula de contração.

O limite de contração do solo (Figura 34) corresponde a média aritmética dos teores obtidos de três amostras ensaiadas.

Figura 34 – (a) e (b) - Ensaio de limite de contração

(a) realização do ensaio



(b) cápsula de contração



A classificação de Rodrigues *et al.* (2010) considera um limite de 15% acima do qual os solos lateríticos arenosos-siltosos necessitarão passar por tratamento para reduzir a contração desses solos. Para os solos lateríticos finos-siltosos esse limite é de 20%.

### 3.4.3 Coeficiente de friabilidade das areias

A friabilidade do solo pode ser definida como a tendência de uma massa se desfazer em menores tamanhos sob aplicação de um estresse ou carga (TARMINA *et al.*, 2008).

No ensaio de friabilidade das areias busca-se avaliar a evolução granulométrica do material, decorrente da fragmentação em um cilindro rotativo contendo cargas abrasivas e água. Por meio do ensaio, determina-se o coeficiente de friabilidade das areias (FB). Quanto maior for o coeficiente de friabilidade, mais friável é o solo.

O coeficiente de friabilidade é um parâmetro que visa distinguir os materiais cuja fração granular é mais suscetível de resistir ao tráfego, permitindo a aplicação em camadas do pavimento. O solo, utilizado sem nenhum tratamento específico, deve ser suficientemente resistente à fragmentação e ao atrito para não permitir, sob os efeitos da compactação e do tráfego, a formação de elementos finos que o tornaria mais sensível à água e mais ativo.

A norma de referência utilizada nos ensaios de friabilidade foi a NF P18-576 (NF, 1990). A amostra de teste corresponde a 500 g de solo seco em estufa a 105°C, passante na peneira de abertura 2 mm e retido na 0,2 mm. O solo é introduzido em um cilindro rotativo, juntamente com 2,5 litros de água e cargas abrasivas. Assim, o conjunto é rotacionado a uma velocidade de 100 rpm durante 15 minutos.

As cargas abrasivas equivalem a esferas de aço inoxidável com diferentes diâmetros, padronizadas pela norma da seguinte forma:

- 9 esferas de 30 mm de diâmetro, cuja massa do conjunto deve estar compreendida entre 925 g e 985 g;
- 21 esferas de 18 mm de diâmetro, cuja massa do conjunto deve estar compreendida entre 440 g e 500 g;
- Completar com esferas de 10 mm, até que se atinja uma massa total de cargas abrasivas de 2.500 g.

O ensaio, segundo a norma de referência, deve ser realizado no aparelho *micro-Deval*, ilustrado na Figura 35.

Figura 35 – (a) e (b) - Equipamento normatizado do ensaio de friabilidade

(a) aparelho *micro-Deval*



(b) cargas abrasivas



Fonte: *Geotechnical testing equipment* (2022)

Contudo, em virtude da indisponibilidade do equipamento padronizado, uma adaptação foi necessária. Fez-se uso, portanto, de um moinho de bolas (Figura 36), constituído de material cerâmico, para reproduzir as características de ensaio de forma similar ao aparelho *micro-Deval*. As cargas abrasivas também foram adaptadas (Figura 37), sendo empregadas esferas de material cerâmico.

No entanto, ressalta-se que todos os ajustes foram feitos para que a velocidade de rotação, o diâmetro e o peso das esferas fossem equivalentes ao exigido pela norma francesa.

Figura 36 - Moinho de bolas empregado no ensaio de friabilidade



Figura 37 – (a), (b) e (c) - Cargas abrasivas utilizadas no ensaio de friabilidade

(a)



(b)



(c)



Após os 15 minutos de rotação, todo o material contido no cilindro é despejado em duas peneiras sobrepostas de aberturas 0,1 mm e 8 mm. A peneira de abertura 8 mm tem a finalidade de coletar as cargas abrasivas.

Em seguida, lava-se o material retido na própria peneira de abertura 0,1 mm, para que seja retirado todo o material fino aderente aos grãos do solo retido. Por fim, transfere-se o material retido e lavado para a estufa, onde será submetido à secagem até constância de peso.

O coeficiente de friabilidade é determinado de acordo com a Equação 13.

$$FB (\%) = \frac{500 - m'}{500} \times 100 \quad (\text{Eq. 13})$$

Na Equação 13,  $m'$  é massa de solo retida na peneira de abertura 0,1 mm após o ensaio.

Tanto a classificação LCPC/SETRA, quanto a classificação de Rodrigues *et al.* (2010) adotam o limite de 60% para o coeficiente de friabilidade, acima do qual os solos são considerados muito friáveis.

#### 3.4.4 Coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade de materiais pedregulhosos

No que diz respeito aos solos pedregulhosos, o conhecimento por si só da natureza petrográfica da rocha da qual se derivou o material, geralmente não é suficiente para prever todos os possíveis problemas que podem aparecer devido ao uso do respectivo solo na estrutura do pavimento. Além da questão envolvendo o método de extração, que não será tratado neste estudo, outros aspectos devem ser considerados, como a capacidade de fragmentação do material sob tensões aplicadas durante as várias fases de execução do pavimento e durante sua vida útil, e estresses mecânicos decorrentes dos ciclos de variação de umidade da camada compactada, muito comuns em regiões tropicais. Essas particularidades buscam avaliar o caráter evolutivo do solo pedregulhoso.

Os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade são dois parâmetros utilizados pela classificação LCPC/SETRA para caracterizar solos pedregulhosos, a partir das particularidades supracitadas. O procedimento de ensaio para determinação do coeficiente de fragmentabilidade está descrito na norma NF P94-066 (NF, 1992b). Já para a obtenção do coeficiente de degradabilidade, a norma é a NF P94-067 (NF, 1992c).

O ensaio de fragmentabilidade consiste em determinar a redução do diâmetro efetivo do solo  $D_{10}$  (diâmetro tal que 10% do solo, em peso, têm partículas com diâmetros menores que ele) através de uma compactação convencional com 100 golpes, efetuados com o soquete Proctor (pequeno) em um molde CBR.

O ensaio é executado com 2 kg de solo seco ao ar livre, passante na peneira de abertura 20 mm e retido na 10 mm. Antes do apiloamento, deve-se obter a massa retida do solo a ser ensaiado na peneira de abertura 16 mm, para que seja possível traçar a curva granulométrica do material com os pontos correspondentes aos diâmetros 10 mm, 16 mm e 20 mm (100% de material passante).

Após a preparação do solo e definição da curva granulométrica, o material é colocado no molde CBR e submetido ao apiloamento, através do soquete Proctor, com 100 golpes. Em seguida, é feita a granulometria do solo apilado, peneirando o material nas peneiras de abertura 1 mm, 2 mm, 5 mm e 10 mm. Devido à indisponibilidade de

algumas dessas peneiras e, para melhor definição do diâmetro efetivo do solo após o ensaio, optou-se por fazer a granulometria com as seguintes peneiras: 0,425 mm, 1,18 mm, 2 mm, 4,75 mm e 10 mm.

A Figura 38 mostra as etapas do ensaio para determinação do coeficiente de fragmentabilidade. Por sua vez, a Figura 39 exibe o molde CBR e o soquete, utilizados nos ensaios.

Figura 38 - Etapas do ensaio de fragmentabilidade

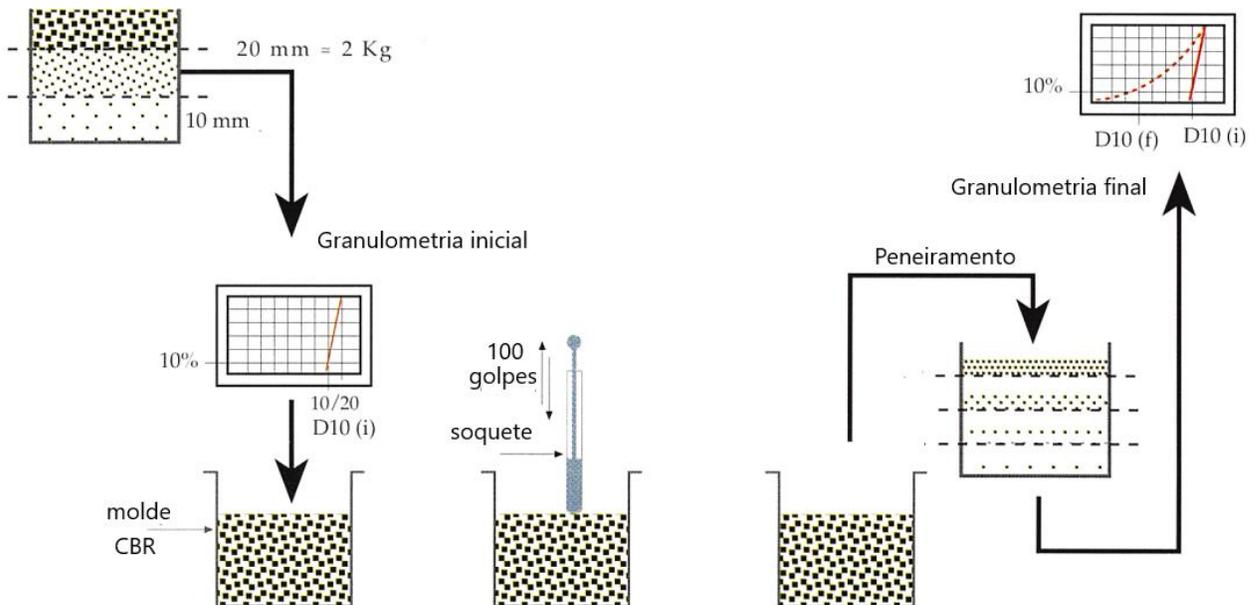


Figura 39 - Equipamentos para o apiloamento da amostra no ensaio de fragmentabilidade



O cálculo do coeficiente de fragmentabilidade (FR) é dado pela Equação 14.

$$FR(\%) = \frac{D_{10} \text{ do material antes da compactação}}{D_{10} \text{ do material após a compactação}} \quad (\text{Eq. 14})$$

Com relação ao ensaio de degradabilidade, a preparação da amostra segue os mesmos procedimentos do ensaio de fragmentabilidade, como mostra a Figura 40. Contudo, para o ensaio de degradabilidade, em vez do apiloamento, a amostra é submetida a ciclos de imersão e secagem (Figura 41). O solo, previamente preparado, é imerso em água durante 8 horas e depois em estufa a 105°C por 16 horas, completando um ciclo. Após quatro ciclos, é realizada a granulometria da amostra para determinar a redução do diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) do solo.

Figura 40 - Etapas do ensaio de degradabilidade

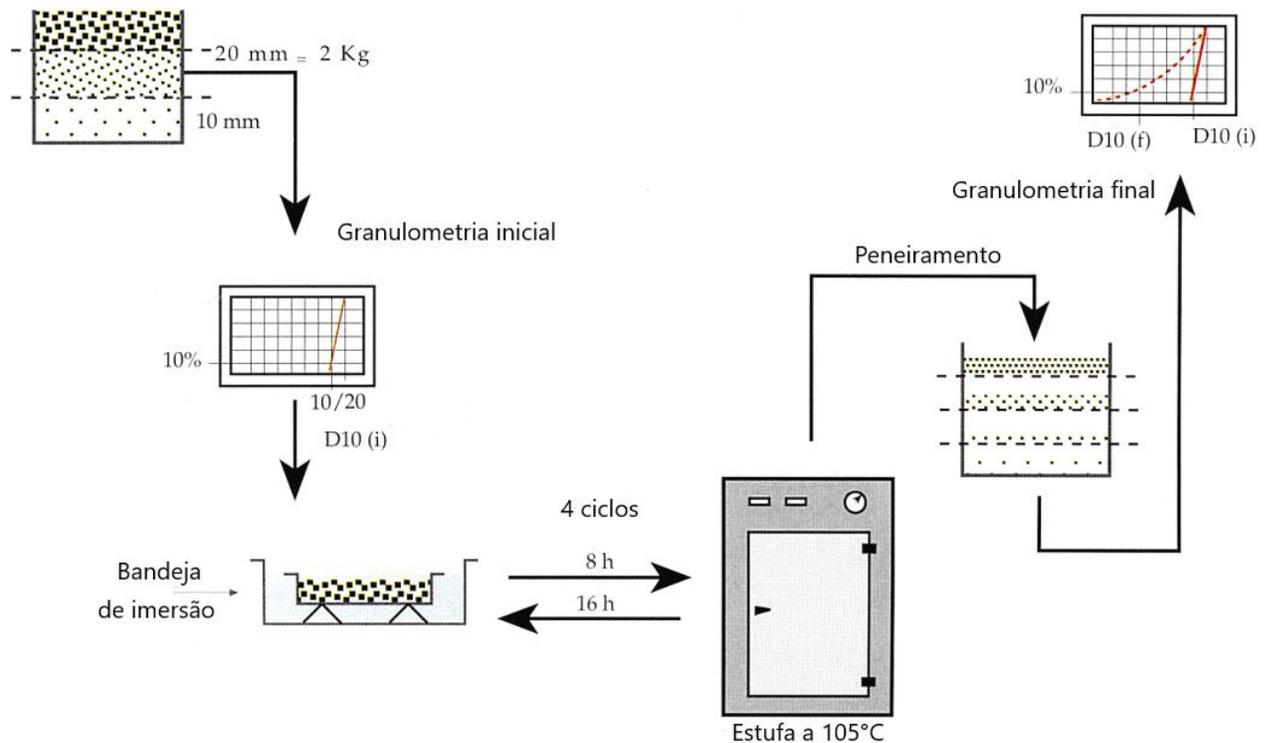


Figura 41 – (a) e (b) - Ciclo de imersão e secagem do ensaio de degradabilidade



O cálculo do coeficiente de fragmentabilidade (FR) é dado pela Equação 15.

$$DG(\%) = \frac{D_{10} \text{ do material antes do primeiro ciclo}}{D_{10} \text{ do material após o quarto ciclo}} \quad (\text{Eq. 15})$$

Pela classificação de Rodrigues *et al.* (2010), se os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade forem inferiores a 7%, os solos lateríticos são considerados como de boa qualidade, viabilizando, por exemplo, a utilização em camadas de base, a depender do valor do índice CBR. Se qualquer um ou os dois coeficientes forem maiores do que 7%, os solos lateríticos são considerados como de fraca qualidade. Esses parâmetros são levados em consideração para avaliar a possível utilização dos solos lateríticos pedregulhosos em camadas de rodovias.

### 3.4.5 California Bearing Ratio (CBR)

Para cada amostra foram compactados 5 corpos de prova com umidades crescentes, sendo um próximo da ótima e os outros  $\pm 2\%$  e  $\pm 4\%$ . Utilizou-se a energia Proctor Intermediária, que é obtida com 26 golpes por camada, em um total de 5 camadas.

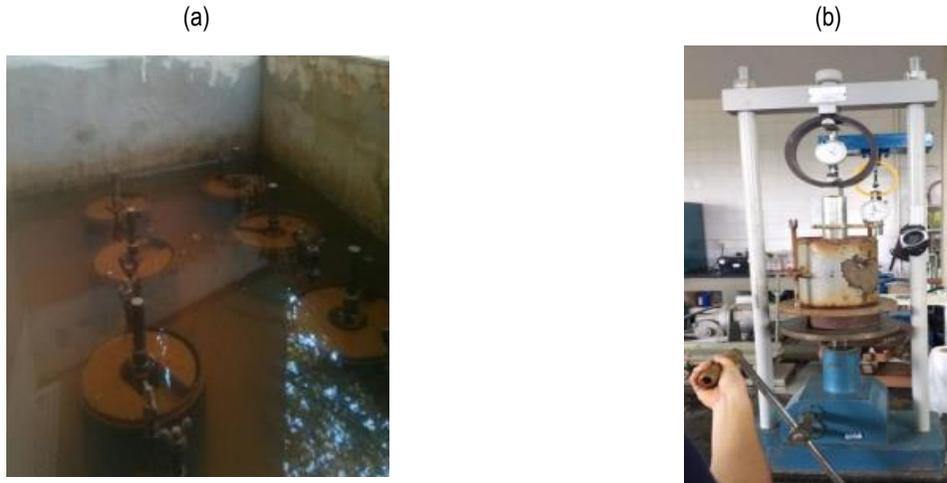
Através do ensaio de compactação se obtém as curvas de compactação de cada solo, mostrando a variação da sua densidade a partir de diferentes teores de umidade. Como principais parâmetros extraídos das curvas têm-se o teor de umidade ótima (umidade ótima -  $W_{ótima}$  em %) e a massa específica aparente seca máxima ( $\rho_{dmáx}$ , em  $g/cm^3$ ).

Após a compactação (manual), realizou-se o ensaio de expansão, em que, a cada molde adiciona-se a sobrecarga-padrão e faz-se a imersão dos solos compactados em um tanque com água, deixando-os imersos durante 96 horas. Através de extensômetros, faz-se o acompanhamento da expansão, realizando-se leituras periódicas (inicial e diárias).

Após o término do ensaio de expansão, retira-se o molde do tanque de imersão e aguarda-se 15 minutos para então iniciar o ensaio de CBR utilizando-se uma prensa universal disponível no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG e extensômetros para a leitura da penetração e da pressão no pistão.

A norma de referência utilizada para os ensaios de compactação foi a DNIT-ME 164 (DNIT, 2013). Já para os ensaios de CBR e Expansão (Figura 42) foi a DNIT-ME 172 (DNIT, 2016).

Figura 42 – (a) e (b) - Ensaio para determinação do índice CBR e Expansão das amostras



A classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010) admite um CBR mínimo de 60% para aplicação do solo em camadas de base, na estrutura do pavimento. Para a sub-base, esse valor é de 30% e, para o reforço do subleito, de 10%.

### 3.5 Módulo de Resiliência (MR)

A determinação do módulo resiliente dos solos estudados objetivou complementar os resultados dos ensaios classificatórios da metodologia de Rodrigues *et al.* (2010). A norma utilizada como referência foi a DNIT-ME 134 (DNIT, 2018).

A homogeneização dos solos foi realizada 24 horas antes da realização dos ensaios e, posteriormente, os materiais homogeneizados foram armazenados em sacos plásticos hermeticamente fechados e levados à uma câmara úmida. Utilizou-se cilindros tripartidos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, em que a moldagem foi efetuada através de compactação, na energia intermediária, em 10 camadas, na umidade ótima.

Logo após a compactação, os corpos de prova foram desmoldados e levados à máquina para realização do ensaio triaxial de cargas repetidas.

Inicialmente tem-se a fase de condicionamento da amostra, que tem a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações de tensão desvio. A frequência das cargas repetidas na tensão vertical (tensão desvio) é de 1 Hz (60 ciclos por minuto), que corresponde a duração do pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundo de repouso. Durante todo o ensaio a tensão confinante é mantida constante (não cíclica).

Na fase de condicionamento, aplicam-se 500 repetições de cada tensão desvio correspondente aos pares constantes e na fase do ensaio, para determinação do módulo de resiliência (MR), aplicam-se 18 pares de tensões,

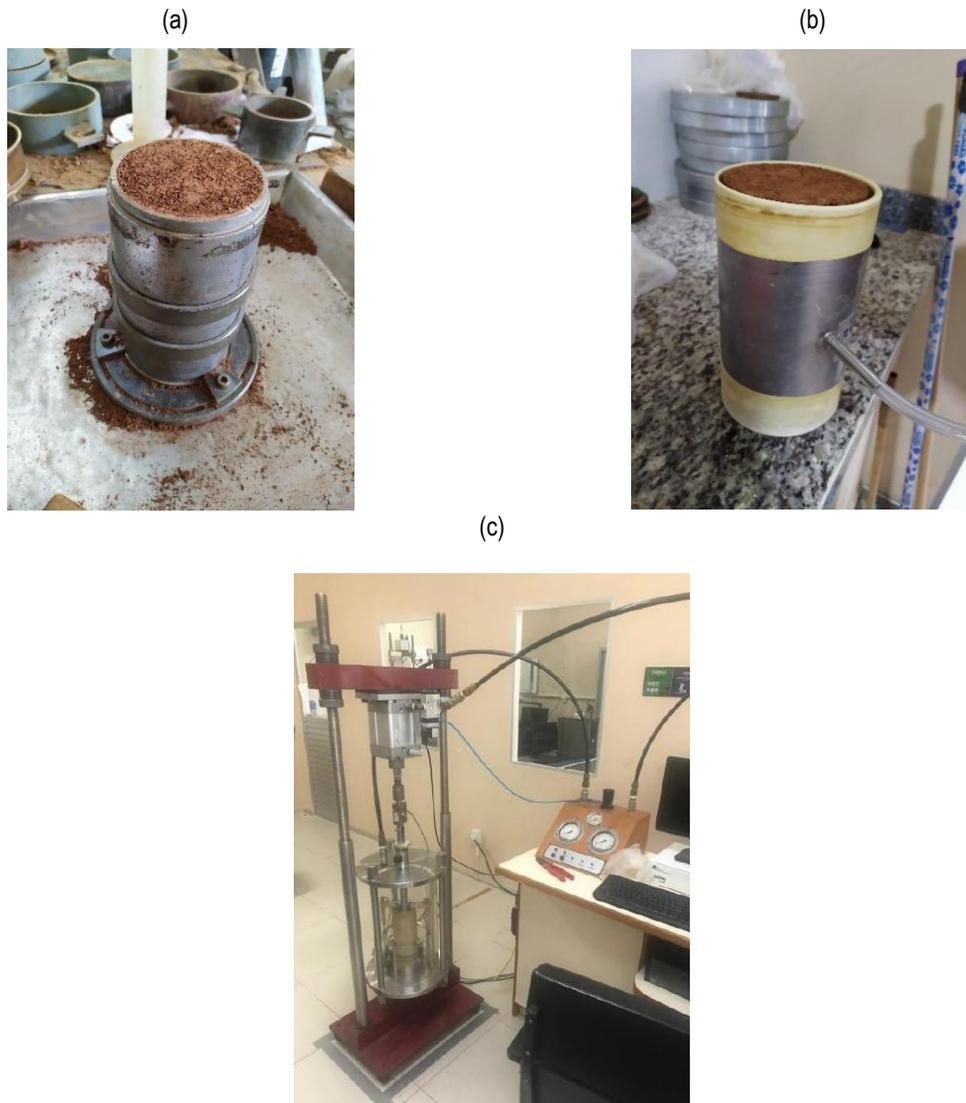
conforme indicados na Tabela 8.

Tabela 8 - Tensões aplicadas na fase de condicionamento e de ensaio de MR

Tensão Confinante - $\sigma_3$ (MPa)	Tensão Desvio - $\sigma_d$ (MPa)	Tensão Confinante - $\sigma_3$ (MPa)	Tensão Desvio - $\sigma_d$ (MPa)
Fase de condicionamento		Fase de ensaio	
0,070	0,070	0,020	0,020
0,070	0,210	0,020	0,040
0,105	0,315	0,020	0,060
-	-	0,035	0,035
-	-	0,035	0,070
-	-	0,035	0,105
-	-	0,050	0,050
-	-	0,050	0,100
-	-	0,050	0,150
-	-	0,070	0,070
-	-	0,070	0,140
-	-	0,070	0,210
-	-	0,105	0,105
-	-	0,105	0,210
-	-	0,105	0,315
-	-	0,140	0,140
-	-	0,140	0,280
-	-	0,140	0,420

A Figura 43 apresenta algumas etapas de execução do ensaio.

Figura 43 - (a), (b) e (c) – Execução do ensaio para determinação do Módulo de Resiliência



### 3.6 Avaliação mecânica-empírica

Através do *software* MeDiNa, efetuou-se uma avaliação mecânica-empírica com dois solos, dentre aqueles apresentados na Tabela 7. A escolha dos solos será condicionada aos valores de seus respectivos módulos resilientes, dando-se prioridade aos materiais que obtiveram bom comportamento nesse quesito, independentemente do grupo classificatório.

Não foram executados ensaios de deformação permanente, contudo, tomou-se como referência os parâmetros obtidos por Guimarães (2009), em um estudo de deformação permanente com solos lateríticos, conforme mostra a Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros deformação permanente utilizados

Procedência	Classificação	$\epsilon_p^{esp} (\%) = \Psi_1 (\sigma_3)^{\Psi_2} \cdot (\sigma_d)^{\Psi_3} \cdot (N)^{\Psi_4}$				R <sup>2</sup>
		$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_3$	$\Psi_4$	
Argila	LG'	0,206	-0,24	1,34	0,038	0,986
Areia Argilosa	LG'	0,643	0,093	1,579	0,055	0,909
Laterita	Pedregulho	0,105	0,839	-0,014	0,041	0,939

Fonte: Adaptado de Guimarães (2009)

A estrutura e as propriedades dos materiais constituintes do pavimento utilizado nas simulações foram adotadas com base no trabalho realizado por Silva (2021) na BR-230 no estado da Paraíba. A estrutura do pavimento ficou definida com 5,0 cm de revestimento em CBUQ com CAP 50/70, 20 cm de base, 20 cm de sub-base e subleito com espessura semi-infinita. Adotou-se como carga padrão 8,2 toneladas por eixo com período de projeto de 10 anos.

Os dois solos simulados foram utilizados como material de base, sendo assim, suas propriedades serão adicionadas ao programa de simulação de acordo com os resultados encontrados na presente pesquisa. Os coeficientes de Poisson adotados seguiram os estudos de Franco (2007), Souza Júnior (2018) e Cavalcante (2005), sendo 0,30 para camadas asfálticas, 0,35 para base e sub-base granular e 0,45 para subleito. As Figuras 44 a 46 exibem as propriedades consideradas para o revestimento asfáltico e demais camadas, consoante ao estudo de Silva (2021).

Figura 44 - Propriedades utilizadas para o revestimento asfáltico

CONCRETO ASFÁLTICO	
Material	CBUQ - CAP 50/70 (BR-230)
<b>Parâmetros</b>	
Espessura (cm)	5,0
Coefficiente de Poisson	0,30
Contato	Não Aderido
<b>Módulo (MPa)</b>	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	6801
<b>Características</b>	
Tipo de CAP	50/70
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,4
Resistência à tração (MPa)	1,16
Teor de asfalto (%)	4,7
Volume de vazios (%)	3,3
Faixa Granulométrica	B
Abrasão Los Angeles (%)	30
Norma ou Especificação	DNIT ES 31
<b>Curva de Fadiga</b>	
Modelo:	k1 .(et ^ k2)
Coefficiente de Regressão (k1):	5E-12
Coefficiente de Regressão (k2):	-3,395
Classe de Fadiga:	0
FFM (100µ a 250µ):	0,64

Figura 45 - Propriedades utilizadas para a sub-base

<b>MATERIAL GRANULAR</b>	
Material	Sub-base existente (BR-230)
<b>Parâmetros</b>	
Espessura (cm)	20,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	Não Aderido
<b>Módulo (MPa)</b>	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	1088,49
Coefficiente de Regressão (k2):	0,539
Coefficiente de Regressão (k3):	-0,106
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
<b>Características</b>	
Descrição do Material	...
Massa específica (g/cm³)	2,10
Umidade Ótima (%)	9,2
Energia Compactação	Intermediária
Abrasão Los Angeles (%)	...
Faixa Granulométrica	...
Norma ou Especificação	DNIT ES 141
<b>Deformação Permanente</b>	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou p...)	0,27
Coefficiente de Regressão (k2 ou p...)	-0,14
Coefficiente de Regressão (k3 ou p...)	1,33
Coefficiente de Regressão (k4 ou p...)	0,06

Figura 46 - Propriedades utilizadas para o subleito

<b>SUBLEITO</b>	
Material	Subleito existente (BR-230)
<b>Parâmetros</b>	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,45
Contato	-
<b>Módulo (MPa)</b>	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	882,77
Coefficiente de Regressão (k2):	0,451
Coefficiente de Regressão (k3):	-0,072
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
<b>Características</b>	
Descrição do Material	...
Grupo MCT	...
MCT - Coeficiente c'	...
MCT - Índice e'	...
Massa específica (g/cm³)	1,83
Umidade Ótima (%)	11,8
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
<b>Deformação Permanente</b>	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou p...)	0,244
Coefficiente de Regressão (k2 ou p...)	0,419
Coefficiente de Regressão (k3 ou p...)	1,309
Coefficiente de Regressão (k4 ou p...)	0,069

Considerou-se um volume de tráfego inicial  $N = 10^6$  repetições do eixo padrão. Posteriormente, foi-se

aumentando o tráfego até a estrutura atingir os critérios de parada impostos pelo MeDiNa, expostos na Tabela 10. Nas análises, adotou-se como tipo de via um sistema arterial principal, em que a área trincada na superfície deve ser de no máximo 30% e o afundamento de trilha de roda com limite de 10 mm.

Tabela 10 - Critérios de parada e confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa

Tipo de Via	Confiabilidade	Área Trincada Máxima	Afundamento Permanente Máximo
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10 mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Local	65%	30%	20 mm

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados os resultados desta pesquisa, bem como as discussões pertinentes dos mesmos.

### 4.1 Identificação do caráter laterítico das amostras

Apresenta-se nesta etapa um estudo sobre a gênese dos solos, buscando-se, com o auxílio de resultados de ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) acompanhados da técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS) com identificação da composição química, fluorescência de raios-x (FRX) e difração de raios-x (DRX), a confirmação do caráter laterítico ou não-laterítico dos materiais. Conforme já destacado, a identificação da gênese dos materiais é de extrema importância para a aplicabilidade da classificação de solos lateríticos objeto da pesquisa.

#### 4.1.1 Ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Como já discorrido no Capítulo 2, os solos lateríticos caracterizam-se por possuírem a sua fração argila constituída pelo argilomineral caulinita. Estes solos ainda contêm na sua composição elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio que recobrem a caulinita conferindo ao conjunto um aspecto “cimentado”. Os grãos desses solos formam massas esponjosas, ou com aparência de “pipoca”, com contornos predominantemente arredondados. Takeda (2005), em seu estudo com 73 amostras de solo, encontrou padrões que indicavam a presença de cimentação entre as partículas em todos os solos classificados como lateríticos. Segundo Nogami & Villibor (1995), no caso dos solos saprolíticos, a microestrutura revela contornos característicos de cristais (faces planas e arestas retilíneas), onde os argilominerais e, eventualmente, outros minerais presentes não se apresentam recobertos por óxidos e hidróxidos de Fe e Al, como no caso dos solos lateríticos. Os contornos dos argilominerais que os constituem podem ser distinguidos com nitidez nas imagens obtidas na microscopia eletrônica por varredura.

Foram analisadas as microfotografias dos 16 solos estudados na presente pesquisa, com o intuito de identificar padrões condizentes com os apresentados nos estudos supracitados, permitindo identificar o caráter laterítico ou não laterítico dos solos. Ou seja, para os solos lateríticos espera-se encontrar imagens com aspectos de cimentação.

As Figuras 47 a 50 apresentam as imagens microscópicas das amostras GO-2, GO-5, PE-1 e PI-5, respectivamente. Nas imagens é possível observar padrões típicos de materiais que passaram pelo processo de laterização, com uma estrutura onde as concreções de quartzo são envolvidas por grãos menores, ligados por uma massa aparentemente amorfa, característica dos solos lateríticos, segundo Nogami & Villibor (1995). Microscopicamente pode-se ver que os grãos se apresentam ligados, arredondados e com indícios de vazios internos, prevalecendo o comportamento do tipo “pipoca”, características que indicam se tratarem de solos lateríticos.

Figura 47 - Microfotografia da amostra GO-2 aumentada em 3000x

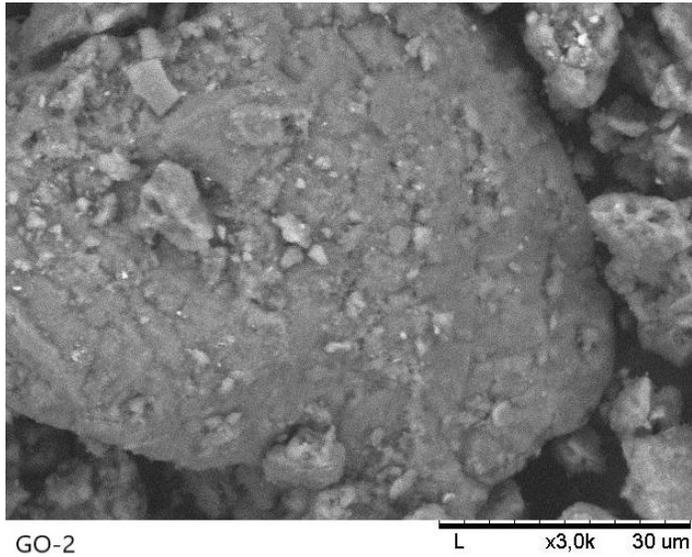


Figura 48 - Microfotografia da amostra GO-5 aumentada em 3000x

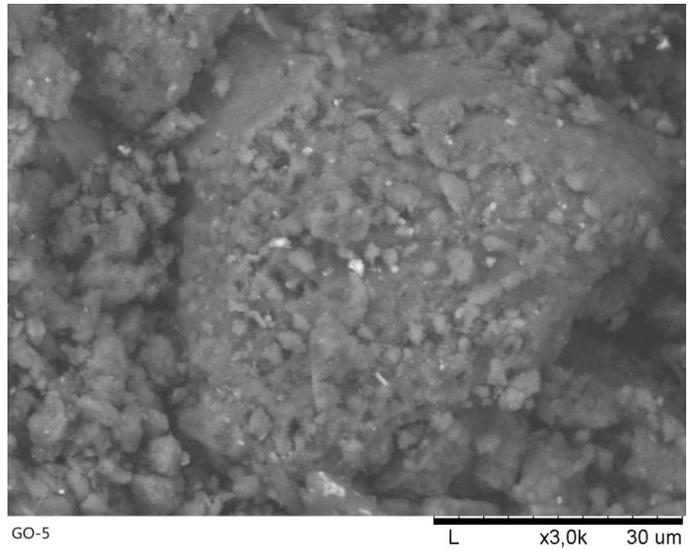


Figura 49 - Microfotografia da amostra PE-1 aumentada em 3000x

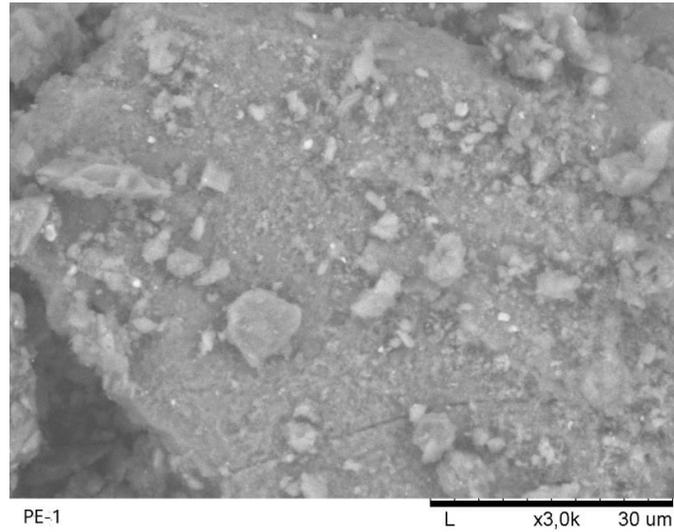
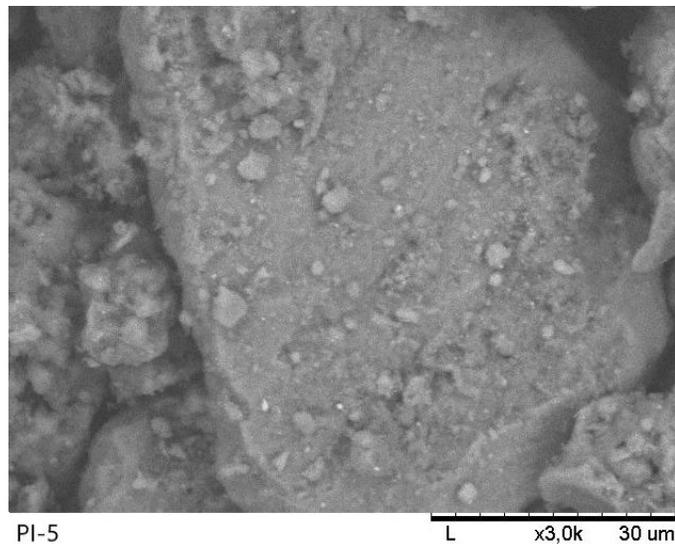


Figura 50 - Microfotografia da amostra PI-5 aumentada em 3000x



A análise das fotografias microscópicas sugere que todas as amostras apresentaram gênese laterítica, onde foram encontrados padrões que demonstram a presença de cimentação entre suas partículas e demais características já apresentadas. As outras doze microfotografias correspondentes ao restante das amostras encontram-se no Anexo A.

Para todos os ensaios de microscopia eletrônica de varredura, foi utilizada a técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS) para identificação da composição química das amostras. A seguir (Figura 51) é mostrado o gráfico obtido para a amostra GO-2 o qual indica os possíveis elementos constituintes do solo. Já a Tabela 11 exibe um resumo das porcentagens dos elementos que compõem os solos analisados. Todos os gráficos obtidos pela técnica EDS encontram-se no Anexo B.

Através da Tabela 11 é possível identificar quais solos denotam, dentre outros elementos, predominância de Fe e/ou Al em sua composição, indicando características de solos lateríticos, sendo que é na fase de laterização dos solos tropicais que ocorre o acúmulo de óxidos e hidróxidos ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{TiO}_2$ ), ou seja, a presença de Titânio (Ti) na composição também pode indicar um solo em processo de laterização.

É válido ressaltar que devido ao fato do ensaio de EDS não indicar os constituintes minerais do solo, mas apenas os elementos químicos que compõem as amostras, são feitas inferências a respeito da combinação destes elementos.

Analisando a Tabela 11, é possível observar que:

- Houve predominância de O, Si e Al em quinze das dezesseis amostras. Para a amostra PB-3, a porcentagem de Al encontrada foi baixa quando comparada com as demais amostras;
- O elemento Al esteve presente em todas as amostras. Já o Fe esteve ausente nas seguintes amostras: GO-4, GO-5, GO-6, PI-1, PI-2 e PI-6. A maior porcentagem de Fe foi encontrada na amostra PE-1;
- O elemento Ti esteve presente em nove amostras, todas com baixos teores: GO-1, GO-2, GO-4, GO-5, PB-2, PI-1, PI-2, PI-4 e PI-5
- As amostras GO-2, GO-3, GO-4, GO-5, GO-6 e PI-3 apontaram para a presença de potássio (K) em baixo teor;
- A amostra PI-1 foi a única que constatou a presença de carbono (C);
- A amostra PB-1 foi a única com presença de cálcio (Ca);
- A amostra GO-4 foi a única que apresentou índio (In) e ouro (Au);
- A amostra PB-3 foi a única que apontou para a presença de rubídio (Rb) e bário (Ba).

Figura 51 - EDS da amostra GO-2

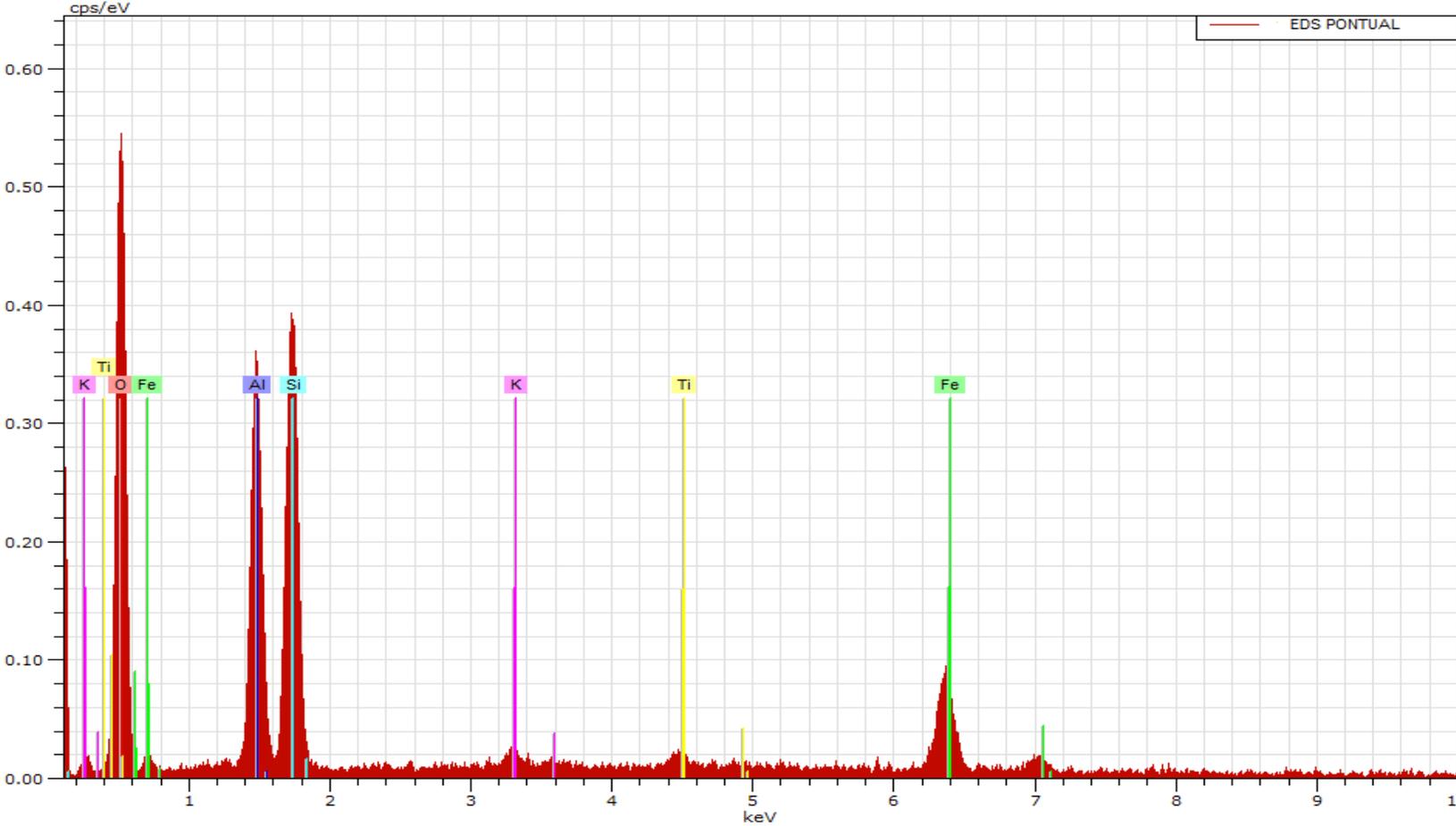


Tabela 11 - Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos constituintes

Amostras	Elementos (%)											
	O	Si	Al	Fe	Ti	C	K	Ca	In	Au	Rb	Ba
GO-1	66,99	12,57	15,51	4,09	0,83	-	-	-	-	-	-	-
GO-2	60,56	19,01	14,02	5,01	0,82	-	0,59	-	-	-	-	-
GO-3	62,28	19,45	15,18	1,98	-	-	1,11	-	-	-	-	-
GO-4	65,07	14,92	17,42	-	0,68	-	0,73	-	0,88	0,31	-	-
GO-5	75,05	7,83	14,72	-	1,10	-	1,30	-	-	-	-	-
GO-6	71,69	17,31	10,13	-	-	-	0,87	-	-	-	-	-
PB-1	58,96	19,76	17,08	1,97	-	-	-	2,23	-	-	-	-
PB-2	66,18	17,23	13,07	2,72	0,81	-	-	-	-	-	-	-
PB-3	77,23	17,41	1,62	1,74	-	-	-	-	-	-	1,69	0,31
PE-1	53,89	19,11	20,76	6,24	-	-	-	-	-	-	-	-
PI-1	62,59	9,27	18,60	-	2,05	7,49	-	-	-	-	-	-
PI-2	67,58	14,66	17,34	-	0,42	-	-	-	-	-	-	-
PI-3	70,74	17,50	9,93	1,36	-	-	0,47	-	-	-	-	-
PI-4	69,62	14,39	12,72	2,78	0,49	-	-	-	-	-	-	-
PI-5	62,11	22,73	12,18	2,18	0,79	-	-	-	-	-	-	-
PI-6	63,94	26,31	9,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Um fator importante é que, segundo Nogami & Villibor (1995), os solos tropicais em geral são constituídos de silicatos de alumínio hidratados, podendo conter pequena quantidade de elementos alcalinos (K, Na, Li) e alcalinos terrosos (Ca e Mg, principalmente), além disso, o alumínio pode ser total ou parcialmente substituído por Fe ou Mg. Dessa maneira, através do ensaio de EDS não é possível “cravar” quais solos são lateríticos e quais não são lateríticos.

Portanto, em um perfil laterítico, há ampla variação na composição mineralógica em seus horizontes, resultando na formação de depósitos de origem supergênica (Al, Fe, caulim, Ni, Mn, Au, Pt, Ti, P). A mobilidade geoquímica dos elementos no processo de formação de perfil laterítico reflete as condições ambientais de exposição e a composição química da rocha. O comportamento dos elementos e compostos químicos apresenta uma variação de padrão nos horizontes da base para o topo, quando comparado com a rocha-mãe (COSTA, 2007).

Na base do perfil, concentram-se os teores de Ba, ETR, Co, Cu, Mo, Ni e Sr associados aos oxi-hidróxidos Fe e Al, argilominerais de estrutura atômica tipo 2:1 (grupo da montmorilonita ou illita). Na zonas de transição, ocorre o aumento dos teores de Au e de V, Mo, As, Hg, Cu, Ni, Cr e Mn em goethita e hematita, por fim, na crosta laterítica e latossolo ocorre aumento nos teores de P, Sr, Ba, ETR, Y, Sc, U aos fosfatos e também associados a goethita e hematita e Al associado a gibssita e caulinita (ANAND; PAINE, 2002; COSTA, 2007). Este tipo de estudo tem grande relevância na compreensão da evolução do perfil laterítico de uma determinada área e pela facilidade em encontrar material geológico disponível, geralmente aflorante (COSTA, 1997).

#### 4.1.2 Ensaio de difração de raios-x (DRX) e fluorescência de raios-x (FRX)

A análise dos resultados dos ensaios de difração de raios-x permite identificar os argilominerais que constituem a fração fina da amostra, separando-os segundo grupos: caulinitas, ilitas ou esmectitas. Entretanto, não permite a diferenciação dos componentes de cada um destes grupos.

Os picos presentes nos difratogramas dos 16 (dezesesseis) solos estudados indicaram a presença da caulinita como argilomineral exclusivo em 15 (quinze) deles. Apenas para o solo PE-1, observou-se também a presença de montmorilonita, porém com a caulinita como argilomineral predominante, conforme mostra a Figura 52. Em solos menos intemperizados, podem se fazer presentes minerais primários e argilominerais 2:1 como as ilitas e as esmectitas.

As Figuras 53 a 55 mostram alguns resultados, obtidos dos ensaios de DRX, que representam em um aspecto geral o que foi encontrado em todas as amostras analisadas. O difratogramas dos demais solos encontram-se no Anexo C. Constatou-se a presença, na fração argila desses solos, de minerais como: gibbsita, hematita, goethita, magnetita e óxidos de ferro e alumínio mal cristalizados. Estas constatações corroboram com Nogami & Villibor (1995), que afirmam que os solos lateríticos caracterizam-se por conter óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, e que o argilomineral geralmente presente é a caulinita, podendo ainda serem encontrados outros membros do grupo caulinita, como a halosita e a nacrita.

Figura 52 - Difratograma de raios-x da amostra PE-1

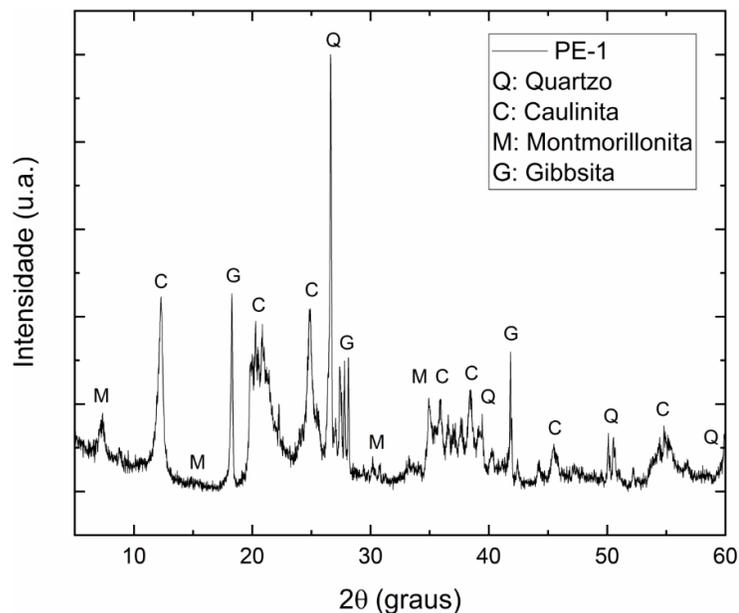


Figura 53 - Difratoograma de raios-x da amostra GO-1

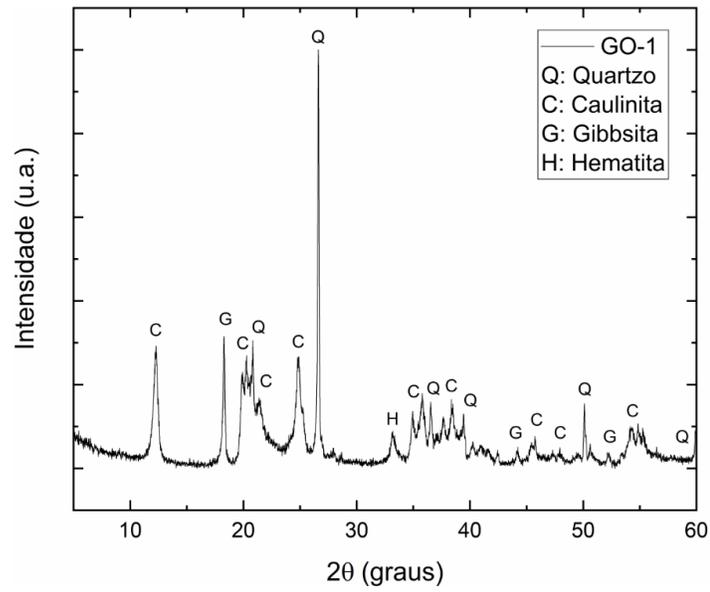


Figura 54 - Difratoograma de raios-x da amostra PB-2

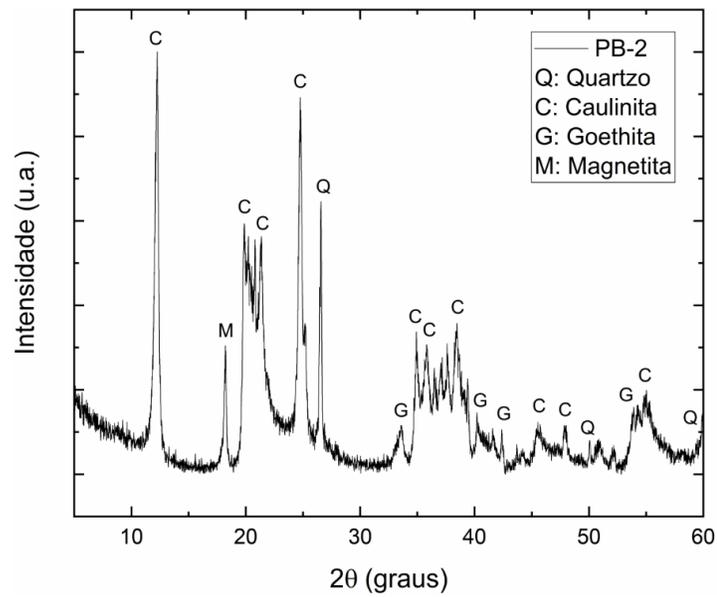
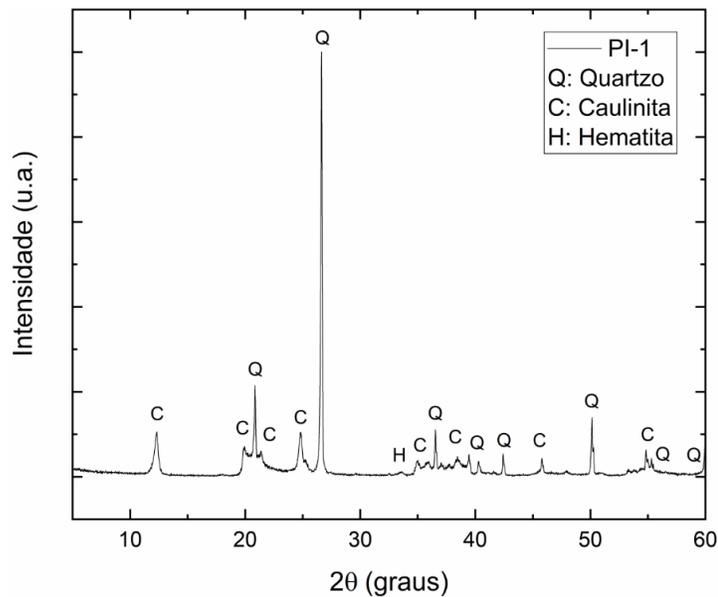


Figura 55 - Difratoograma de raios-x da amostra PI-1



Através dos resultados da análise química quantitativa das amostras de solo obtidos pelo ensaio de fluorescência de raios-x (FRX), foi possível verificar o teor de cada óxido e elemento químico presente nas amostras, tanto para minerais primários quanto aos secundários, como pode-se observar na Tabela 12, a qual mostra a distribuição percentual dos elementos químicos.

Vê-se que os elementos Si, Al e Fe, considerados os constituintes básicos do processo de laterização, são em realidade os que apresentaram os maiores percentuais na composição das amostras estudadas. Como era de se esperar, outros elementos tais como Mg, K, Ca e Mn, representaram uma parcela mínima na composição dos solos. Isto se deve ao fato de a própria gênese e formação propiciar a deposição de alguns elementos como Al e Fe, a lixiviação do Si e manter resíduos de outros componentes resultantes do intemperismo da rocha de origem. Além disso, percebe-se que os ensaios realizados de FRX conseguiram identificar elementos que não constaram nos resultados de EDS, como por exemplo o elemento Ti, que esteve presente em todas amostras de acordo com os resultados de FRX. O que pode explicar tal inconsistência é o fato de terem sido realizadas, para a técnica EDS, análises pontuais nas partículas das amostras, não detectando, desta forma, elementos que seriam identificados caso fosse feito um mapeamento químico mais geral.

Pelos resultados obtidos de FRX, constatou-se a presença significativa de óxidos de alumínio e ferro ( $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) e da sílica ( $\text{SiO}_2$ ), onde esses três compostos representaram, em média, aproximadamente 86% dos óxidos presentes nas amostras estudadas.

Tabela 12 - Análise química das amostras de solo

Amostras	Compostos (%)								
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	MgO	K <sub>2</sub> O	CaO	MnO	Outros
GO-1	36,61	38,56	8,81	1,25	-	-	0,06	-	14,14
GO-2	56,99	19,20	5,97	1,29	0,62	0,53	0,11	-	14,92
GO-3	54,43	27,74	3,68	1,24	0,98	1,83	-	0,02	9,73
GO-4	53,10	28,44	5,35	1,30	0,55	1,69	0,05	0,02	9,22
GO-5	38,37	39,24	7,39	2,14	0,37	0,83	0,26	-	11,20
GO-6	51,42	29,96	2,75	1,09	0,57	1,93	-	0,03	11,55
PB-1	45,60	34,21	4,76	0,99	1,00	0,19	4,20	-	8,86
PB-2	42,29	41,09	6,48	1,98	-	-	-	-	7,71
PB-3	34,23	37,69	13,51	3,74	-	0,10	0,13	0,02	10,27
PE-1	41,25	36,60	6,99	1,04	1,22	1,36	-	0,03	11,23
PI-1	54,05	30,83	4,05	1,61	-	-	0,10	0,03	9,01
PI-2	54,09	34,11	2,42	1,17	-	0,14	-	-	7,99
PI-3	61,82	21,99	2,00	0,78	0,73	0,54	-	-	11,88
PI-4	58,08	23,17	4,51	1,03	0,59	-	-	-	12,38
PI-5	55,33	25,97	3,53	1,12	0,71	-	0,04	-	13,00
PI-6	63,49	18,10	3,08	0,86	0,57	0,32	0,11	-	13,08

Portanto, ao efetuar a correlação entre os dados apresentados na Tabela 12 e os resultados dos ensaios de DRX, entende-se que a sílica está intrinsecamente ligada a ocorrência de quartzo na análise de DRX, bem como os silicatos e a caulinita são influenciados pela alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Do mesmo modo, é relevante mencionar que a ocorrência de minerais como gibbsita, hematita, goethita e magnetita, é influenciada pela concentração de ferro e alumínio, que então determinam as frações de coloração amarelada e avermelhada em solos lateríticos.

Segundo Kampfi & Cury (2000), a principal forma de ocorrência dos óxidos de ferro nos solos tropicais se deve à alguns dos minerais cristalinos, principalmente hematita e goethita, e à formas mal cristalizadas como a ferrihidrita.

Os óxidos de ferro estão intimamente vinculados aos fenômenos de estruturação e agregação do solo. Sua associação com a caulinita e, algumas vezes com a gibbsita em solos lateríticos brasileiros, proporciona uma estrutura em que as partículas de argila estão altamente agregadas, podendo se comportar como partículas de areia (FONTES, 1992). A participação dos óxidos de ferro na constituição de um solo pode conferir, portanto, propriedades físicas desejáveis de maior permeabilidade à água e maior resistência à erosão, comparado a outros solos de mineralogia similar, mas com menores teores desses minerais. Esses mesmos óxidos ainda influenciam outras propriedades do solo, como a cor e a retenção de íons (ALVES, 2002).

A gibbsita representa quase que exclusivamente o único óxido de alumínio cristalino presente em solos das regiões tropicais e está íntima e diretamente associada à intensidade do intemperismo. Também pode ser encontrada

em solos mais jovens devido à possibilidade de vir a ser um dos primeiros produtos formados a partir do intemperismo dos feldspatos. (NETTO, 1996). Além disso, sendo a gibbsita bem reativa à cal hidratada, e ocorrendo em alguns solos com fração significativa, tem-se a perspectiva de uso alternativo destes solos estabilizados quimicamente com a cal em projetos com maior volume de tráfego.

Vale salientar que embora a composição mineralógica predominante nos solos tropicais possa ser considerada simples, variações que podem ocorrer dentro e entre os grupos de minerais quanto ao tamanho de partículas e superfície específica, faces expostas, graus de substituição isomórfica e cristalinidade podem proporcionar grande variabilidade ao comportamento desses solos dentro de uma mesma classe.

A Tabela 13 resume todos os resultados obtidos nesta etapa de identificação do caráter laterítico das amostras, onde é apresentada a gênese dos solos estudados, inferida através dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com a técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS), difração de raios-x (DRX) e fluorescência de raios-x (FRX). Examinando a referida tabela, verifica-se que todas as amostras exibiram características lateríticas, utilizando como base os resultados obtidos das diferentes análises supracitadas.

Portanto, a confirmação da gênese laterítica dos solos permitirá aplicá-los na metodologia de classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010), objeto de estudo desta pesquisa, já que as informações sobre a composição química e a gênese dos solos lateríticos constituem as bases fundamentais dessa classificação.

Tabela 13 - Identificação do caráter laterítico ou não laterítico das amostras

Amostras	Mineralogia			Característica inferida a partir da DRX	Característica inferida a partir da FRX	Característica inferida a partir da MEV	Concordância entre os resultados
	Argilominerais	Óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio					
GO-1	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
GO-2	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
GO-3	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
GO-4	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
GO-5	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
GO-6	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PB-1	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PB-2	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PB-3	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PE-1	Caulinita (predominante) e Montmorilonita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PI-1	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PI-2	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PI-3	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PI-4	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PI-5	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total
PI-6	Caulinita	Sim		Laterítico	Laterítico	Laterítico	Total

## 4.2 Caracterização das amostras

Um dos objetivos principais de se caracterizar um solo está associado ao enquadramento em uma classe de comportamento geotécnico. Esta classe pode servir como parâmetro de comportamento para um determinado tipo de solo, onde é possível representar ou ainda “estimar” o seu comportamento no campo e na obra, ou simplesmente facilitar a compreensão em relação aos materiais em geral.

Para a classificação geotécnica são adotados alguns sistemas tradicionalmente utilizados no meio geotécnico da engenharia civil, em que se utilizam resultados de ensaios de laboratório para a obtenção de índices a serem considerados na identificação de determinada classe.

Foram realizados os ensaios de granulometria por peneiramento e de limites de Atterberg, todos realizados segundo procedimentos tradicionalmente utilizados no meio técnico e atendendo as normas brasileiras já citadas no Capítulo 3.

Os resultados obtidos nestes ensaios são mostrados na Tabela 14, onde são destacados os percentuais correspondentes às frações de pedregulho, areia, silte e argila, e a classificação HRB de cada uma das amostras. Nas Figuras 56 e 57 constam as curvas granulométricas dos solos estudados.

Observando a Tabela 14, sete amostras apresentaram predominância da fração pedregulho (GO-3, GO-4, GO-5, GO-6, PB-3, PI-5 e PI-6), três amostras apontaram para a predominância da fração silte/argila (GO-1, PE-1 e PI-3) e três solos são compostos predominantemente pela fração areia (PB-1, PB2 e PI-2). Para também três solos não foi possível encontrar predominância de nenhuma fração granulométrica, onde as amostras GO-2 e PI-4 mostraram serem solos bem graduados com percentuais bem distribuídos entre as três frações e, por fim, a amostra PI-1 com irrisório percentual de pedregulho e quantidade considerável de areia e silte/argila.

De posse da classificação das amostras segundo a metodologia HRB, verificou-se predominância de amostras pertencentes ao grupo A-2, com dez amostras enquadradas nesse grupo. Em seguida, duas amostras do grupo A-1, duas amostras do grupo A-4 e duas amostras do grupo A-7. Avaliando o procedimento de análise utilizado pelo sistema classificatório HRB e os resultados obtidos para os solos, é possível constatar alguns fatos importantes.

O grupo A-2, correspondente a mais de 60% das amostras, englobou solos com características granulométricas completamente distintas. Como exemplo, pode-se citar as amostras GO-5 e GO-6, marcadamente pedregulhosas, e as amostras PB-1 e PB-2 que são predominantemente compostas pela fração areia. Ademais, as proporções entre as frações granulométricas variam bastante de um solo para outro, apesar da identificação de predominância de uma determinada fração. Assim, não basta apenas classificar granulometricamente, é necessário detectar particularidades inerentes à composição do solo como um todo, principalmente no que diz respeito aos solos lateríticos. Portanto, a metodologia HRB atribui peso classificatório excessivo à granulometria, desprezando a contribuição das outras frações na constituição da estrutura geral dos solos.

Figura 56 - Curvas granulométricas das amostras GO-1 a GO-6, PB-1 a PB-3

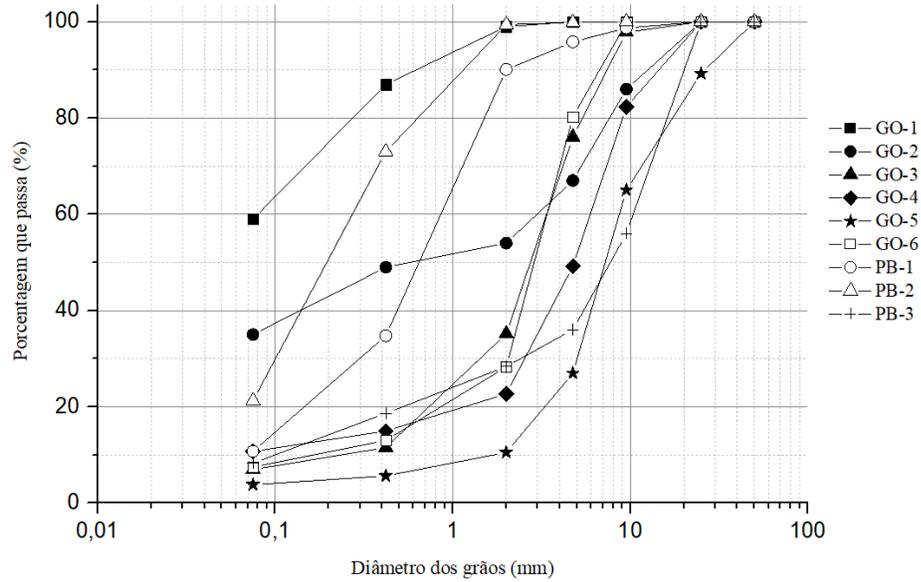


Figura 57 - Curvas granulométricas das amostras PE-1, PI-1 a PI-6

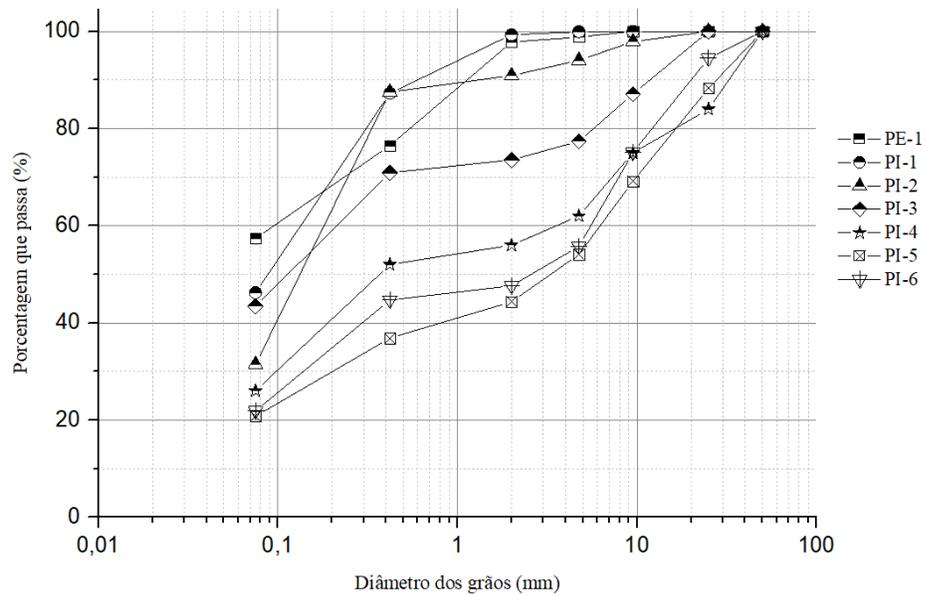


Tabela 14 - Resultados dos ensaios de caracterização dos solos

Amostra	Percentual que passa (%)							Frações granulométricas (%)			LL (%)	IP (%)	IG	Grupo HRB
	2" (50,0 mm)	1" (25,0 mm)	3/8" (9,5 mm)	#4 (4,75 mm)	#10 (2,00 mm)	#40 (0,425 mm)	#200 (0,075 mm)	Pedregulho	Areia	Silte/Argila				
<b>GO-1</b>	100,00	100,00	100,00	100,00	99,00	87,00	59,00	1,00	40,00	59,00	47	12	7	A-7-5
<b>GO-2</b>	100,00	100,00	86,00	67,00	54,00	49,00	35,00	46,00	19,00	35,00	27	NP	0	A-2-4
<b>GO-3</b>	100,00	100,00	97,82	76,08	35,18	11,53	6,96	64,82	28,22	6,96	36	10	0	A-2-4
<b>GO-4</b>	100,00	100,00	82,33	49,20	22,67	14,96	10,73	77,33	11,94	10,73	27	6	0	A-1-a
<b>GO-5</b>	100,00	89,23	65,04	26,97	10,50	5,63	3,80	89,50	6,70	3,80	33	13	0	A-2-6
<b>GO-6</b>	100,00	100,00	99,80	80,23	28,30	13,00	7,48	71,70	20,82	7,48	32	9	0	A-2-4
<b>PB-1</b>	100,00	100,00	98,71	95,78	90,09	34,76	10,71	9,91	79,38	10,71	NL	NP	0	A-2-4
<b>PB-2</b>	100,00	100,00	100,00	99,85	99,41	73,03	21,24	0,59	78,17	21,24	NL	NP	0	A-2-4
<b>PB-3</b>	100,00	100,00	55,99	36,02	28,37	18,61	8,27	71,63	20,10	8,27	NL	NP	0	A-1-a
<b>PE-1</b>	100,00	100,00	100,00	98,86	97,78	76,52	57,39	2,22	40,40	57,39	42	13	6	A-7-6
<b>PI-1</b>	100,00	100,00	100,00	99,92	99,31	87,27	46,23	0,69	53,09	46,23	26	3	3	A-4
<b>PI-2</b>	100,00	100,00	97,89	94,03	90,91	87,50	31,49	9,09	59,42	31,49	NL	NP	0	A-2-4
<b>PI-3</b>	100,00	100,00	87,10	77,37	73,54	70,88	43,42	26,46	30,12	43,42	NL	NP	2	A-4
<b>PI-4</b>	100,00	84,00	75,00	62,00	56,00	52,00	26,00	44,00	30,00	26,00	NL	NP	0	A-2-4
<b>PI-5</b>	100,00	88,28	69,14	54,09	44,36	36,84	20,78	55,64	23,58	20,78	NL	NP	0	A-2-4
<b>PI-6</b>	100,00	94,48	75,08	55,75	47,63	44,71	21,89	52,37	25,74	21,89	NL	NP	0	A-2-4

Já para a classificação de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010), a granulometria dos solos permite diferenciá-los em três grupos: solos lateríticos finos (SLF), solos lateríticos arenosos (SLA) e solos lateríticos pedregulhosos (SLP). Os solos lateríticos finos são aqueles que possuem material passante na peneira de abertura 80 µm superior a 30% em peso. As amostras com material passante inferior ou igual à 30% na peneira citada são os solos lateríticos granulares, divididos em solos lateríticos pedregulhosos (passante na peneira de abertura 2 mm inferior ou igual a 30%) e em solos lateríticos arenosos (passante na 2 mm superior a 30%). A Tabela 15 exhibe as amostras e seus respectivos grupos com base nas condições supracitadas.

Tabela 15 - Grupos classificatórios das amostras segundo a metodologia de Rodrigues *et al.* (2010)

Grupo	Percentual que passa (%)		Amostras
	#10 (2,00 mm)	#200 (0,075 mm)	
<b>Solos Lateríticos Finos (SLF)</b> 0,075 mm > 30%	99,00	59,00	<b>GO-1</b>
	54,00	35,00	<b>GO-2</b>
	97,78	57,39	<b>PE-1</b>
	99,31	46,23	<b>PI-1</b>
	90,91	31,49	<b>PI-2</b>
	73,54	43,42	<b>PI-3</b>
<b>Solos Lateríticos Arenosos (SLA)</b> 0,075 mm ≤ 30% 2,00 mm > 30%	35,18	6,96	<b>GO-3</b>
	90,09	10,71	<b>PB-1</b>
	99,41	21,24	<b>PB-2</b>
	56,00	26,00	<b>PI-4</b>
	44,36	20,78	<b>PI-5</b>
	47,63	21,89	<b>PI-6</b>
<b>Solos Lateríticos Pedregulhosos (SLP)</b> 0,075 mm ≤ 30% 2,00 mm ≤ 30%	22,67	10,73	<b>GO-4</b>
	10,50	3,80	<b>GO-5</b>
	28,30	7,48	<b>GO-6</b>
	28,37	8,27	<b>PB-3</b>

De maneira geral, os grupos de classificação conseguiram distinguir os solos com certa coerência em relação às suas frações granulométricas. Obviamente, algumas exceções podem ser citadas, como a presença das amostras GO-3, PI-5 e PI-6, que possuem certa predominância da fração pedregulhosa, no grupo dos solos lateríticos arenosos (SLA). Contudo, as próximas etapas consistem no prosseguimento do processo classificatório da metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010), onde os solos serão classificados buscando-se identificar e considerar as particularidades inerentes aos solos lateríticos e a contribuição das frações granulométricas na estrutura do solo como um todo, com vistas à aplicação em camadas de pavimentos.

O avanço na classificação dos solos se dá de formas diferentes nos três grupos. Para os solos lateríticos pedregulhosos tem-se a determinação dos coeficientes de fragmentabilidade (FR) e degradabilidade (DG). Para solos

lateríticos arenosos e finos, a atividade da fração fina é avaliada por meio do ensaio de adsorção de azul de metileno (VA). Especificamente para os solos lateríticos finos, a caracterização da fração fina do solo prossegue com a determinação do limite de contração (LC). Com relação aos solos lateríticos arenosos, a determinação do limite de contração dependerá do valor obtido para o coeficiente de friabilidade (FB). Para os três grupos da classificação tem-se a determinação da capacidade de suporte dos solos, avaliada pelo índice CBR.

Sendo assim, para melhor visualização e discussão, diante das diferenças na sequência lógica de classificação dos grupos, os resultados serão mostrados inicialmente para cada parâmetro de estado de forma separada. Posteriormente, os solos serão classificados com base nas determinações dos parâmetros. Por fim, serão mostrados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência dos solos que servirão para complementar a classificação em estudo.

### **4.3 Ensaios da classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010)**

Após a caracterização dos solos e definição dos grupos de classificação (SLF, SLA e SLP), avançou-se no processo classificatório com a realização dos demais ensaios: adsorção de azul de metileno, limite de contração, friabilidade das areias, fragmentabilidade, degradabilidade e índice CBR.

#### **4.3.1 Ensaio de adsorção de azul de metileno**

A fração argilosa presente nos solos é responsável, em grande parte, por seu comportamento. Não somente a quantidade, mas também as propriedades físico-químicas são importantes. Os ensaios classificatórios de mecânica dos solos, em geral, não levam em consideração as propriedades físico-químicas dos solos.

Portanto, o ensaio de adsorção de azul de metileno surge como alternativa para avaliar as propriedades supracitadas, onde, segundo o LCPC (1979), é possível também qualificar o grau de poluição de areias e de materiais granulares pelas argilas, assim como a argilosidade de solos dentro do domínio da geotecnia, em função do consumo de corante ou da superfície específica do material analisado, que é determinada indiretamente por este processo.

A aplicação do ensaio de adsorção de azul de metileno na metodologia de classificação de Rodrigues *et al.* (2010) é condicionada aos respectivos grupos classificatórios, onde apenas para os solos lateríticos finos (SLF) e arenosos (SLA) o ensaio é empregado. O valor de azul (VA), neste trabalho, é definido como a quantidade de solução padronizada de azul de metileno consumida por 100 g de solo.

A Figura 58 exibe os valores de azul de metileno encontrados para as amostras de solos lateríticos finos (GO-1, GO-2, PE-1, PI-1, PI-2 e PI-3) e solos lateríticos arenosos (GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6).

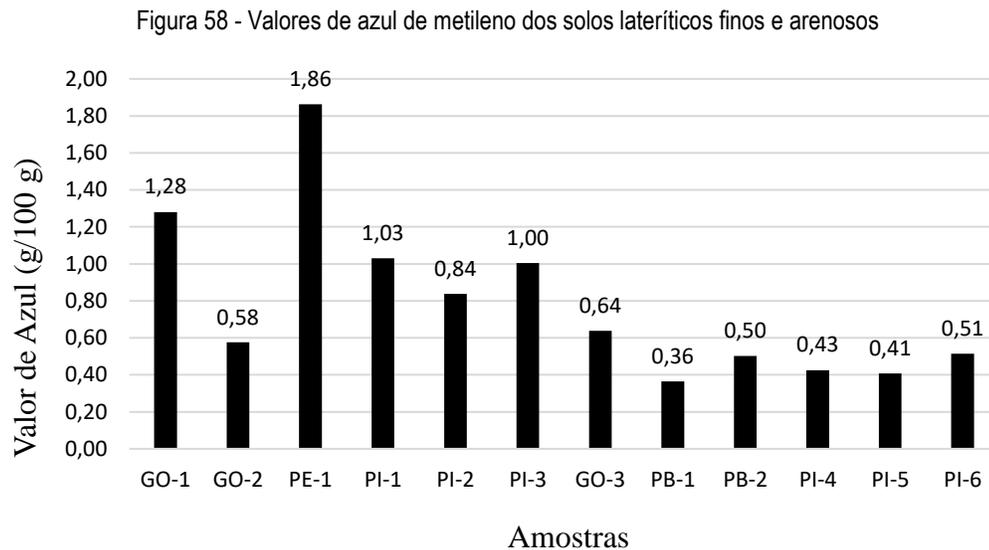
A amostra PE-1 foi a que apresentou o maior valor de azul de metileno, e uma das possíveis justificativas para tal fato consiste na presença do argilomineral montmorilonita no respectivo solo, caracterizado por possuir alta atividade e alto valor de superfície específica, favorecendo um maior consumo do corante.

A média dos valores de azul de metileno obtidos para os solos lateríticos finos foi de 1,10 g/100 g de solo, enquanto que para os solos lateríticos arenosos foi de 0,48 g/100 g de solo. Estes números confirmam que as amostras

finas apresentaram maior argilosidade quando comparadas às amostras arenosas. Além disso, de uma maneira geral, os valores de azul mostraram que os solos estudados apresentaram baixa atividade, e isto é uma característica intrínseca aos solos lateríticos, que possuem como argilomineral predominante ou exclusivo a caulinita, reconhecida por possuir baixa superfície específica. Ademais, solos com óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio adsorvem menor quantidade de corante (CASANOVA, 1986).

A norma NF P 11-300, que trata da classificação de solos que podem ser utilizados na construção de aterros e em camadas de reforço do subleito de pavimentos rodoviários, destaca algumas peculiaridades baseadas no valor do azul de metileno (VA), segundo o procedimento de ensaio descrito na norma francesa NF P94-068, dos materiais:

- 0,1: limite abaixo do qual o solo pode ser considerado insensível à água;
- 0,2: limite acima do qual a sensibilidade à água começa a aparecer;
- 1,5: limite que distingue os solos arenosos-siltosos dos solos arenosos-argilosos;
- 2,5: limite que distingue os solos siltosos de baixa plasticidade dos solos siltosos de média plasticidade;
- 6: limite que distingue os solos siltosos dos solos argilosos;
- 8: limite que distingue os solos argilosos dos solos muito argilosos.



Na classificação de Rodrigues *et al.* (2010), o limite de valor de azul que distingue os solos arenosos-siltosos dos solos arenosos-argilosos também é de 1,5 g/ 100 g. Já para o limite que distingue os solos siltosos dos solos argilosos, esse valor é 3 g/ 100 g.

Ao comparar os resultados do azul de metileno dos solos da presente pesquisa e os limites supracitados, vê-se que todas as amostras tenderam a manifestar sensibilidade à água. A noção de sensibilidade, para a norma NF P 11-300, possui restritividade em relação ao seu sentido, já que não existem solos totalmente insensíveis à água. O seu conceito deve ser entendido como a maior ou menor variação da capacidade de carga de um solo dada a variação do seu teor de umidade (devido, por exemplo, à exposição a agentes meteorológicos). Ademais, diz-se que um solo é

tanto mais sensível à água quanto maior for a perda da capacidade de suporte para um pequeno aumento do seu teor de umidade, e vice-versa.

Nenhum solo ultrapassou o limite de 2,5 g/ 100 g para o valor do azul de metileno, ou seja, todas as amostras possuem baixa plasticidade de acordo com o critério da norma. Esta constatação entra em discordância com os resultados de índice de plasticidade (IP) de três amostras: GO-1, GO-5, PE-1. Como mostra a Tabela 14, a amostra GO-1, com IP igual a 18%, apresentou alta plasticidade, já as amostras GO-5 e PE-1, com índices de plasticidade iguais a 13%, se configuram como medianamente plásticas. Tal divergência pode ser explicada pela grande variabilidade dos valores de IP, principalmente para os solos lateríticos. Este tipo de solo possui tendência a apresentar aumento de plasticidade com o grau de mistura ou moldagem da amostra, antes do ensaio. Também é válido ressaltar que o procedimento de ensaio para a determinação dos limites de Atterberg possui forte dependência do operador, dificultando ainda mais a reprodutibilidade dos resultados.

Como já dito, o ensaio de azul de metileno consiste em determinar a capacidade de adsorção iônica de um solo medindo a quantidade de corante necessária para cobrir, com uma camada monomolecular, a superfície total (interna e externa) de todas as partículas de argila. Segundo Tran (1980), quantidade de azul de metileno adsorvida corresponde à superfície que a fração fina ativa do solo tende a desenvolver. Portanto, quanto maior a quantidade de argila e quanto mais esta argila for ativa, ou seja, com uma superfície específica alta e muito carregada, maior tenderá ser a quantidade de azul de metileno adsorvida pelo material. Sendo assim, a Tabela 16 exibe os valores das superfícies específicas encontradas para as amostras de acordo com o valor de azul (VA), seguindo a equação proposta por Gaillabaud & Cinot (1982) citada no Capítulo 2. A Tabela 17, por sua vez, apresenta os valores de referência para a superfície específica conforme o tipo de argila, segundo o LCPC (1979).

Tabela 16 - Valores da superfície específica obtidos das amostras

<b>Amostras</b>	<b>Valor de Azul (g/100g)</b>	<b>Superfície específica (m<sup>2</sup>/g)</b>
<b>GO-1</b>	1,28	26,75
<b>GO-2</b>	0,58	12,12
<b>PE-1</b>	1,86	38,87
<b>PI-1</b>	1,03	21,53
<b>PI-2</b>	0,84	17,56
<b>PI-3</b>	1,00	20,90
<b>GO-3</b>	0,64	13,38
<b>PB-1</b>	0,36	7,52
<b>PB-2</b>	0,50	10,45
<b>PI-4</b>	0,43	8,99
<b>PI-5</b>	0,41	8,57
<b>PI-6</b>	0,51	10,66

Tabela 17 - Superfície específica de alguns argilominerais

<b>Tipo de Argila</b>	<b>Superfície Específica (m<sup>2</sup>/g)</b>
Montmorilonita	800
Vermiculita	200
Ilita	40-60
Caulinita	5-20

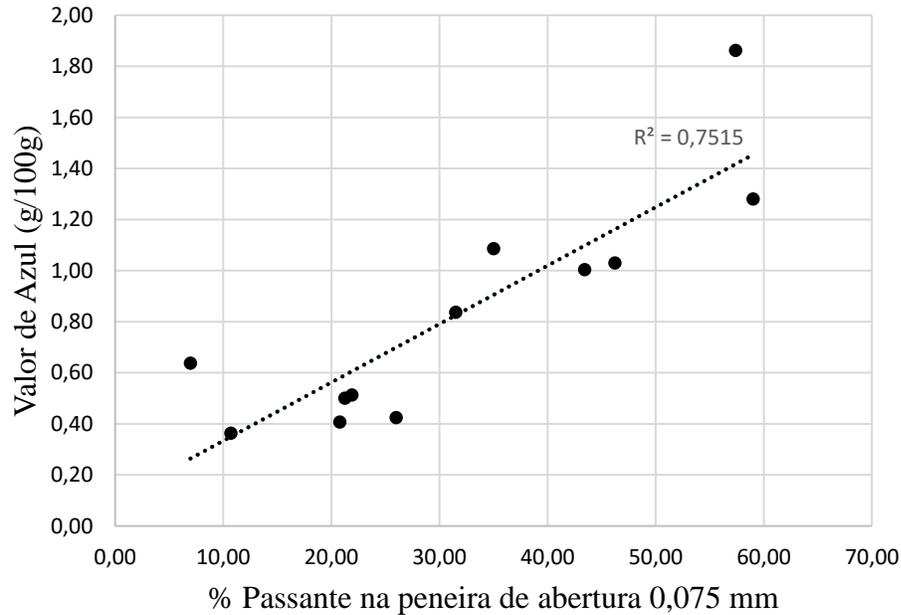
Fonte: Adaptado de LCPC (1979)

Pelos resultados mostrados na Tabela 16, nota-se que a superfície específica dos solos analisados possui baixo valor, indicando pouca atividade da fração fina das amostras. Examinando a Tabela 17, a faixa de valores que melhor se encaixa às medidas de superfície específica obtidas é a correspondente ao argilomineral caulinita, mostrando que os solos possuem uma alta porcentagem deste argilomineral. Os resultados de DRX, já mencionados anteriormente, comprovam esta afirmação.

Apenas para a amostra PE-1 encontrou-se um valor de superfície específica além do esperado para solos que possuem a caulinita como argilomineral predominante ou exclusivo, como é o caso dos solos lateríticos. Mais uma vez, este fato recai para a presença da montmorilonita nesta amostra, argilomineral com superfície específica e atividade altas. Contudo, a magnitude da medida de superfície específica encontrada para este solo indica pequena porcentagem de montmorilonita, já que solos com alta presença deste argilomineral apresentam superfície específica em torno de 800 m<sup>2</sup>/g.

Sabendo-se que a superfície específica das argilas é preponderante em relação aos demais finos, existe uma correlação direta entre a quantidade de azul adsorvido pelas partículas de um solo e o seu teor de argila. Assim, quanto maior a quantidade de finos de uma amostra, maior tende a ser o seu teor de argila. A Figura 59 exibe a relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o valor de azul de metileno dos solos. O coeficiente de correlação de Pearson (R) foi de 0,87, apontando para uma forte associação linear entre as variáveis. Já o coeficiente de determinação (R<sup>2</sup>) da regressão linear foi de 0,75, assinalando um bom ajuste do modelo.

Figura 59 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o valor de azul de metileno



Segundo Autret & Lan (1983), valores de azul de metileno não têm boa correlação com o limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade. Desse modo, para averiguar tal observação, obteve-se as correlações entre os parâmetros supracitados dos solos lateríticos finos e arenosos. As Figuras 60, 61 e 62 expõem os resultados encontrados, que vão de acordo com o estudo de Autret & Lan (1983), com fracas associações lineares entre os valores de azul de metileno e os limites de liquidez, plasticidade e índices de plasticidade.

Figura 60 - Relação entre o limite de liquidez e o valor de azul de metileno

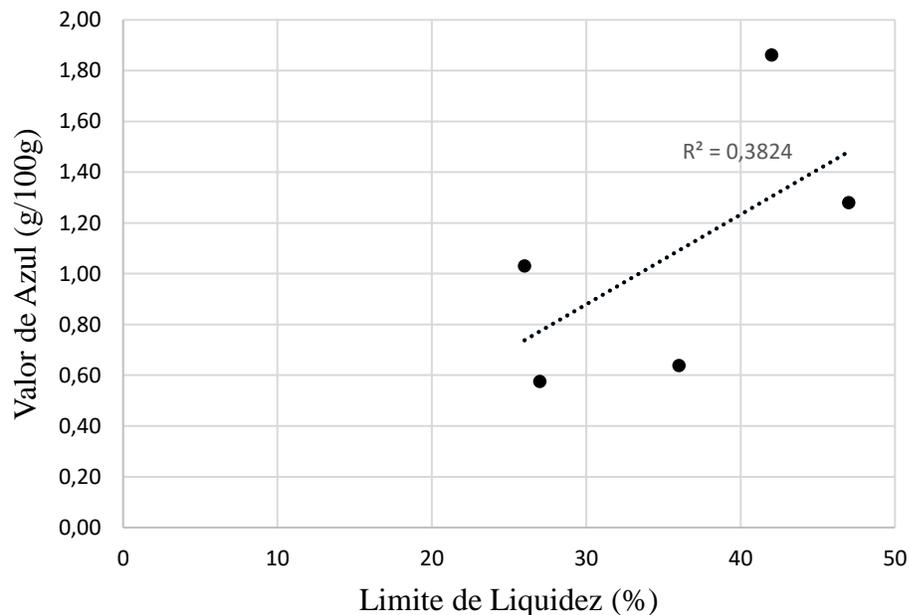


Figura 61 - Relação entre o limite de plasticidade e o valor de azul de metileno

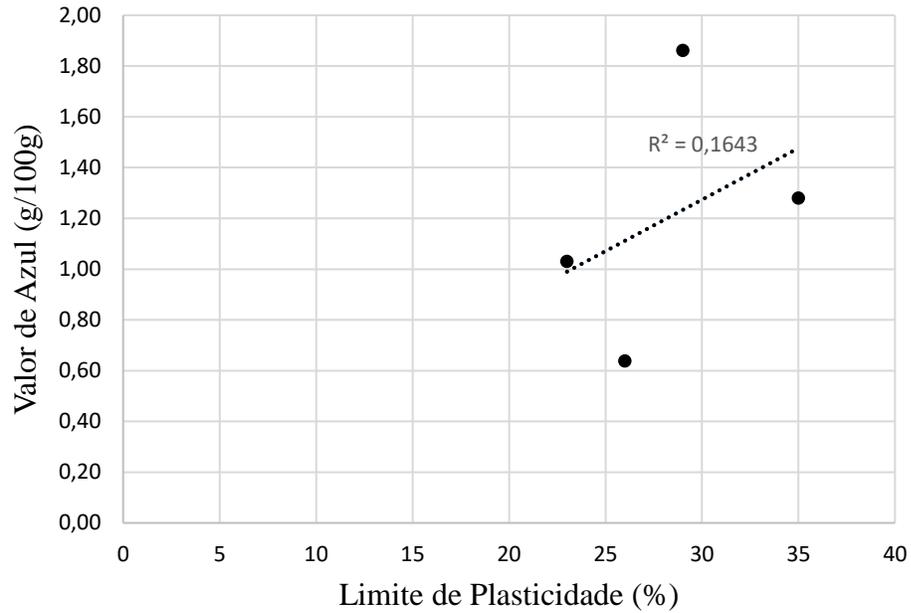
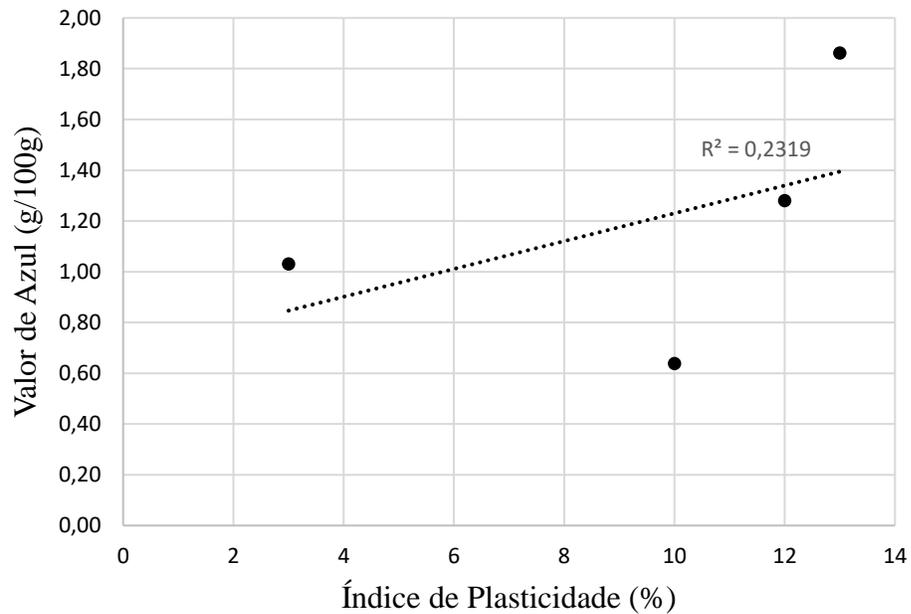


Figura 62 - Relação entre o índice de plasticidade e o valor de azul de metileno



#### 4.3.2 Ensaio de limite de contração

Nas regiões tropicais de clima quente e úmido, com períodos intercalados de chuvas e secas, não é rara a perda de umidade das camadas compactadas do pavimento, seja logo após a construção, seja na fase de utilização da rodovia. Nestas condições, tem-se observado que a umidade de equilíbrio dos solos está geralmente um pouco abaixo da umidade ótima na qual foi compactado. Assim, a presença de um solo contrátil pode fissurar ou trincar e,

dependendo das proporções, o trincamento se reflete na superfície de rolamento, causando não só o desconforto ao usuário, como o aparecimento de regiões mais fracas com consequente desprendimento de material ao longo do tempo e formação de buracos ou “panelas”.

Se, por um lado, o degelo nas regiões temperadas se configura como uma das situações que limita a escolha dos materiais, por outro, nas regiões tropicais, a secagem dos solos deveria ser uma condição importante a ser levada em conta na pavimentação. Esperar-se-ia, portanto, um grande rigor na limitação da contração nas regiões tropicais.

Foram determinados os limites de contração (Figura 63) dos solos lateríticos finos (GO-1, GO-2, PE-1, PI-1, PI-2 e PI-3) e dos solos lateríticos arenosos (GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6), como estabelece a classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010). O limite de contração é definido como sendo a umidade abaixo da qual o solo não sofre mais redução de volume ao perder umidade.

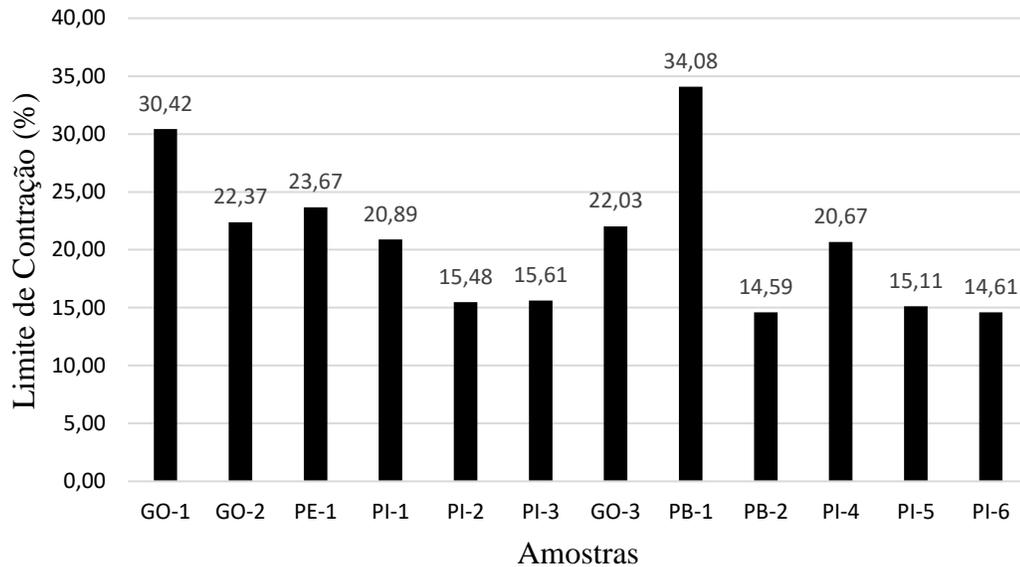
Um dos fatores que afetam a contração dos solos é a natureza mineralógica e físico-química dos argilominerais. Quanto maior a atividade do argilomineral, segundo conceituação de Skempton, maior a potencialidade à mudança de volume. Fiori & Carmignani (2011) afirmam que quanto menor for o valor do limite de contração, mais passível estará o solo à mudança de volume, já que menor será a quantidade de água para que se inicie a mudança de volume. Para as caulinitas puras, argilominerais pouco expansivos e pouco ativos, o intervalo de limite de contração gira em torno de 20 a 30% (JONG; WARKETIN, 1975). Ademais, a presença de agentes cimentantes, como acontece nos solos lateríticos, pode modificar os solos granulometricamente, aumentando o grau de agregação e diminuindo a porcentagem da fração argila e a contração do solo.

Pela Figura 63, constata-se que não foi possível identificar padrões de valores que diferenciem os solos finos dos arenosos, em que a média dos limites de contração para os solos lateríticos finos foi de 21,41% e para os solos lateríticos arenosos de 20,18%. São números condizentes com materiais que contêm argilominerais de pouca atividade, como é o caso da caulinita presente nos solos lateríticos. Contudo, destaque deve ser dado às amostras PI-2, PI-3, PB-2, PI-5 e PI-6, que apresentaram limites de contração em torno de 15%, um pouco inferior ao esperado para solos de baixa atividade. Alguns motivos podem estar associados a este baixo valor, sendo necessário um estudo mais aprofundado, já que o total de contração dos solos lateríticos depende, por exemplo, da porcentagem da fração argila no solo, da natureza dos seus constituintes, do grau de saturação e da resistência dos agregados. Vale dizer também que o procedimento de ensaio para a determinação do limite de contração promove o amolgamento da amostra e, conseqüentemente, mudanças na sua estrutura. Solos lateríticos amolgados são, em geral, menos porosos, pois ao serem trabalhados as ligações mais fracas entre agregados são rompidas, podendo intensificar a contração volumétrica do material.

De acordo com a metodologia de classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010), os solos lateríticos finos que apresentarem limite de contração inferior a 20% deverão passar por tratamento, seja ele granulométrico ou físico-químico, para amenizar a contratilidade do solo. Já para os solos lateríticos arenosos este limite é menos rigoroso, sendo de 15%. Assim, para fins de utilização em camadas de pavimentos, as amostras que necessitam de tratamento

são: PI-2, PI-3, PB-2 e PI-6.

Figura 63 - Valores dos limites de contração dos solos lateríticos finos e arenosos



Autret (1982), pesquisando solos tropicais lateríticos africanos para aplicação em obras viárias, procurou estabelecer relações simples entre a contração dos materiais e outras propriedades mais facilmente determináveis em laboratório. Segundo Autret (1982), não foram encontradas correlações convincentes entre o limite de contração e os parâmetros estudados: limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, porcentagem de partículas de dimensão inferior a 2  $\mu\text{m}$ , porcentagem de partículas de dimensão inferior a 80  $\mu\text{m}$ , valor de adsorção do azul de metileno, e coeficiente de atividade de Skempton. Constataram-se apenas tendências e, eventualmente, pode-se obter uma ordem de grandeza do limite de contração através do limite de plasticidade.

As Figuras 64 a 67 apresentam as relações entre o limite de contração e o limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e azul de metileno, respectivamente, das amostras analisadas no presente estudo. De fato, assim como encontrado por Autret (1982), não se obteve correlações satisfatórias entre os parâmetros. Apenas para o limite de plasticidade constatou-se uma forte relação linear com o limite de contração, onde o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) foi de 0,95.

Figura 64 - Relação entre o limite de liquidez e o limite de contração

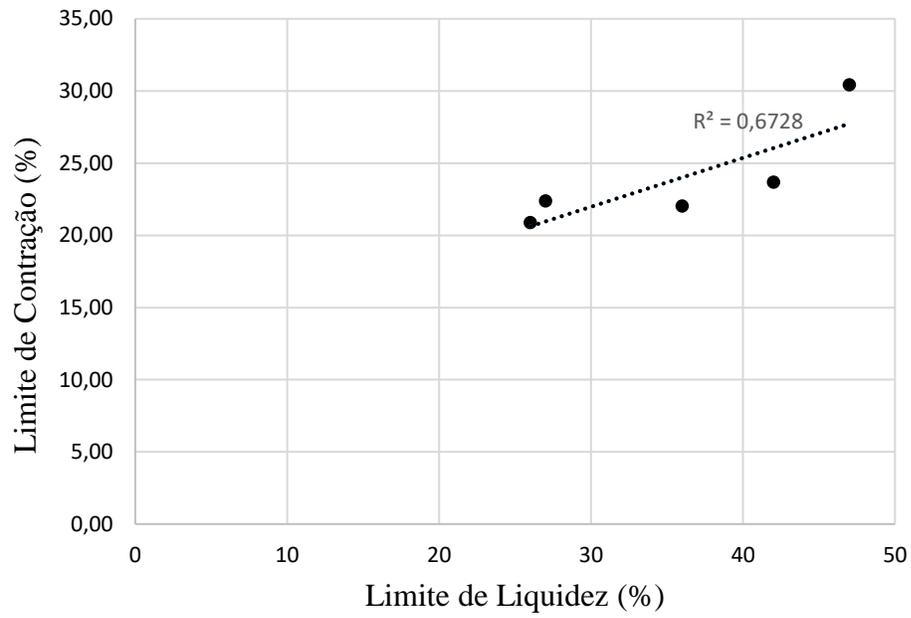


Figura 65 - Relação entre o limite de plasticidade e o limite de contração

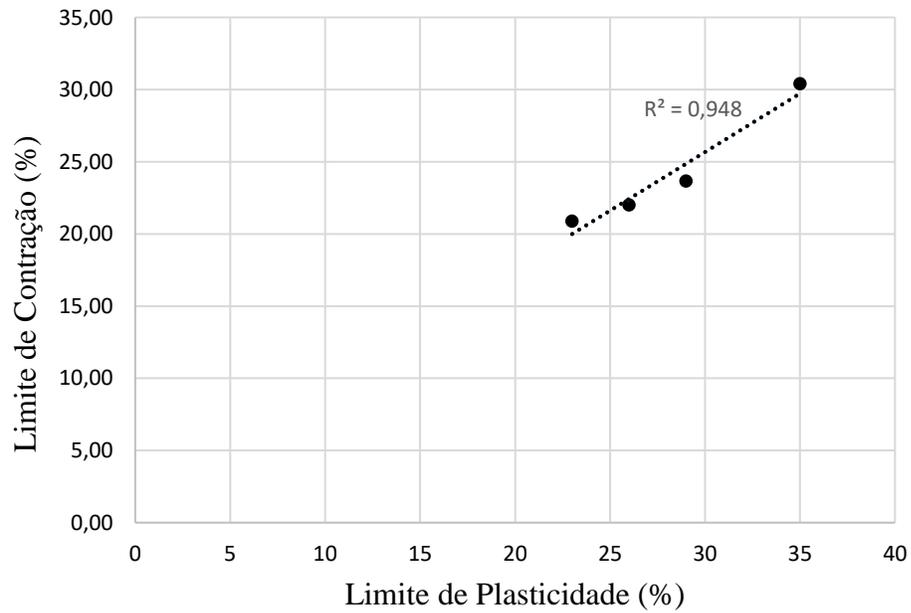


Figura 66 - Relação entre o índice de plasticidade e o limite de contração

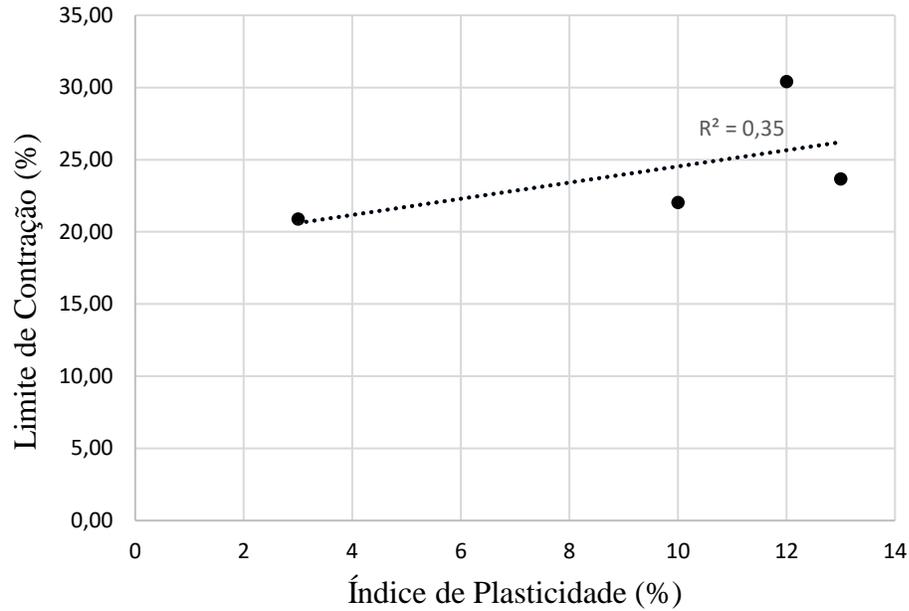
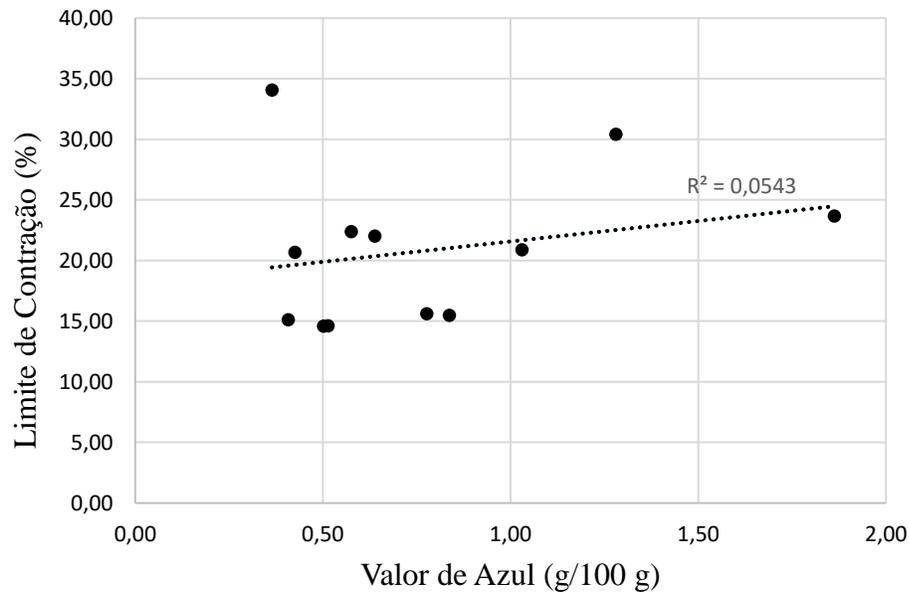


Figura 67 - Relação entre o valor de azul de metileno e o limite de contração



Já nas Figuras 68 e 69, têm-se as relações determinadas entre o limite de contração e as porcentagens de material passante nas peneiras de abertura 0,075 mm e 2,00 mm, respectivamente. Vê-se que os dois parâmetros granulométricos, importantes para classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010), não possuem correlação satisfatória com o limite de contração, já que os índices de determinação foram bastante baixos, 0,02 para o passante na 0,075 mm, e 0,09 para o passante na 2,00 mm.

Figura 68 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o limite de contração

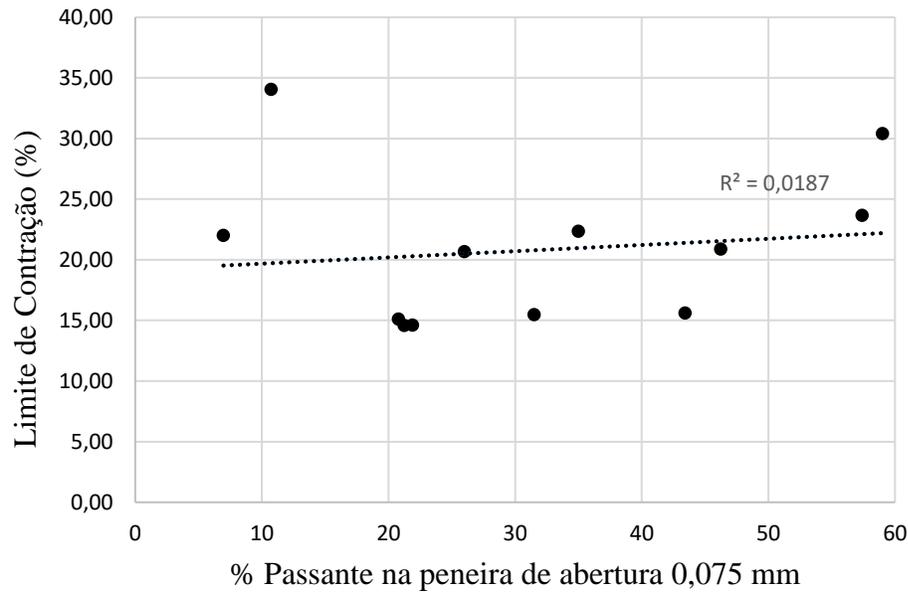
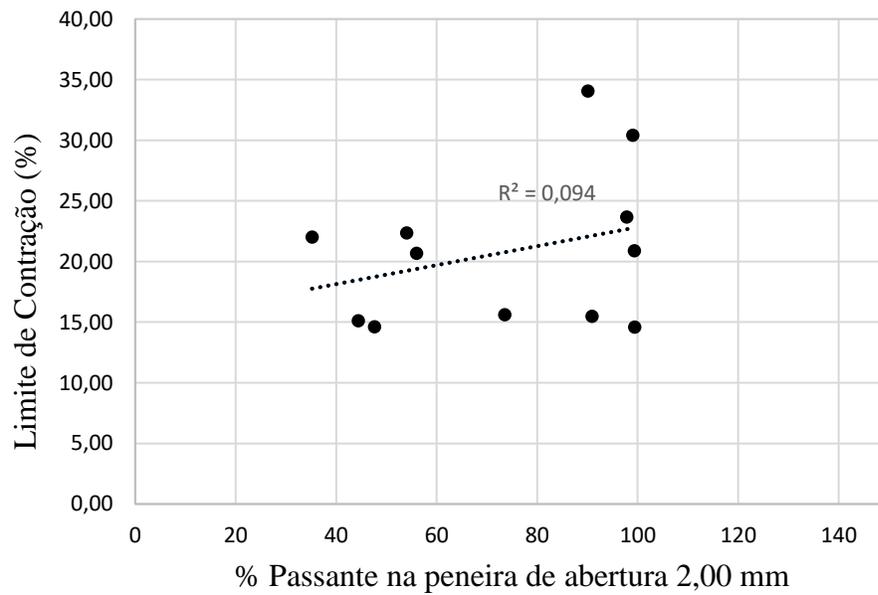


Figura 69 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o limite de contração



Logo, no caso de solos tropicais, não se pode generalizar certos limites, pois estes solos podem exibir índices plásticos idênticos, embora o comportamento em campo seja completamente diferente. Diante disso, a plasticidade não é um critério capaz de agrupar solos de mesma classe, ou seja, de propriedades e comportamentos similares.

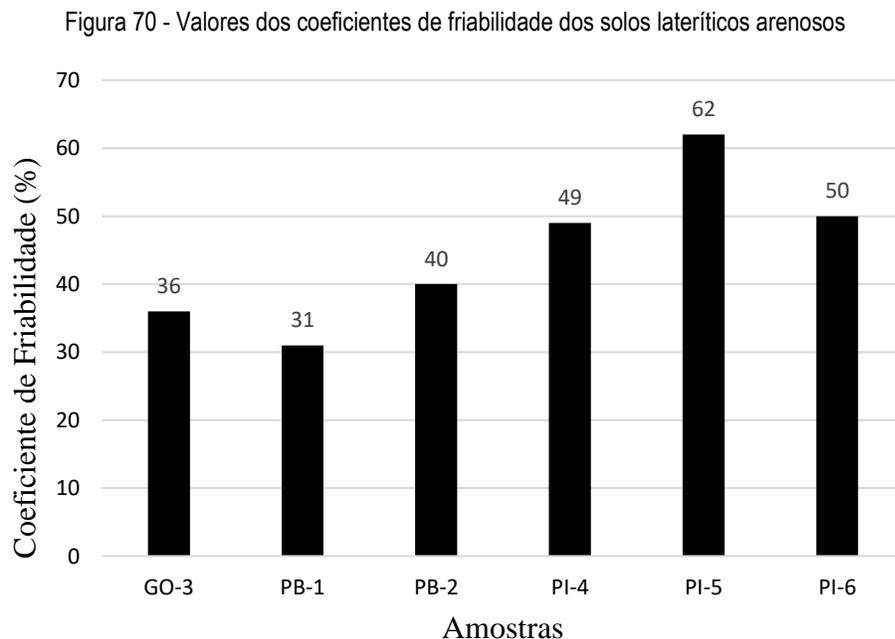
No que concerne à estimativa da aparição de trincas de contração nas camadas compactadas do pavimento, deve-se determinar diretamente o limite de contração ou medir a contração por outros métodos que sejam capazes de prever o potencial à contração dos solos tropicais (BERNUCCI, 1987). As comparações entre a umidade de

compactação, a de equilíbrio e a referente ao limite de contração, levam à previsão do potencial de contração da camada compactada do pavimento sujeito à secagem, tendo em vista que para umidades inferiores ao limite de contração, a contração volumétrica é nula ou praticamente nula. Isto posto, o sucesso na determinação de certos limites de contração para a utilização do solo em pavimentos, como é o caso da classificação estudada, está condicionado a estabelecer relações entre estes valores e o comportamento em campo do material.

#### 4.3.3 Ensaio de friabilidade das areias

O estudo de friabilidade foi realizado para as amostras pertencentes ao grupo dos solos lateríticos arenosos (GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6). A faixa granulométrica ensaiada esteve compreendida entre 0,2 – 2,0 mm. O cálculo do coeficiente de friabilidade leva em consideração a massa de solo onde os grãos possuem diâmetros inferiores a 0,10 mm, gerados pela fragmentação dos grãos maiores durante o ensaio. A Figura 70 resume os coeficientes de friabilidade determinados para as amostras citadas anteriormente.

A norma NF P 11-300 estabelece, para o coeficiente de friabilidade (FB), o limite de 60% abaixo do qual o material não necessita de tratamento para ser aplicado na estrutura do pavimento. A classificação de Rodrigues *et al.* (2010) segue a recomendação francesa, também fixando um valor limite em 60% para o coeficiente. Sendo assim, apenas para a amostra PI-5, com FB igual a 62%, tem-se a necessidade de passar por tratamento para torná-la menos friável, viabilizando o seu uso no pavimento.



A friabilidade do solo é influenciada por diversos fatores, tais como: umidade do solo, matéria orgânica do solo, teor de argila dispersa em água, concentração e composição da solução do solo, ciclos de umedecimento e secagem, teor e mineralogia da fração argila e materiais cimentantes, além das condições climáticas (RAHIMI *et al.*,

2000).

A Figuras 71 e 72 ilustram as relações entre o coeficiente de friabilidade e a porcentagem de material passante nas peneiras de abertura 0,075 mm e 2,00 mm, respectivamente, para os solos lateríticos arenosos. Já a Figura 73 exibe a relação entre o FB e o valor de azul de metileno das amostras. Para todos os casos, os coeficientes de determinação foram baixos, com fraca correlação entre os parâmetros.

Figura 71 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o coeficiente de friabilidade

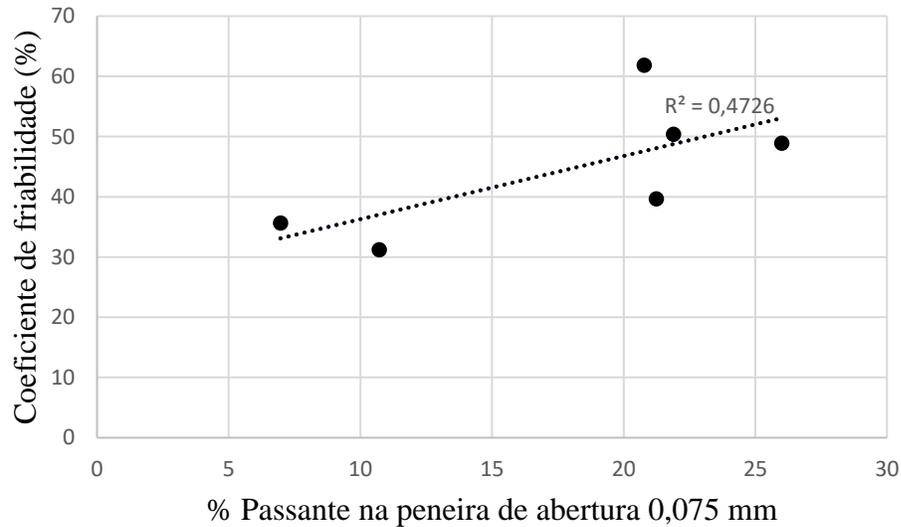


Figura 72 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o coeficiente de friabilidade

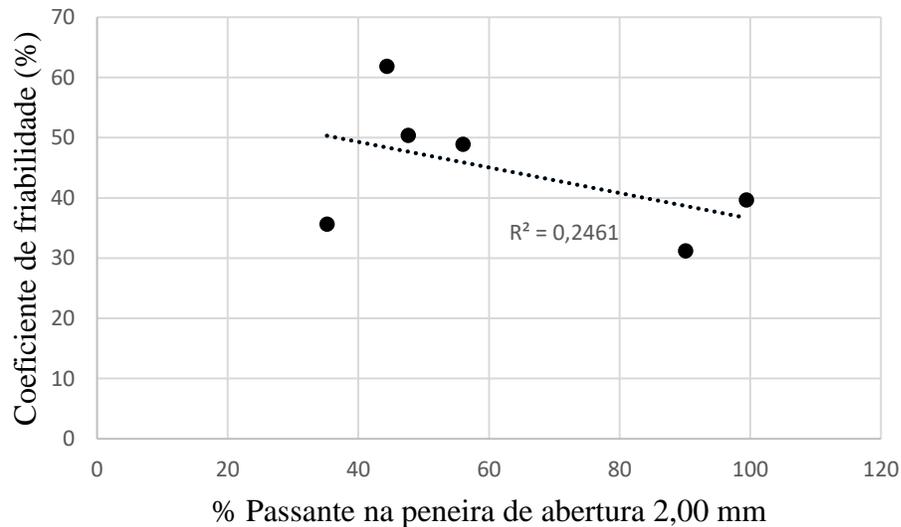
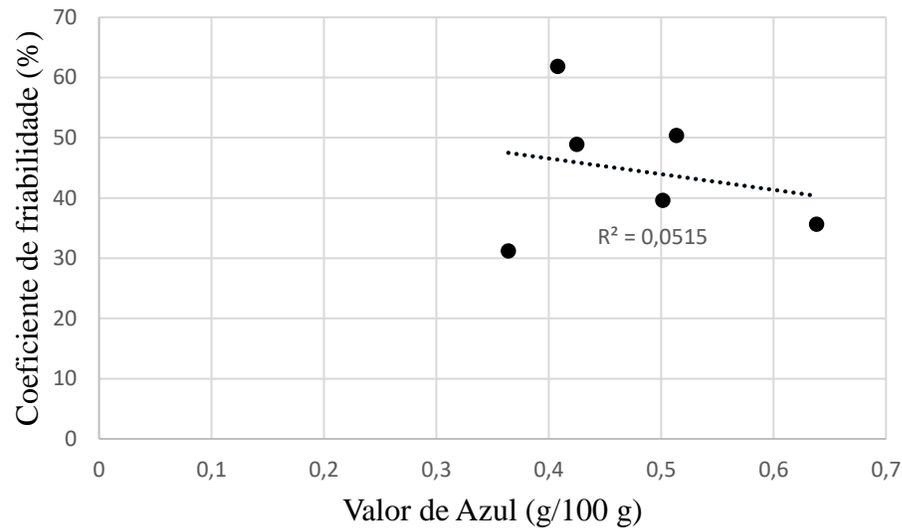


Figura 73 - Relação entre o valor de azul de metileno e o coeficiente de friabilidade



Ademais, conforme Maignein (1966), o óxido de ferro é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos e seus estudos mostram que quanto maior o conteúdo de sesquióxidos, maior o endurecimento, com a dureza sendo função do conteúdo de ferro. Posto isso, procurou-se avaliar a influência da concentração de ferro e sesquióxidos no coeficiente de friabilidade, onde a dureza dos agregados atuaria impedindo ou minimizando a fragmentação do solo durante o ensaio. Contudo, como mostram as Figuras 74 e 75 as correlações entre as propriedades foram fracas, com baixos valores de  $R^2$ .

Figura 74 - Relação entre a porcentagem de óxido de ferro e o coeficiente de friabilidade

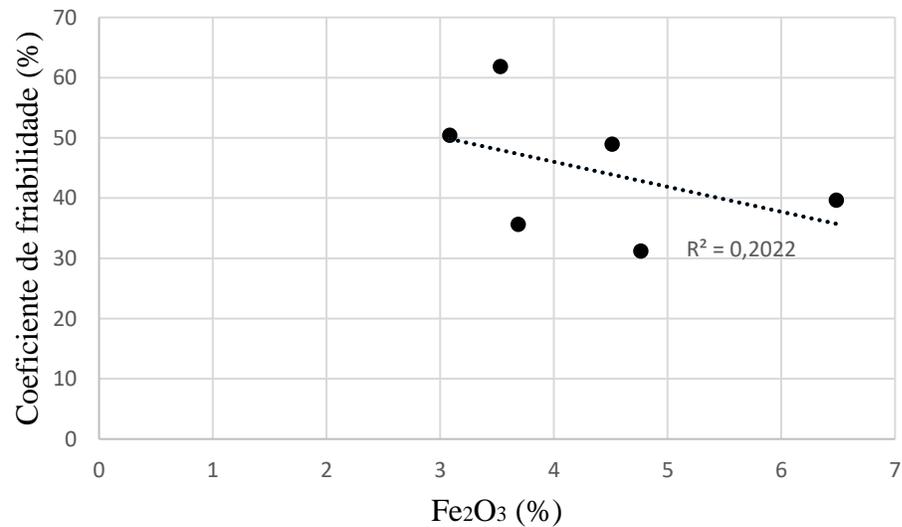
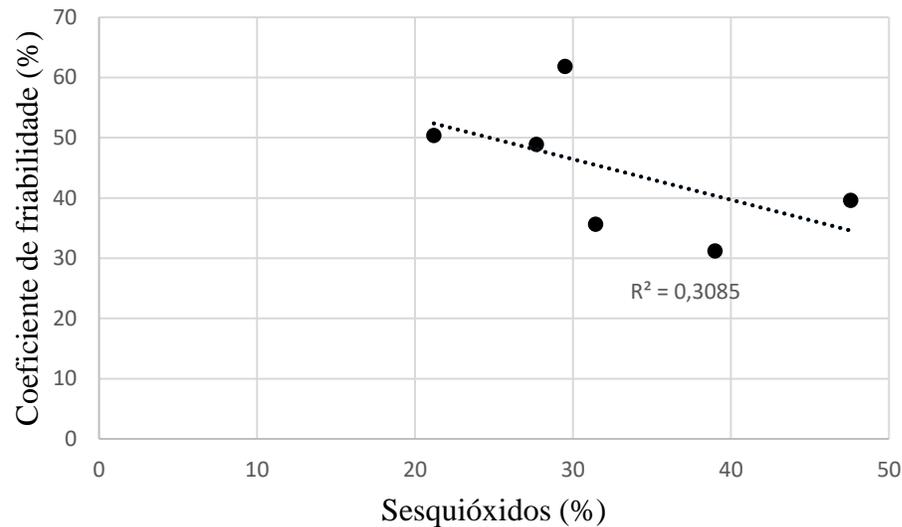


Figura 75 - Relação entre a porcentagem de sesquióxidos e o coeficiente de friabilidade



Vale salientar que o espaço amostral para a análise do coeficiente de friabilidade no presente estudo foi pequeno, compreendendo apenas seis amostras, sendo, portanto, necessário um estudo mais amplo para obtenção de conclusões mais confiáveis. Além do mais, ao longo deste trabalho também será estudada a influência da friabilidade nos demais ensaios da classificação, como compactação, CBR e módulo de resiliência.

#### 4.3.4 Ensaios de fragmentabilidade e degradabilidade

Os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade objetivam avaliar o caráter evolutivo dos solos pedregulhosos. Segundo o LCPC (1979), um material pedregulhoso está em evolução quando a sua estrutura se altera sob o efeito das tensões citadas anteriormente. Os materiais que manifestam esse comportamento apresentam uma porcentagem de vazios relativamente elevada, da ordem de 30 a 50% e, caso a destruição da estrutura do solo seja significativa, rearranjos podem ocorrer conduzindo ao preenchimento dos vazios, promovendo deformações significativas.

A norma NF P 11-300 recomenda a determinação de dois parâmetros para fins de caracterização de solos pedregulhosos utilizados em pavimentos, os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade. O coeficiente de fragmentabilidade é determinado pela razão do  $D_{10}$  (diâmetro tal que 10% do solo, em peso, têm diâmetros menores que ele) de uma amostra com determinada granulometria inicial antes do ensaio e o  $D_{10}$  obtido da granulometria final após o ensaio. O ensaio de fragmentabilidade consiste no apiloamento da amostra, em um molde CBR, com o soquete pequeno (Proctor). Com relação ao coeficiente de degradabilidade, este também é determinado pela razão do  $D_{10}$  antes e após o ensaio, porém, diferentemente do ensaio de fragmentabilidade, o ensaio de degradabilidade consiste em submeter a amostra a ciclos de imersão e secagem.

Para os dois ensaios supracitados, a fração granulométrica ensaiada está compreendida entre 10 – 20 mm. A norma NF P 11-300 define os seguintes limites (Tabela 18) para os coeficientes de fragmentabilidade (FR) e

degradabilidade (DG):

Tabela 18 - Características dos materiais conforme os valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade, segundo a norma NF P 11-300

<b>Coefficientes</b>	<b>Valores</b>	<b>Características</b>
Fragmentabilidade (FR)	FR < 7%	Pouco fragmentável
	FR > 7%	Muito fragmentável
Degradabilidade (DG)	DG < 5%	Pouco degradável
	5% < DG ≤ 20%	Moderadamente degradável
	DG > 20%	Muito degradável

A classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010) define um limite igual a 7% para os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade, acima do qual os solos lateríticos pedregulhosos são considerados de fraca qualidade, inviabilizando, por exemplo, a utilização em camadas de base. A aplicação nas demais camadas está condicionada ao valor do índice CBR, que indicará a necessidade ou não de tratamento. A Tabela 19 resume os resultados obtidos para os solos lateríticos pedregulhosos (PB-3, GO-4, GO-5 e GO-6). Analisando a referida tabela, observa-se que apenas a amostra PB-3 mostrou-se muito fragmentável (FR = 13,75%), inviabilizando o seu uso em uma camada de base, apesar de sua pouca degradabilidade (DG = 1,33%). Todas as outras amostras exibiram pouca fragmentabilidade e pouca degradabilidade, sendo a utilização nas camadas do pavimento condicionada ao valor do índice CBR.

As Figuras 76 e 77 ilustram as granulometrias da amostra PB-3, obtidas antes e após os ensaios de fragmentabilidade e degradabilidade, respectivamente.

Tabela 19 - Valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade dos solos lateríticos pedregulhosos

Amostras	Fragmentabilidade			Degradabilidade			Tratamento?
	D10 antes	D10 depois	FR (%)	D10 antes	D10 depois	DG (%)	
<b>GO-4</b>	11,00	5,00	2,20	12,50	10,40	1,20	Não
<b>GO-5</b>	11,30	10,50	1,08	11,40	10,80	1,06	Não
<b>GO-6</b>	11,50	10,00	1,15	11,00	10,00	1,10	Não
<b>PB-3</b>	11,00	0,80	13,75	12,00	9,00	1,33	Sim

Figura 76 - Granulometrias realizadas no ensaio de fragmentabilidade da amostra PB-3

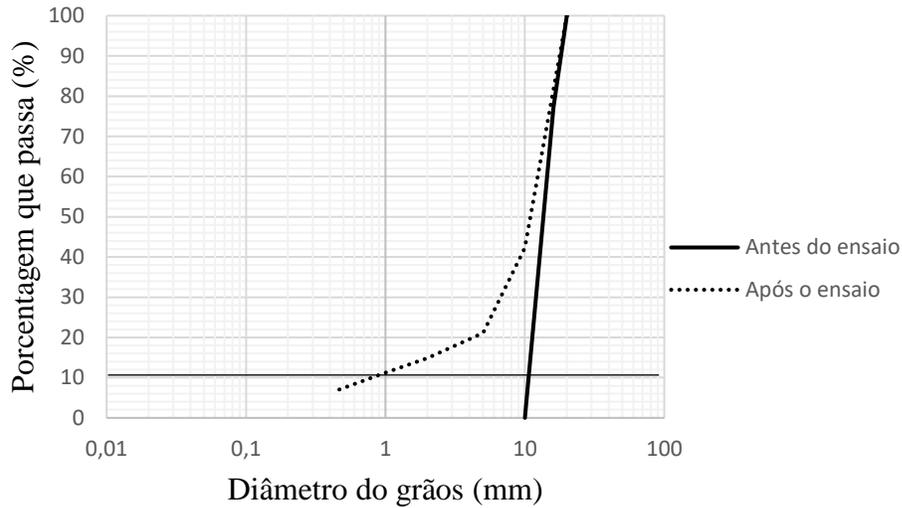
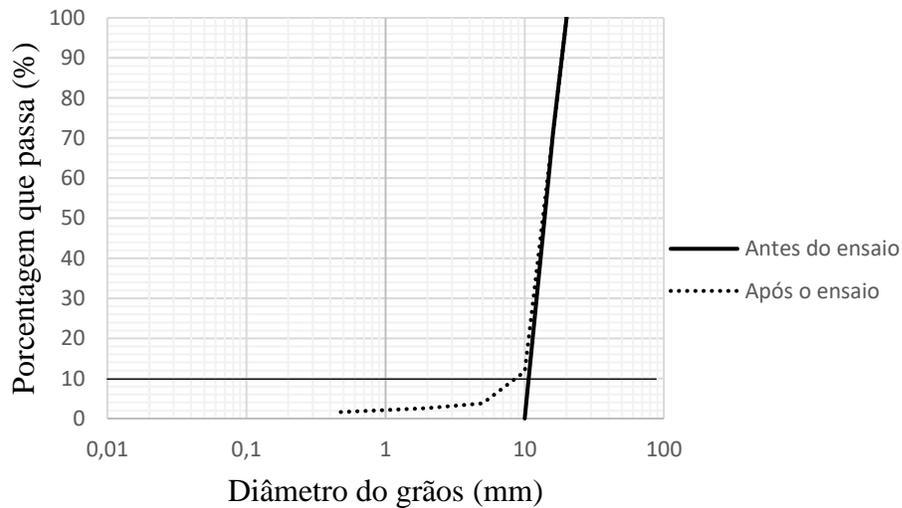


Figura 77 - Granulometrias realizadas no ensaio de degradabilidade da amostra PB-3



Vários são os fatores que podem ter contribuído para que a amostra PB-3 apresentasse alta fragmentabilidade, destoando das demais amostras. Como já mencionado no Capítulo 2, a dureza das concreções lateríticas pode ser variável em função da concentração de ferro, do teor de umidade, grau de estabilidade e particularmente do seu estado de compactação, onde a formação de couraças porosas e de pequena dureza parece estar associada à lixiviação da caulinita, que absorve o ferro, impedindo a formação da goethita cristalina, causando descontinuidade na fase cristalina, ou um mecanismo no processo de endurecimento. Ademais, segundo Queiroz de Carvalho (1991), as composições química e mineralógica são insuficientes para explicar o grau de dureza das lateritas e a dureza ou o potencial de endurecimento parece estar associado ao arranjo e a espécie dos componentes lateríticos.

O óxido de ferro, segundo Maignein (1966), é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos, e estando na mesma ocorrência nos solos, a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura que a parte mais nova.

Contudo, a Tabela 12 mostra que a amostra PB-3 é a que possui maior concentração de óxido de ferro (13,51%) dentre todas as amostras, indo na contramão dos estudos supracitados. Sendo assim, urge a necessidade da realização de estudos mais aprofundados que considerem os demais fatores que podem afetar a dureza do material e, conseqüentemente, sua fragmentabilidade.

No que concerne aos resultados dos ensaios de degradabilidade, todos os solos se mostraram não degradáveis, havendo pouquíssima alteração em suas estruturas sob o efeito das tensões geradas pelos ciclos de imersão e secagem. Bernucci (1987) já afirmava que a combinação de componentes presentes nos solos lateríticos, como a caulinita e os óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, são responsáveis pela formação de estruturas de agregados altamente estáveis e resistentes à desintegração pela ação da água.

As Figuras 78 e 79 exibem a relação entre o coeficiente de fragmentabilidade e a porcentagem passante nas peneiras de abertura 0,075 mm e 2,00 mm, respectivamente. Por sua vez, as Figuras 80 e 81 ilustram a relação entre o coeficiente de degradabilidade e a porcentagem passante nas peneiras citadas anteriormente.

Analisando as Figuras 78 e 79, observa-se uma fraca correlação entre os parâmetros considerados, em que o melhor índice de determinação foi encontrado para a relação entre FR e a porcentagem passante na 2,00 mm ( $R^2$  igual a 0,24). Para o coeficiente de degradabilidade, a melhor relação obtida foi também com a porcentagem passante na 2,00 mm, com  $R^2$  igual a 0,36, ou seja, um valor muito aquém de uma forte associação linear.

Figura 78 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o coeficiente de fragmentabilidade

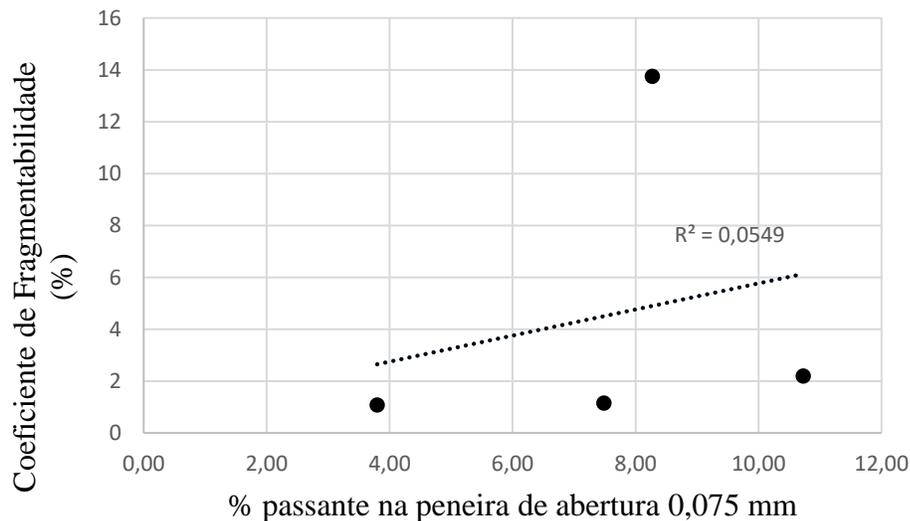


Figura 79 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o coeficiente de fragmentabilidade

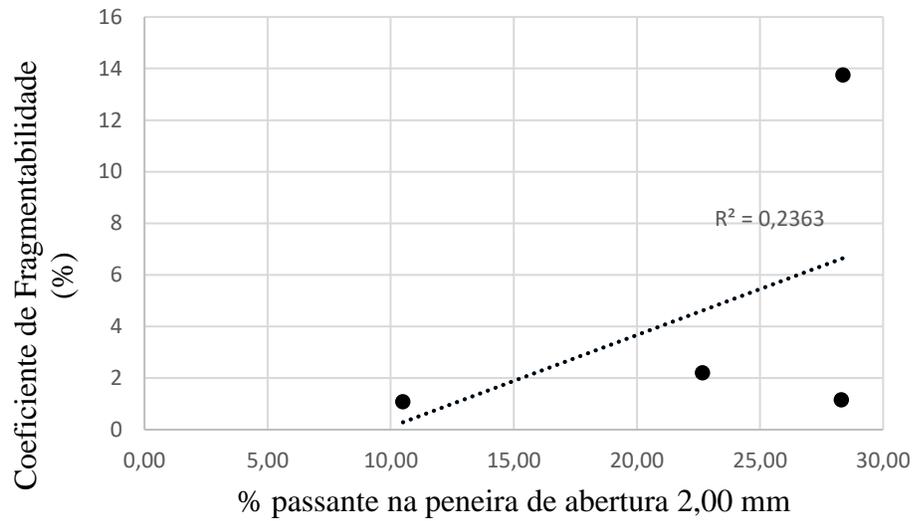


Figura 80 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o coeficiente de degradabilidade

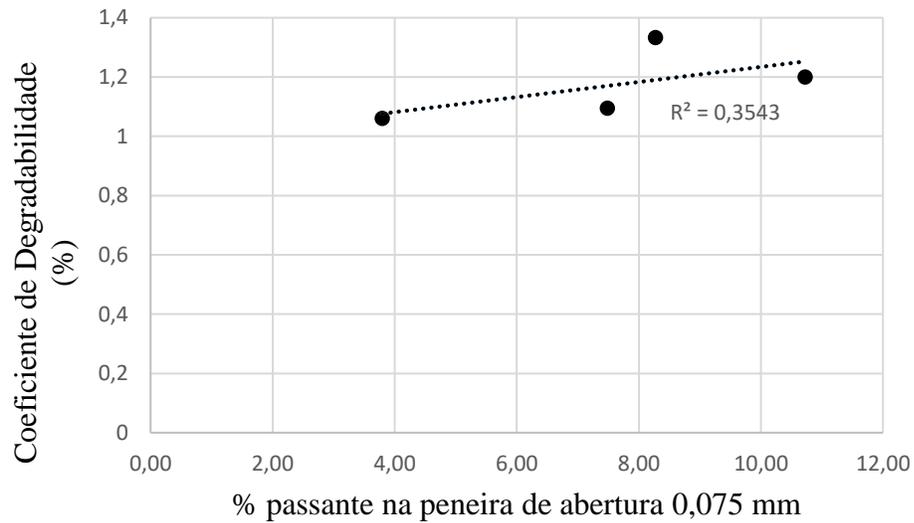
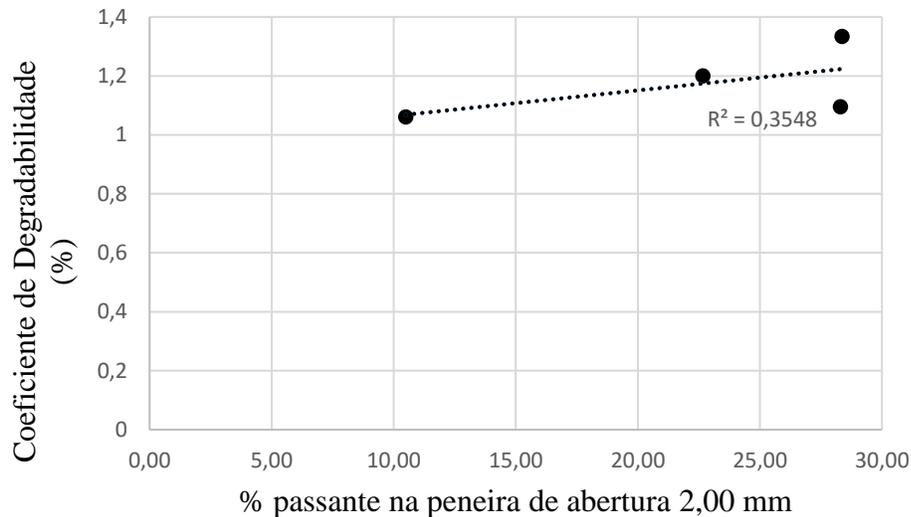


Figura 81 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o coeficiente de degradabilidade



Diante do exposto, a fragmentabilidade e a degradabilidade são parâmetros que podem auxiliar na escolha dos materiais a serem empregados na estrutura do pavimento, onde os resultados podem indicar, por exemplo, a facilidade de determinado solo em formar elementos finos que prejudiquem o seu comportamento.

Salienta-se, portanto, para a importância de estudos em trechos experimentais de rodovias para avaliar o real comportamento do pavimento, diante das solicitações presentes ao longo de sua vida útil. Dessa maneira, será possível associar os limites impostos na classificação proposta ao desempenho do pavimento, complementando os resultados com estudos laboratoriais.

#### 4.3.5 Ensaio CBR

A Tabela 20 ilustra os resultados dos ensaios CBR e expansão das dezesseis amostras estudadas, bem como os parâmetros de compactação, obtidos a partir de corpos-de-prova moldados segundo a energia Proctor Intermediário.

Com os valores descritos na Tabela 20, foi possível obter a relação entre a massa específica aparente seca máxima ( $\rho_{d, \text{máx}}$ ) e a umidade ótima ( $w_{\text{ótima}}$ ) correspondente, destacando os solos segundo os grupos classificatórios (finos, arenosos e pedregulhosos), conforme mostra a Figura 82.

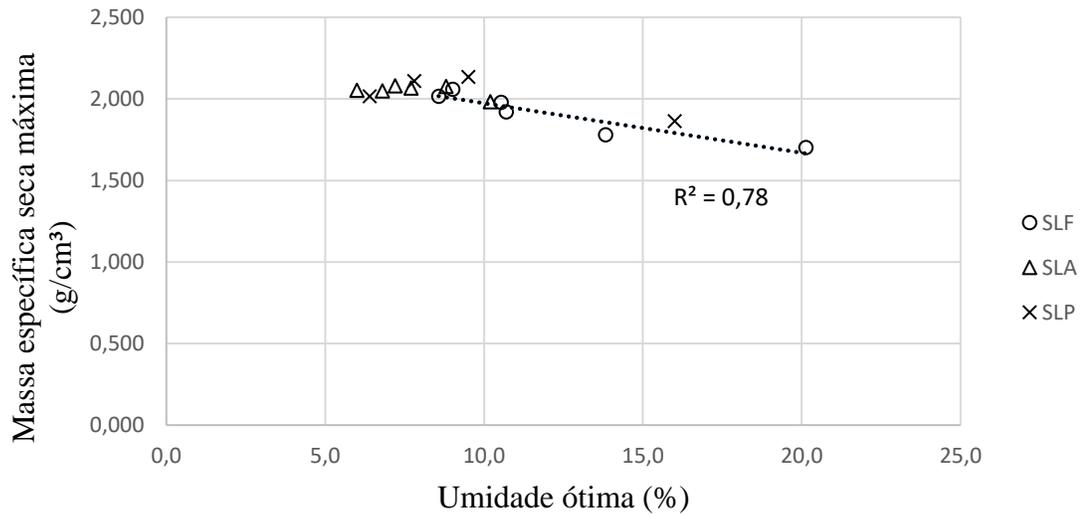
Pela Figura 82, observa-se que existe uma boa correlação entre as variáveis consideradas, com índice de determinação  $R^2$  igual a 0,78. Além disso, percebe-se a existência de um agrupamento de solos segundo os grupos classificatórios, já que as amostras arenosas e pedregulhosas apresentaram maiores massas específicas e menores teores de umidade ótima, quando comparadas com as amostras lateríticas finas. Esse comportamento, portanto, vai de acordo com o esperado, visto que quanto mais finos os solos, maior tende a ser a umidade ótima e menor a massa específica aparente seca máxima.

No entanto, destaque especial deve ser dado as amostras PI-5 e PB-3, que exibiram altos valores de umidade ótima e massas específicas relativamente baixas quando confrontadas com as demais amostras dos seus respectivos grupos classificatórios. Coincidentemente, o solo PI-5 foi o que apresentou maior coeficiente de friabilidade e o solo PB-3 maior coeficiente de fragmentabilidade. Dito isso, solos muito friáveis ou muito fragmentáveis favorecem a formação de elementos finos quando submetidos a aplicação de um estresse ou carga, contribuindo para a elevação da umidade ótima e decaimento da massa específica aparente seca máxima no ensaio de compactação, obtendo um comportamento parecido com a de solos finos, como mostra a Tabela 20. Isso evidencia que a compactação de solos lateríticos pode ser nociva em caso de fragilidade dos torrões, já que pode provocar um incremento no teor de finos por destruição da estrutura do solo sem aumentar, no entanto, a massa específica seca, nem a capacidade de suporte de maneira significativa. Essa compactação pode, inclusive, tornar o material sensível ao efeito da sucção. Assim, para esses casos faz-se necessário um estudo do efeito da compactação em função da energia aplicada para obtenção da compactação ótima.

Tabela 20 - Parâmetros de compactação e valores de índice CBR e expansão dos solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos

Grupo classificatório	Amostras	Parâmetros de compactação		CBR (%)	Expansão (%)
		Wótima (%)	pd, máx (g/cm <sup>3</sup> )		
Solos lateríticos finos (SLF)	GO-1	20,1	1,701	9	0,5
	GO-2	10,7	1,920	194	0,1
	PE-1	13,8	1,780	29	0,4
	PI-1	10,5	1,978	34	0,0
	PI-2	9,0	2,058	12	0,7
	PI-3	8,6	2,016	16	0,7
Solos lateríticos arenosos (SLA)	GO-3	8,8	2,077	114	0,4
	PB-1	7,2	2,081	55	0,0
	PB-2	7,7	2,066	33	0,1
	PI-4	6,8	2,050	30	0,2
	PI-5	10,2	1,982	138	0,1
	PI-6	6,0	2,054	60	0,2
Solos lateríticos pedregulhosos (SLP)	GO-4	9,5	2,134	70	0,1
	GO-5	7,8	2,110	52	0,1
	GO-6	6,4	2,015	91	0,0
	PB-3	16,0	1,864	58	0,1

Figura 82 - Relação entre a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima



Ainda pela Tabela 20, é possível identificar uma certa tendência de aumento do índice CBR na transição dos solos lateríticos finos para os arenosos e pedregulhosos. Contudo, existe uma grande variabilidade nos resultados, não sendo possível encontrar um padrão que distinga os grupos classificatórios, fato é que, apesar de na média os solos lateríticos finos apresentarem menores índices CBR, dois solos pertencentes a esse grupo obtiveram o menor e o maior índice dentre todas as amostras, que foram os solos GO-1 (CBR igual a 9%) e GO-2 (CBR igual a 194%), respectivamente. Isso mostra que a metodologia do ensaio CBR pode provocar uma grande dispersão nos resultados, dispersão essa encontrada também em alguns estudos, como os de Nogami & Villibor (2009).

Segundo os valores de referência do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), todas as amostras atenderam aos requisitos técnicos para composição de subleitos estradais (CBR maior ou igual a 2,0% e expansão menor ou igual a 2,0%). Para aplicação de material na camada de reforço do subleito, os critérios requeridos são CBR maior que o do subleito e expansão menor ou igual a 1%, sendo assim, considerando apenas a expansão dos solos, todos respeitaram o limite imposto. Já para construção de camadas de sub-base, os solos GO-2, GO-3, GO-4, GO-5, GO-6, PB-1, PB-2, PB-3, PI-4, PI-5 e PI-6 se encaixaram nos critérios exigidos (CBR maior ou igual a 20%, expansão menor ou igual a 1% e I.G. igual a 0). Por fim, para a camada de base, apenas o solo PI-5 pode ser utilizado, segundo as características técnicas requeridas (CBR maior ou igual a 80%, expansão menor ou igual a 0,5%, limite de liquidez menor ou igual a 25% e índice de plasticidade menor ou igual a 6%).

Vale lembrar que as exigências técnicas supracitadas são para um número de repetições do eixo-padrão, durante o período de projeto,  $N > 5 \times 10^6$ . Para  $N \leq 5 \times 10^6$ , podem ser empregados materiais com CBR maior ou igual a 60%, sendo possível, portanto, a utilização do solo PI-6, além do solo PI-5.

Procurou-se também analisar a relação entre o índice CBR e os parâmetros classificatórios já estudados. As Figuras 83 a 89 mostram os ajustes lineares encontrados da relação entre o índice CBR e a porcentagem de material passante nas peneiras de abertura 0,075 mm e 2,00 mm, o valor de azul de metileno, o limite de retração, o coeficiente

de friabilidade e os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade, respectivamente. Observa-se pelos resultados que o melhor ajuste encontrado foi para a relação entre o índice CBR e o material passante na peneira de abertura 2,00 mm, com índice de determinação  $R^2$  igual a 0,24. Assim, concluiu-se que nenhum dos parâmetros considerados obtiveram boa correlação com o CBR.

Figura 83 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o índice CBR

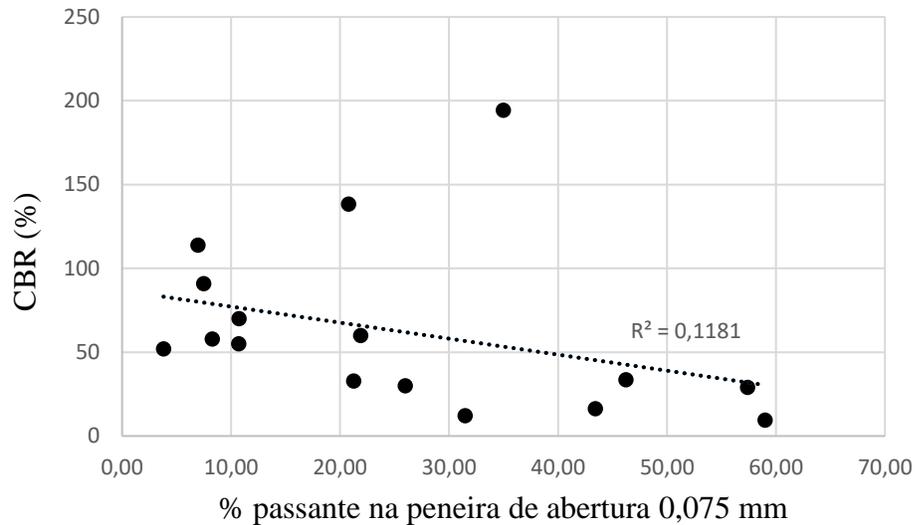


Figura 84 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o índice CBR

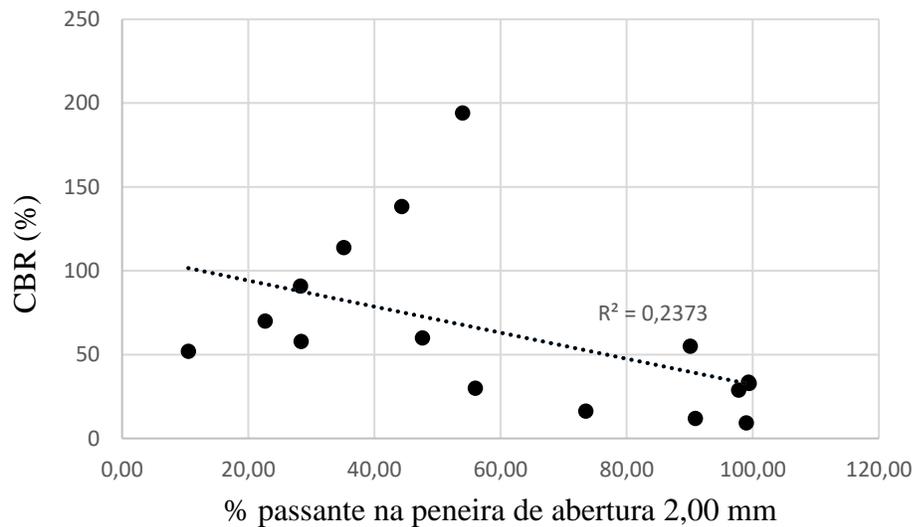


Figura 85 - Relação entre o valor de azul de metileno e o índice CBR

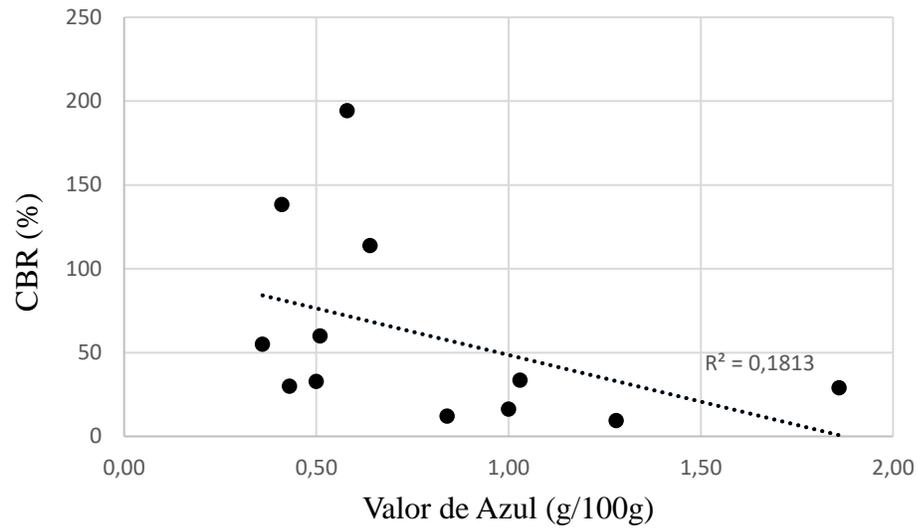


Figura 86 - Relação entre o limite de contração e o índice CBR

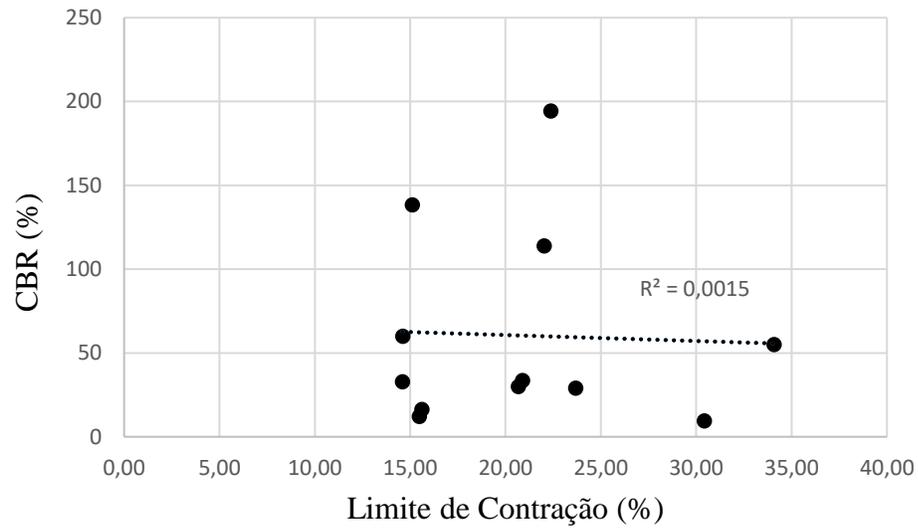


Figura 87 - Relação entre o coeficiente de friabilidade e o índice CBR

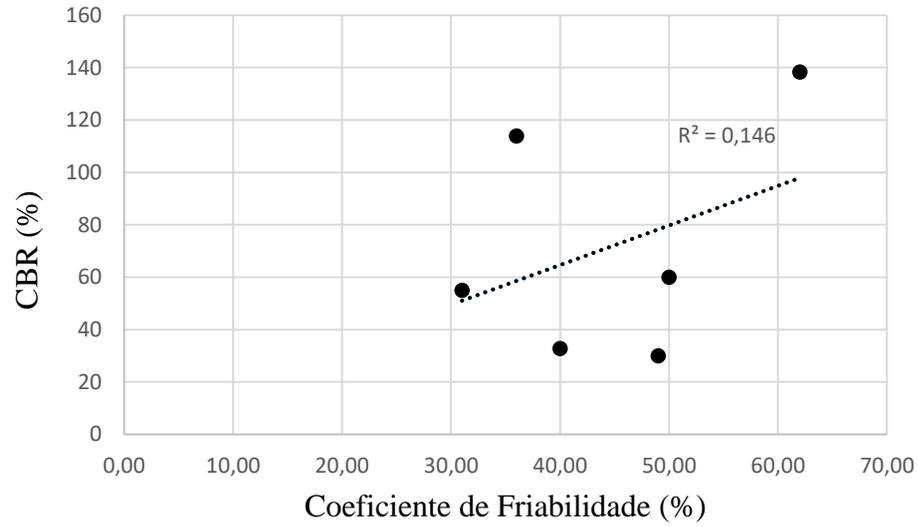


Figura 88 - Relação entre o coeficiente de fragmentabilidade e o índice CBR

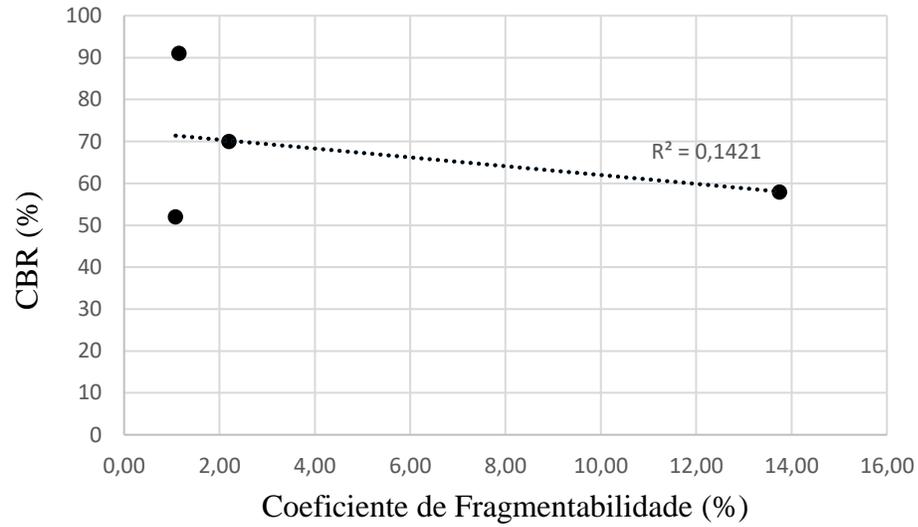
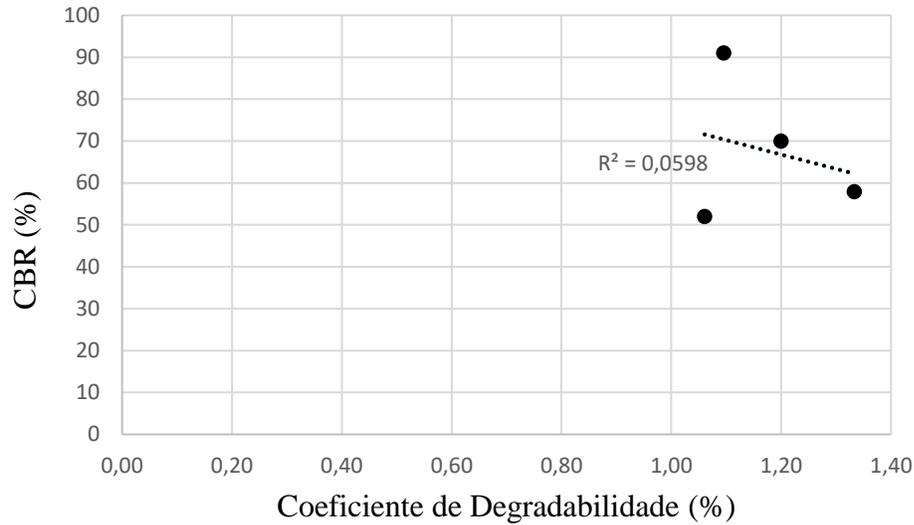


Figura 89 - Relação entre o coeficiente de degradabilidade e o índice CBR



#### 4.4 Classificação dos solos

De posse dos resultados dos ensaios, teve-se os dados necessários para classificar as amostras segundo a metodologia de Rodrigues *et al.* (2010). A Tabela 21 apresenta os parâmetros utilizados no procedimento classificatório, bem como a classificação propriamente dita.

Tabela 21 - Classificação dos solos segundo a metodologia de Rodrigues *et al.* (2010)

Grupo	Amostra	VA (g/100 g)	LC (%)	FB (%)	FR (%)	DG (%)	CBR (%)	Classificação
SLF	GO-1	1,28	30,42	-	-	-	9	SLFS2
	GO-2	0,58	22,37	-	-	-	194	SLFS1
	PE-1	1,86	23,67	-	-	-	29	SLFS1
	PI-1	1,03	20,89	-	-	-	34	SLFS1
	PI-2	0,84	15,48	-	-	-	12	SLFS3
	PI-3	1,00	15,61	-	-	-	16	SLFS3
SLA	GO-3	0,64	22,03	36	-	-	114	SLAS1
	PB-1	0,36	34,08	31	-	-	55	SLAS1
	PB-2	0,50	14,59	40	-	-	33	SLAS3
	PI-4	0,43	20,67	49	-	-	30	SLAS1
	PI-5	0,41	15,11	62	-	-	138	SLAS5
	PI-6	0,51	14,61	50	-	-	60	SLAS3
SLP	GO-4	-	-	-	2,20	1,20	70	SLPB1
	GO-5	-	-	-	1,08	1,06	52	SLPB2
	GO-6	-	-	-	1,15	1,10	91	SLPB1
	PB-3	-	-	-	13,75	1,33	58	SLPF1

A Tabela 22, por sua vez, apresenta a viabilidade de aplicação dos solos nas camadas de base, sub-base e reforço do subleito, utilizando-se como referência a classificação das amostras e a metodologia empregada.

Tabela 22 - Aplicação dos solos classificados nas camadas de base, sub-base e reforço do subleito

Amostra	Classificação	Aplicação		
		Base	Sub-base	Reforço do subleito
GO-1	SLFS2	Não	Não	Sim, com tratamento
GO-2	SLFS1	Não	Não	Sim
PE-1	SLFS1	Não	Não	Sim
PI-1	SLFS1	Não	Não	Sim
PI-2	SLFS3	Não	Não	Sim, com tratamento
PI-3	SLFS3	Não	Não	Sim, com tratamento
GO-3	SLAS1	Não	Sim	Sim
PB-1	SLAS1	Não	Sim	Sim
PB-2	SLAS3	Não	Sim, com tratamento	Sim, com tratamento
PI-4	SLAS1	Não	Sim	Sim
PI-5	SLAS5	Não	Sim, com tratamento	Sim, com tratamento
PI-6	SLAS3	Não	Sim, com tratamento	Sim, com tratamento
GO-4	SLPB1	Sim	Sim	Sim
GO-5	SLPB2	Sim, com tratamento	Sim	Sim
GO-6	SLPB1	Sim	Sim	Sim
PB-3	SLPF1	Não	Sim	Sim

Pela classificação de Rodrigues *et al.* (2010), os solos lateríticos finos só podem ser empregados na camada de reforço do subleito. Ademais, apenas o subgrupo SLFS1 dispensa o tratamento para utilização na referida camada, devido aos bons valores dos parâmetros classificatórios. Os demais subgrupos (SLFS2, SLFS3, SLFS4, SLFS5 e SLFA), dada a alta contração dos solos, baixa capacidade de suporte ou alta atividade, necessitam de tratamento, seja ele físico ou químico, para a aplicação na camada. Sendo assim, as amostras GO-2, PE-1 e PI-1 podem ser utilizadas na camada de reforço, sem tratamento específico. Já as amostras GO-1, PI-2 e PI-3 requerem tratamento para aplicação na camada.

No que concerne os solos lateríticos arenosos, esses podem ser aproveitados nas camadas de sub-base e reforço do subleito, não sendo permitido o aproveitamento na camada de base. Especificamente para a camada de sub-base, apenas o subgrupo SLAS1 dispensa o tratamento para ser utilizado, já que o solo classificado nesse subgrupo apresenta bons números de friabilidade e contração, além de possuir um CBR mínimo de 30%. Dito isso, as amostras GO-3, PB-1 e PI-4 não demandam por tratamento para serem empregadas na camada de sub-base. Não se pode dizer o mesmo para os solos PB-2, PI-5 e PI-6, que podem ser aplicados em uma sub-base desde que haja tratamentos específicos. Os solos PB-2 e PI-6, classificados como SLAS3, exibiram alta contração, inferior ao limite

imposto pela classificação, que é 15%. Já o problema do solo PI-5 foi a alta friabilidade (FB igual a 62%), superior a 60%.

A camada de reforço do subleito admite, além do subgrupo SLAS1, o emprego de solos pertencentes ao subgrupo SLAS2, que possuem CBR mínimo de 10%, sem exigência de tratamento. Contudo, nenhum dos solos estudados obteve essa classificação. Os solos classificados nos demais subgrupos (SLAS3, SLAS4, SLAS5 e SLAA) só podem ser utilizados desde que tratados, pois são materiais que podem apresentar alta contração e alta friabilidade. Portanto, os solos GO-3, PB-1 e PI-4, assim como na camada de sub-base, podem ser aproveitados no reforço do subleito sem a necessidade de tratamentos. No que diz respeito aos solos PB-2, PI-5 e PI-6, a aplicação no reforço está condicionada a realização de tratamentos.

Os solos lateríticos pedregulhosos são os únicos que podem ser aproveitados em todas as camadas estruturais do pavimento consideradas na classificação (base, sub-base e reforço do subleito). Para o emprego, na camada de base, de materiais não tratados, a classificação exige coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade inferiores ou igual a 7%, além de um CBR mínimo de 60%. O único subgrupo que apresenta essas condições é o SLPB1, que representa solos lateríticos pedregulhosos de boa qualidade, e do qual fazem parte as amostras GO-4 e GO-6. A amostra GO-5 exibiu um CBR de 52%, ou seja, abaixo do mínimo exigido. Já o solo PB-3 apresentou alta fragmentabilidade (FR igual a 13,75%), superior a 7%.

Para a camada de base, uma característica peculiar da classificação é a não consideração do tratamento de solos que possuem fragmentabilidade ou degradabilidade superiores a 7%. Tratamentos específicos poderiam tornar esses solos menos fragmentáveis e menos degradáveis, viabilizando o uso na camada.

Na camada de sub-base, o tratamento só é obrigatório para solos que possuem um CBR abaixo de 30% (SLPF2) ou que exibam coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade superiores a 7% (SLPF3). Assim, todos os solos lateríticos pedregulhosos estudados (GO-4, GO-5, GO-6 e PB-3) podem ser empregados na camada, sem tratamento.

Para o reforço do subleito, todos os solos lateríticos pedregulhosos, independentemente do subgrupo, podem ser aproveitados na condição não tratada, que é o caso das amostras GO-4, GO-5, GO-6 e PB-3.

Por fim, procurou-se estabelecer uma comparação entre a metodologia classificatória de Rodrigues *et al.* (2010) e a metodologia HRB. A Tabela 23 expõe a classificação dos solos de acordo com as duas metodologias.

Tabela 23 - Classificações dos solos segundo as metodologias de Rodrigues *et al.* (2010) e HRB

Amostra	Classificação	
	Rodrigues <i>et al.</i> (2010)	HRB
<b>GO-1</b>	SLFS2	A-7-5
<b>GO-2</b>	SLFS1	A-2-4
<b>PE-1</b>	SLFS1	A-7-6
<b>PI-1</b>	SLFS1	A-4

Tabela 23 - Classificações dos solos segundo as metodologias de Rodrigues et al. (2010) e HRB  
(continuação)

Amostra	Classificação	
	Rodrigues <i>et al.</i> (2010)	HRB
PI-2	SLFS3	A-2-4
PI-3	SLFS3	A-4
GO-3	SLAS1	A-2-4
PB-1	SLAS1	A-2-4
PB-2	SLAS3	A-2-4
PI-4	SLAS1	A-2-4
PI-5	SLAS5	A-2-4
PI-6	SLAS3	A-2-4
GO-4	SLPB1	A-1-a
GO-5	SLPB2	A-2-6
GO-6	SLPB1	A-2-4
PB-3	SLPF1	A-1-a

A classificação HRB indica o comportamento geral do solo como subleito. Os solos classificados nos grupos A-1, A-2 e A-3 apresentam um desempenho de excelente a bom. Por sua vez, os solos pertencentes aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 manifestam um comportamento regular a mau.

Comparando-se a classificação HRB com a classificação de Rodrigues *et al.* (2010), a Tabela 23 mostra que as maiores diferenças são encontradas para os solos lateríticos finos e pedregulhosos. Nos solos lateríticos finos (SLF), têm-se amostras pertencentes aos grupos A-2 (GO-2 e PI-2), A-4 (PI-1 e PI-3) e A-7 (GO-1 e PE-1). Ou seja, a classificação HRB inviabiliza o aproveitamento de quatro dos seis solos lateríticos finos: GO-1, PE-1, PI-1 e PI-3.

De acordo como o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o grupo A-4 é tipicamente representado pelos solos siltosos não plásticos, ou com discreta plasticidade. Inclui misturas de siltes com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira de abertura 0,075 mm. Além disso, podem conter quantidades variadas de material grosso, que traduz em menor ou maior IG. Espera-se que apresentem valores baixos de capacidade de suporte em termos de CBR e expansão razoável.

Contudo, o solo PI-1, apesar de classificado no grupo A-4, mostrou capacidade de suporte suficiente (CBR igual a 34%) para ser aplicado em uma sub-base, segundo os critérios do Manual de Pavimentação do DNIT. Ademais, apresentou também, expansão praticamente nula, indo em desacordo com as especificações do seu grupo HRB. As mesmas observações valem para a amostra PI-3, que igualmente exibiu baixa expansão (0,7%) e que, apesar de um índice CBR bem inferior (16%) à amostra PI-1, atende a capacidade de suporte mínima imposta pelo referido Manual, que é um índice CBR de 2%.

O grupo A-7 é composto por materiais que apresentam elevado valor de limite de liquidez, conferindo caráter excessivamente elástico e sujeito a variação de volume expressiva entre os estados seco e úmido. Espera-se que

apresentem valores de suporte muito baixos e comportamento altamente expansivo. No entanto, a amostra GO-1, pertencente ao grupo A-7, foi a que mostrou maior valor de limite de contração (30,42%), e isso associado ao baixo valor de azul de metileno adsorvido (1,28g/ 100g), sugere que o solo é menos passível a grandes variações de volume. O valor do índice CBR (9%) do solo GO-1 foi o mais baixo dentre todos os solos estudados, mas ainda assim, suficiente para ser aproveitado como subleito, conforme os critérios do DNIT.

Outra amostra classificada no grupo A-7 foi a PE-1, que exibiu baixa expansão e índice CBR igual a 29%, três vezes maior do que o apresentado pela amostra GO-1.

As observações supracitadas mostram que nenhuma das duas classificações conseguiu agrupar os solos, levando-se em consideração a capacidade de suporte em termos do índice CBR. A grande variabilidade dos valores de CBR é uma característica bastante comum em solos lateríticos, constatada não só na presente pesquisa, mas em diversos outros estudos. Isso mostra que não é recomendável adotar o CBR como critério único para avaliar a capacidade de suporte desses solos. A consideração, por exemplo, das propriedades resilientes desses materiais é uma solução que pode complementar as análises de resistência, juntamente com a implementação de métodos mecanístico-empíricos.

Além disso, outra particularidade dos solos lateríticos é a baixa expansibilidade. Devido à presença exclusiva ou predominante do argilomineral caulinita, esses solos tendem a ser pouco expansivos, porém com comportamento contrátil. Diante disso, além de não abordar as características contráteis dos materiais, a metodologia HRB impõe um peso classificatório muito grande para a granulometria e para os limites de Atterberg. Já foi exposto que os ensaios para a determinação dos limites de plasticidade não possuem reprodutibilidade em solos lateríticos, diante das particularidades inerentes a esse tipo de solo. Em contrapartida, a metodologia de Rodrigues *et al.* (2010) analisa a atividade da fração fina do solo por meio do ensaio de adsorção de azul de metileno, por ser um procedimento que se baseia na superfície específica dos argilominerais presentes, mostrando-se mais adequado para ser aplicado em solos lateríticos. Pelos resultados dos ensaios de azul de metileno, todos os solos manifestaram baixa atividade, o que vai de encontro com o esperado para esses materiais que possuem um argilomineral de baixa superfície específica, a caulinita.

Todos os motivos supracitados justificam o porquê de solos lateríticos com comportamentos distintos serem classificados em um mesmo grupo, na classificação HRB.

Para exemplificar o que foi citado anteriormente, basta observar na Tabela 23 que todos os solos lateríticos arenosos foram enquadrados em um mesmo grupo da metodologia HRB, o grupo A-2. No entanto, esses solos apresentam diferenças significativas em algumas das propriedades estudadas, como a friabilidade, que variou de 31% a 62%, e o limite de contração, que variou de 14,59% a 34,08%. Nos solos lateríticos pedregulhosos, a amostra PB-3, apesar de sua alta fragmentabilidade, obteve uma melhor classificação na metodologia HRB, pertencendo ao grupo A-1, em comparação com as outras amostras.

Assim, diante do que foi exposto, a classificação de Rodrigues *et al.* (2010) permitiu viabilizar a aplicação de

solos lateríticos nas camadas estruturais que constituem um pavimento, justamente por levar em conta as particularidades desses solos, advindas do processo de laterização. Enquanto isso, a classificação HRB acaba por impossibilitar o aproveitamento desses materiais por se tratar de uma metodologia mais adequada para ser utilizada em solos de clima de temperado, que se formam em condições diferentes do observado em regiões tropicais.

#### 4.5 Ensaio de Módulo de Resiliência (MR)

Os ensaios triaxiais de carga repetida, pelos motivos discutidos, constituem a melhor configuração experimental para caracterização mecânica de solos e agregados com vistas à aplicação em pavimentação. Logo, foram realizados ensaios para determinação do módulo de resiliência das amostras, no intuito de complementar os resultados obtidos dos ensaios classificatórios da metodologia de Rodrigues *et al.* (2010). A Tabela 24 resume os valores dos módulos mínimo, máximo e médio dos solos estudados. São mostrados também os parâmetros de regressão  $k$  e os coeficientes de determinação  $R^2$  dos modelos  $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$  e composto.

Examinando a Tabela 24, percebe-se que não houve um padrão de valores de módulo resiliente que diferenciasse os solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos. Todos os três grupos exibiram excelentes valores de módulo, equivalentes, inclusive, à materiais tradicionais empregados na pavimentação. A Tabela 25 apresenta alguns desses materiais.

O menor valor de módulo resiliente médio obtido foi 330 MPa, do solo laterítico fino GO-1. Esse valor consegue ser superior a materiais como a brita graduada simples (BGS) e o macadame seco, como ilustrado na Tabela 25. A BGS é um material bastante empregado em bases de pavimentos, proveniente de uma mistura de produtos de britagem de rocha sã que, nas proporções adequadas, garantem uma faixa granulométrica contínua. O fato de um solo laterítico natural apresentar um módulo resiliente superior a materiais tradicionalmente utilizados em pavimentos, é uma constatação animadora, visto que os solos lateríticos, abundantes no Brasil e em outros países de clima tropical e subtropical, podem ser melhor aproveitados e proporcionarem economia na construção dessas estruturas.

A amostra PI-2, também do grupo dos solos lateríticos finos, foi a que teve maior módulo de resiliência médio, com  $MR_{\text{médio}}$  igual a 932 MPa. Esse valor de módulo supera o de solos melhorados com cimento, material utilizado em bases e sub-bases, que em média possuem um módulo resiliente de 930 MPa, segundo Larsen (1967). Ótimos valores também foram encontrados para os solos lateríticos arenosos e pedregulhosos. No grupo dos solos lateríticos arenosos, o menor módulo médio foi da amostra GO-3, com  $MR_{\text{médio}}$  de 336 MPa, já o maior, foi da amostra PI-5, com 827 MPa. Para os solos lateríticos pedregulhosos, o maior valor foi do solo PB-3, com  $MR_{\text{médio}}$  de 761 MPa, e o menor, do solo GO-6, com módulo médio de 344 MPa.

A respeito dos modelos para determinação do módulo de resiliência, todos os solos analisados foram melhor representados pelo modelo composto, dado os altos valores de  $R^2$ .

Geralmente, o módulo de resiliência de solos arenosos apresenta maior dependência em relação a tensão confinante ( $\sigma_3$ ), ao passo que os argilosos da tensão desvio ( $\sigma_d$ ). Contudo, para alguns dos solos estudados não houve essa correspondência.

Tabela 24 - Resumo dos resultados dos módulos de resiliência das amostras

Grupo	Amostra	MRmín (MPa)	MRméd (MPa)	MRmáx (MPa)	$MR = k_1 x \sigma_3^{k_2}$			$MR = k_1 x \sigma_d^{k_2}$			$MR = k_1 x \sigma_3^{k_2} x \sigma_d^{k_3}$			
					k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	R <sup>2</sup>
SLF	GO-1	159	330	697	106,99	-0,37	0,31	97,79	0,50	0,87	169,75	0,38	-0,74	0,98
	GO-2	361	542	767	934,06	0,20	0,32	576,18	0,04	0,01	1083,33	0,46	-0,26	0,60
	PE-1	299	462	618	298,44	-0,15	0,16	274,24	-0,22	0,63	412,95	0,25	-0,36	0,85
	PI-1	324	476	687	687,00	0,14	0,15	413,51	-0,05	0,04	889,02	0,57	-0,43	0,92
	PI-2	692	932	1228	1311,11	0,12	0,26	915,04	-0,003	0,0006	1550,85	0,39	-0,26	0,89
	PI-3	682	916	1177	1232,20	0,11	0,18	874,72	-0,02	0,01	1477,72	0,39	-0,27	0,80
SLA	GO-3	224	336	472	638,37	0,23	0,52	378,77	0,06	0,06	766,11	0,50	-0,26	0,84
	PB-1	239	372	626	437,72	0,07	0,01	297,33	-0,09	0,13	493,31	0,43	-0,41	0,57
	PB-2	319	451	649	772,04	0,20	0,40	466,79	0,02	0,01	944,95	0,52	-0,32	0,94
	PI-4	283	376	532	566,48	0,15	0,30	370,26	0,001	0,00002	699,01	0,46	-0,30	0,86
	PI-5	589	827	1177	1345,20	0,18	0,37	872,35	0,03	0,01	1579,72	0,43	-0,25	0,74
	PI-6	488	574	706	703,92	0,07	0,18	540,19	-0,02	0,03	812,97	0,30	-0,22	0,95
SLP	GO-4	383	522	713	801,10	0,16	0,35	531,30	0,02	0,01	947,12	0,42	-0,25	0,81
	GO-5	319	550	834	1662,20	0,40	0,89	853,68	0,21	0,37	1923,02	0,58	-0,15	0,97
	GO-6	237	344	513	842,34	0,33	0,79	468,43	0,15	0,26	1028,77	0,54	-0,19	0,92
	PB-3	536	761	1329	673,86	-0,03	0,02	494,09	-0,18	0,43	771,53	0,41	-0,50	0,81

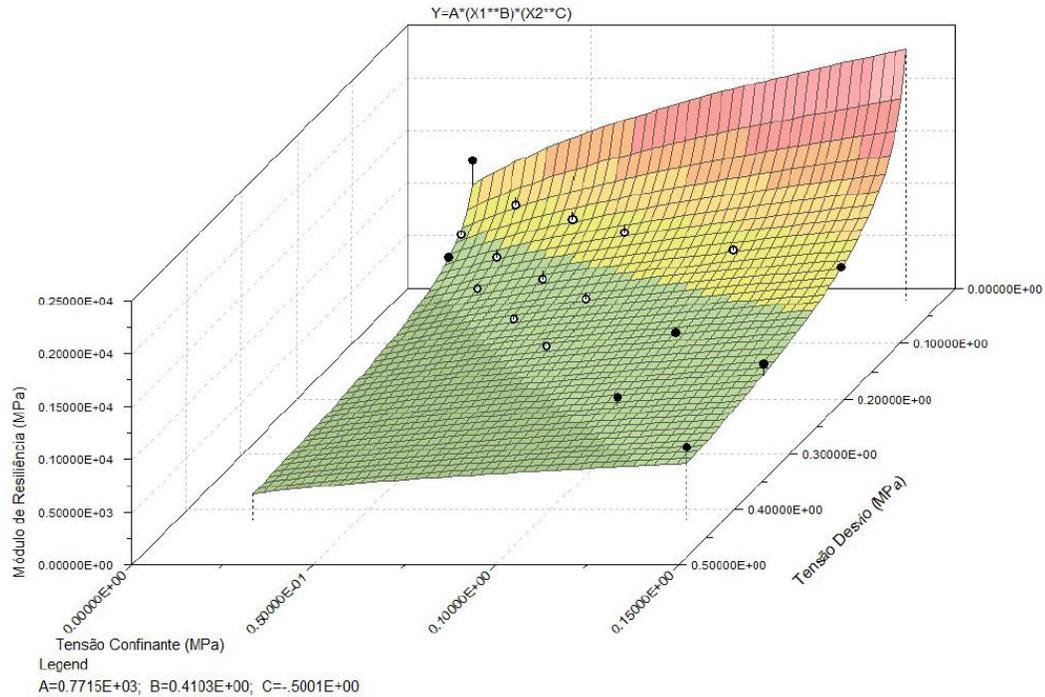
Tabela 25 - Módulos de Resiliência típicos dos materiais de pavimentação

Material	MR (MPa)	Autor
Revestimento (CAP-50/60)	3000 a 5000	Preussler (1983)
BGS (Pav. Flexíveis)	100 a 250	Balbo (2007)
BGS (Pav.Semi-Rígido Invertido)	100 a 250	Balbo (2007)
Macadame Seco	100 a 200	Simon, 1997
Bica Corrida e Macadame Hid.	<150	Balbo (2007)
Solo (Areia Siltosa – LA – A-2-4)	100	Franzoi (1990)
Solo (Areia – LA' – A-6)	250	Franzoi (1990)
Solo (Areia Argilosa – LA' – A-6)	340	Franzoi (1990)
Solo (Argila – LG' – A-7-5)	200	Franzoi (1990)
Solo (Argila Siltosa – LG' – A-7-5)	500	Franzoi (1990)
Solo (Argila Siltosa – LG' – A-7-5)	300	Franzoi (1990)
Solo Melhorado Cimento 3,3% (A 7-5 e A 7-6)	930	Larsen (1967)

As amostras GO-2, PI-1, PI-2 e PI-3, apesar de serem classificados como solos lateríticos finos, tiveram seus módulos resilientes melhor ajustados pelo modelo da tensão confinante, em comparação com o modelo da tensão desvio. Para o solo GO-2, mesmo a porcentagem de material passante na 0,075 mm sendo igual a 35%, essa amostra também é constituída por 46% em peso de material com grãos maiores que 2 mm, como mostra a Tabela 14. Com relação as amostras PI-1, PI-2 e PI-3, as mesmas apresentam, também de acordo com a Tabela 14, uma parcela considerável de fração granulométrica composta por elementos de tamanho entre 0,075 mm e 2 mm. Todas essas considerações influenciam no comportamento do material perante os ensaios triaxiais de carga repetida, justificando o melhor ajuste desses solos pelo modelo da tensão confinante.

Todos os solos lateríticos arenosos foram melhor retratados pelo modelo da tensão confinante, conforme esperado. Especificamente com relação ao solo PI-5, a sua alta friabilidade, que facilita a formação de elementos finos, parece não ter influenciado o comportamento do material ao longo do ensaio, já que o modelo da tensão desvio teve um baixo índice de determinação ( $R^2$  igual a 0,01). O mesmo não pode se dizer da amostra PB-3, a única dentre os solos lateríticos pedregulhos que foi melhor representada pelo modelo da tensão desvio, comparativamente com o modelo da tensão de confinamento. Tal fato pode ser explicado pela alta fragmentabilidade desse material, que intensifica a destruição da estrutura do solo quando submetido a certos carregamentos. A Figura 90 ilustra o gráfico tridimensional do modelo composto de MR para o solo PB-3, que mostra uma grande variação do módulo resiliente em função da tensão desvio.

Figura 90 - Gráfico tridimensional do modelo composto de MR para a amostra PB-3



De posse dos valores de MR dos solos, buscou-se examinar as relações entre esse parâmetro e os demais índices classificatórios da metodologia de Rodrigues *et al.* (2010), que são: a porcentagem passante nas peneiras 0,075 mm e 2,00 mm, o valor de azul de metileno, o limite de contração, os coeficientes de friabilidade, fragmentabilidade e degradabilidade, e o índice CBR. As Figuras 91 a 98 mostram os ajustes lineares dessas relações. Os melhores índices de determinação resultaram das relações entre o MR e os coeficientes de friabilidade ( $R^2$  igual a 0,73) e fragmentabilidade ( $R^2$  igual a 0,74). Esses resultados revelam que os referidos coeficientes possuem relevante influência no comportamento resiliente dos solos lateríticos arenosos, para o caso do coeficiente de friabilidade, e pedregulhosos, através da fragmentabilidade. A formação de elementos finos, característico de materiais muito friáveis e muito fragmentáveis, durante a compactação, pode ter atuado no preenchimento dos vazios dos solos, amenizando as deformações durante o ensaio triaxial de cargas cíclicas e, conseqüentemente, aumentando o módulo de resiliência. Ainda assim, cuidados devem ser tomados com relação às características friáveis e fragmentáveis dos materiais, pois a quebra dos grãos ao longo da vida útil do pavimento pode promover um rearranjo na estrutura do solo e, por sua vez, grandes deformações.

Para os demais índices da classificação, os ajustes lineares apontaram para fracas correlações com o MR.

Figura 91 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e o Módulo de Resiliência

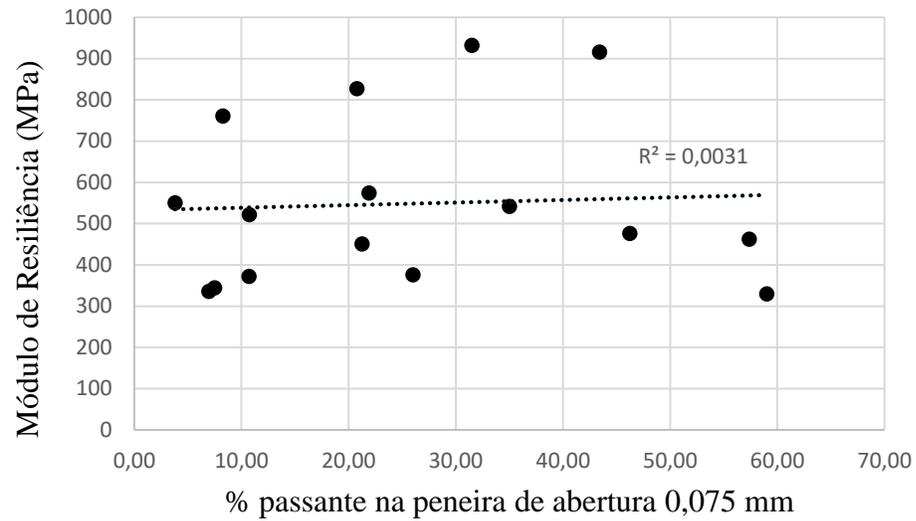


Figura 92 - Relação entre a porcentagem de material passante na peneira de abertura 2,00 mm e o Módulo de Resiliência

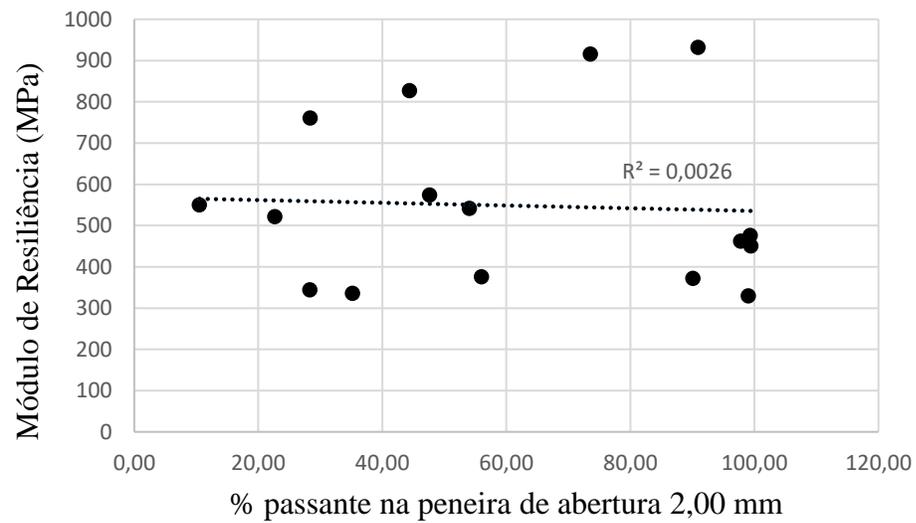


Figura 93 - Relação entre o valor de azul de metileno e o Módulo de Resiliência

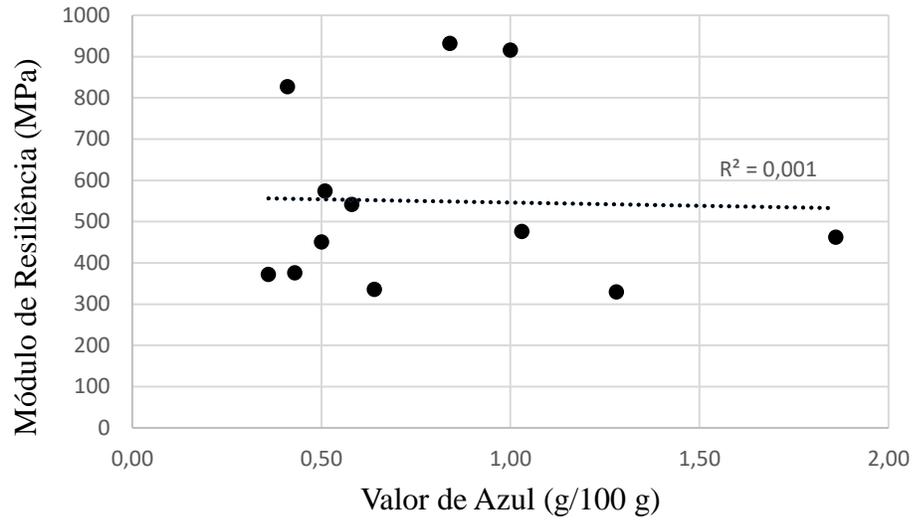


Figura 94 - Relação entre o limite de contração e o Módulo de Resiliência

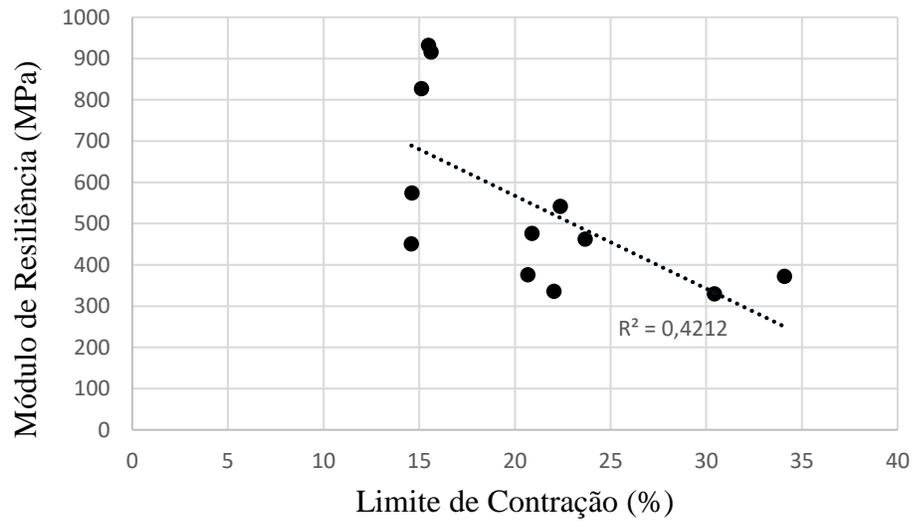


Figura 95 - Relação entre o coeficiente de friabilidade e o Módulo de Resiliência

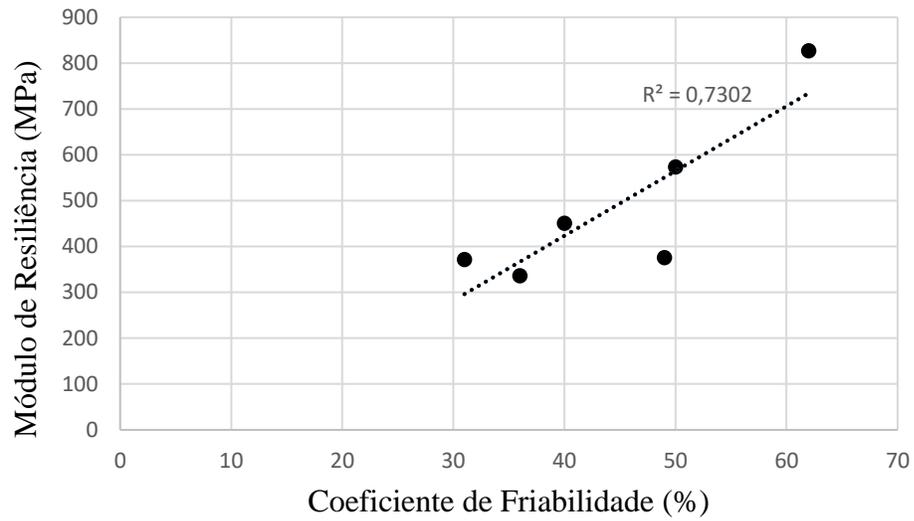


Figura 96 - Relação entre o coeficiente de fragmentabilidade e o Módulo de Resiliência

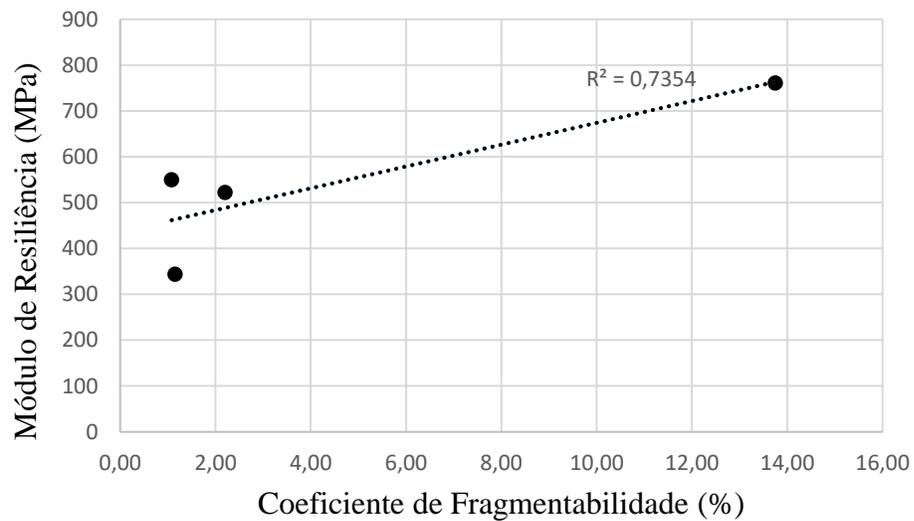


Figura 97 - Relação entre o coeficiente de degradabilidade e o Módulo de Resiliência

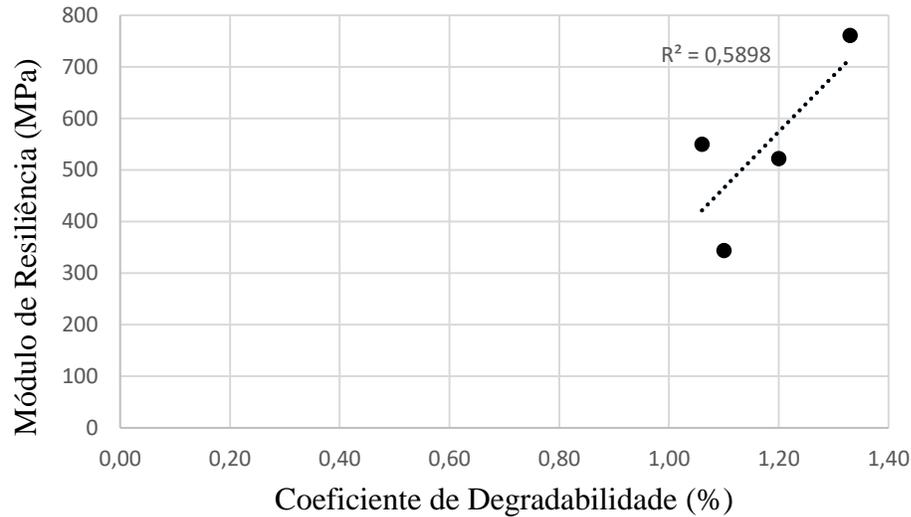
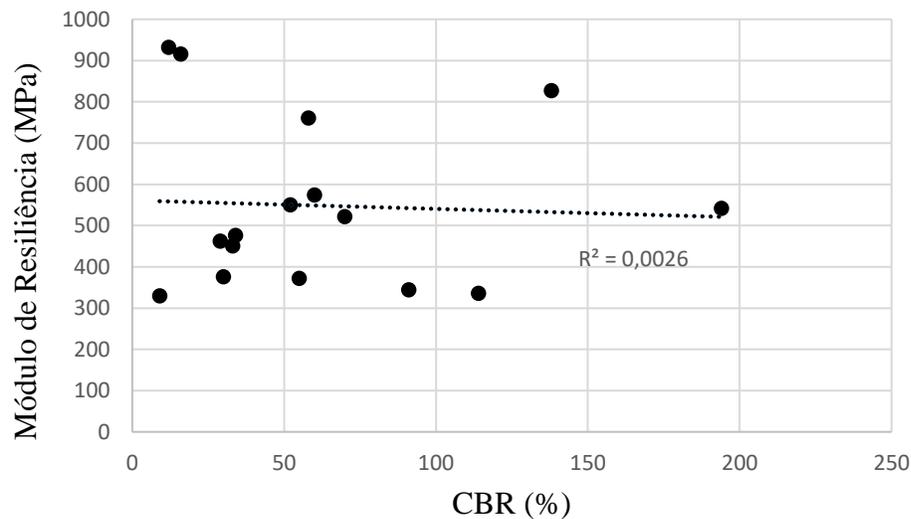


Figura 98 – Relação entre o índice CBR e o Módulo de Resiliência



#### 4.6 Avaliação mecânica-empírica com o MeDiNa

Para a análise mecânica-empírica com o *software* MeDiNa, optou-se por escolher dois solos, um do grupo dos solos lateríticos pedregulhosos e outro pertencente ao grupo dos solos lateríticos finos. O critério de escolha foi de acordo com o módulo de resiliência das amostras, sendo selecionadas as de maior módulo. Assim, os materiais simulados foram os solos PB-3, com  $MR_{\text{médio}}$  igual a 761 MPa, e PI-2, com  $MR_{\text{médio}}$  igual a 932 MPa.

Portanto, duas estruturas de pavimento foram simuladas, uma com o solo PB-3 sendo o material da camada de base, e a outra com o solo PI-2 também como material de base. Dessa forma, as análises objetivaram avaliar o desempenho desses solos ao serem aplicados na camada de base, preservando as camadas de revestimento

asfáltico, sub-base e subleito existentes. As propriedades das camadas estruturais do pavimento, exceto a camada de base, foram extraídas de um estudo de Silva (2021) realizado na BR-230, no estado do Paraíba.

No tocante a deformação permanente, para o solo PB-3 foram utilizados os parâmetros da laterita estudada por Guimarães (2009), descritos na Tabela 9. Já para o solo PI-2, os parâmetros empregados, também mostrados na Tabela 9, foram da argila (LG').

O período de projeto considerado para as avaliações foi de 10 anos. Em todas as análises considerou-se a via como "Sistema Arterial Principal". O nível de confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa foi de 95%, com isso, o critério de aceitação do dimensionamento passa a ser uma área trincada máxima de 30% e deformação permanente máxima de 10 mm.

Inicialmente adotou-se um volume de tráfego inicial de  $N = 10^6$  repetições do eixo padrão, por ser o tráfego limite recomendado para a aplicação da classificação de Rodrigues *et al.* (2010). Posteriormente, foi-se elevando o volume de tráfego até a análise do pavimento indicar o alcance do limite de 30% para a área trincada da superfície ou 10 mm de deformação permanente.

Para o solo PB-3, os resultados com o tráfego de  $N = 10^6$  foram satisfatórios. A área trincada estimada do pavimento no fim do período de projeto foi de 11,5% e o afundamento de trilha de roda (ATR) foi de 5,7 mm, como ilustram as Figuras 99 e 100.

Figura 99 - Área trincada na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de  $N = 10^6$

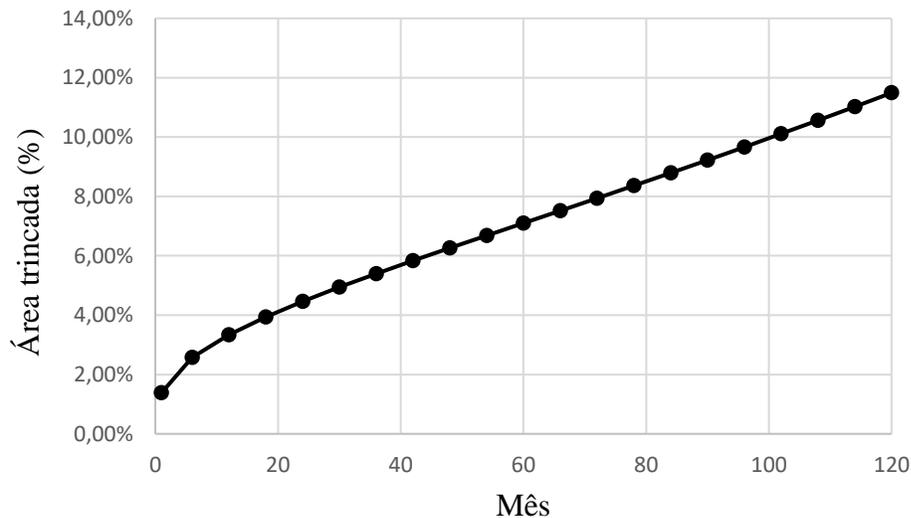
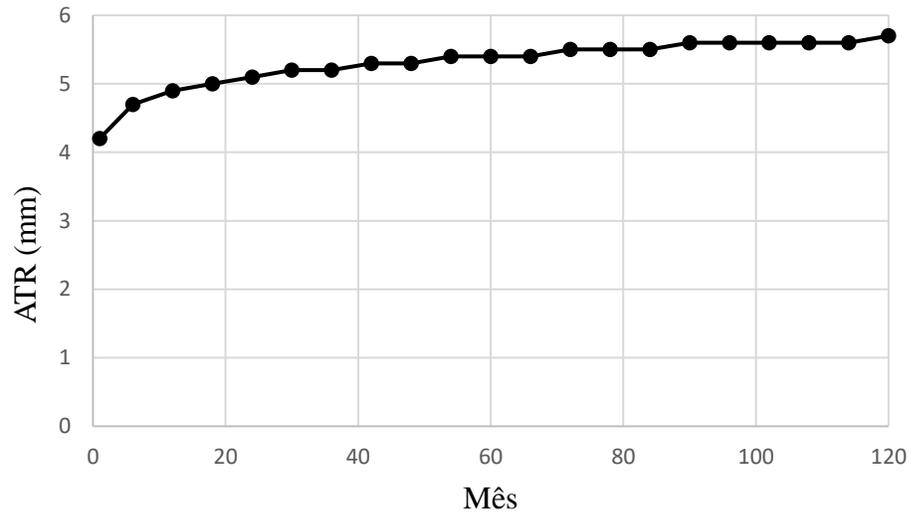


Figura 100 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de  $N = 10^6$



A estrutura analisada atingiu uma área trincada de 30% com o tráfego de  $N = 2,46 \times 10^6$ . O ATR foi de 6,0 mm. As Figuras 101 e 102 mostram o avanço da área trincada e do ATR ao longo dos meses, respectivamente.

Figura 101 - Área trincada na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de  $N = 2,46 \times 10^6$

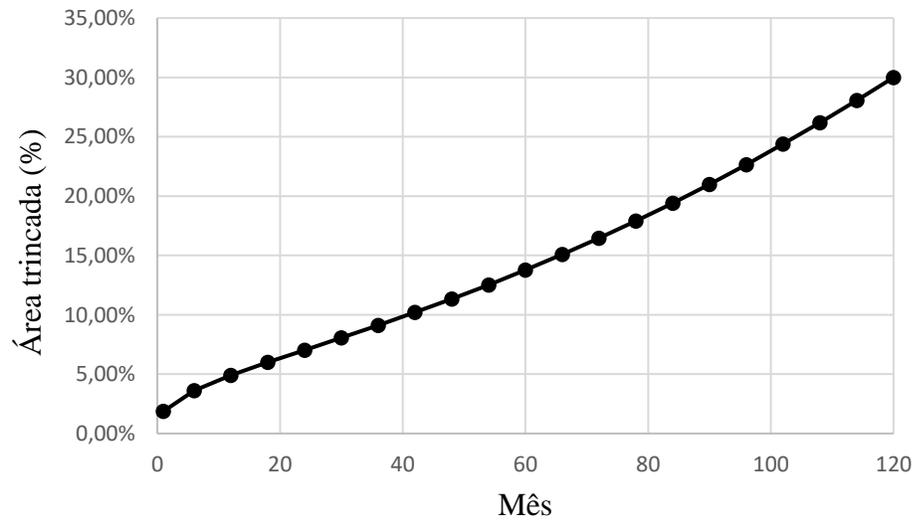
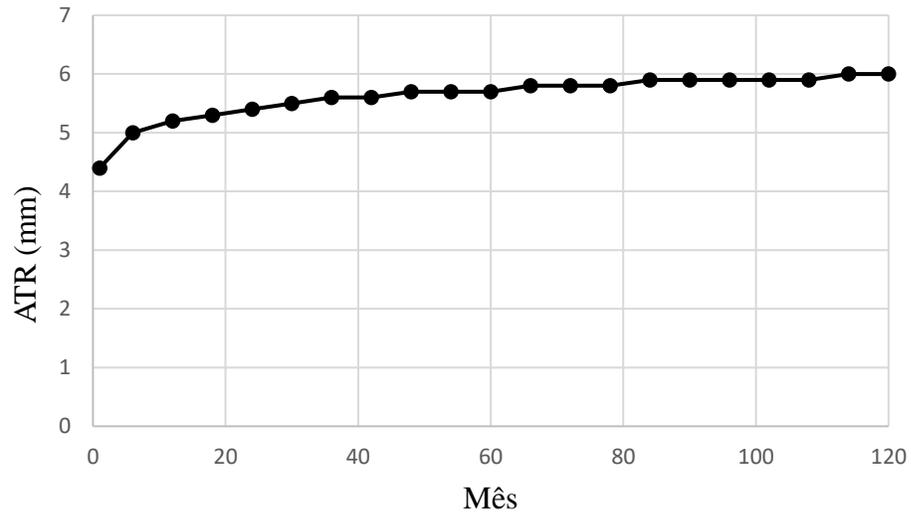


Figura 102 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PB-3, para um tráfego de  $N = 2,46 \times 10^6$



A segunda estrutura, com a camada de base formada pelo solo PI-2, também se comportou muito bem quando submetida ao tráfego de  $N = 10^6$ . A área trincada foi de 9,9% (Figura 103) e o ATR de 7,8 mm (Figura 104).

Figura 103 - Área trincada na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de  $N = 10^6$

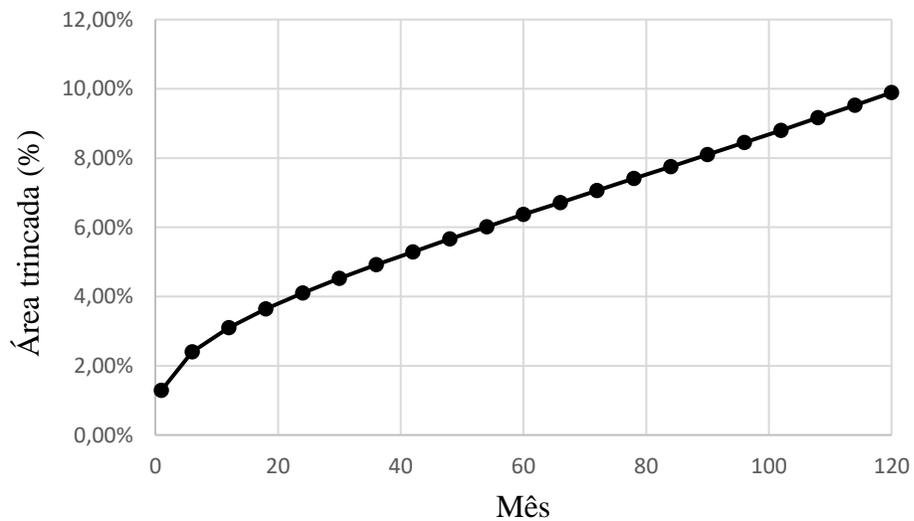
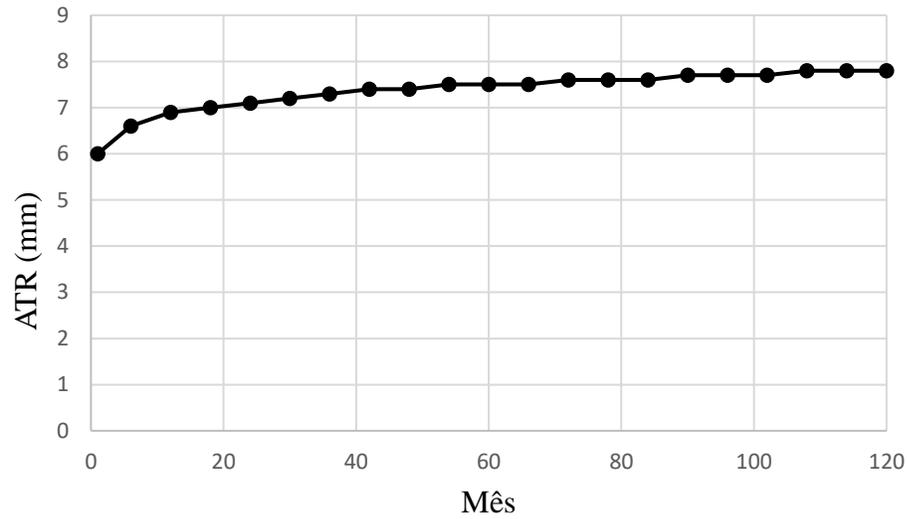


Figura 104 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de  $N = 10^6$



O tráfego máximo suportado foi de  $N = 2,98 \times 10^6$ , ou seja, maior que o obtido para a primeira estrutura. Com esse valor de  $N$ , a área trincada estimada foi de 30% (Figura 105) e o afundamento de trilha de roda de 8,3 mm (Figura 106).

Figura 105 - Área trincada na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de  $N = 2,98 \times 10^6$

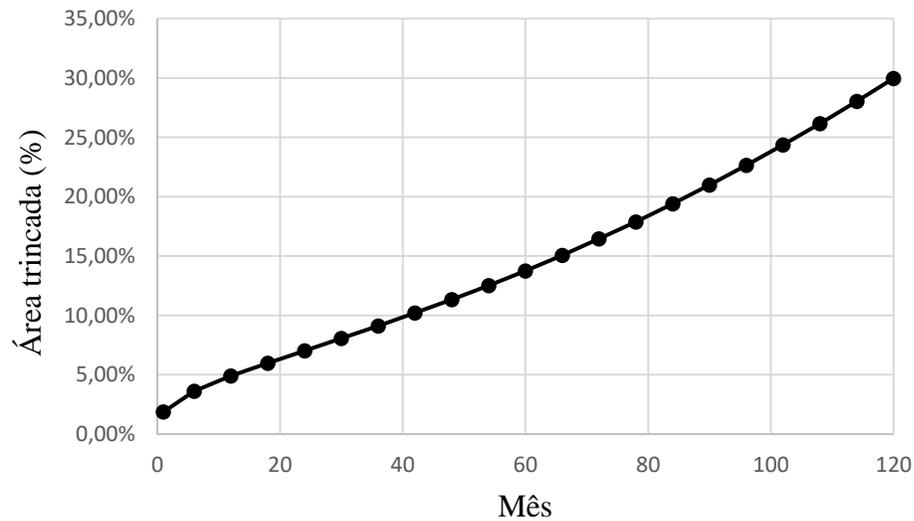
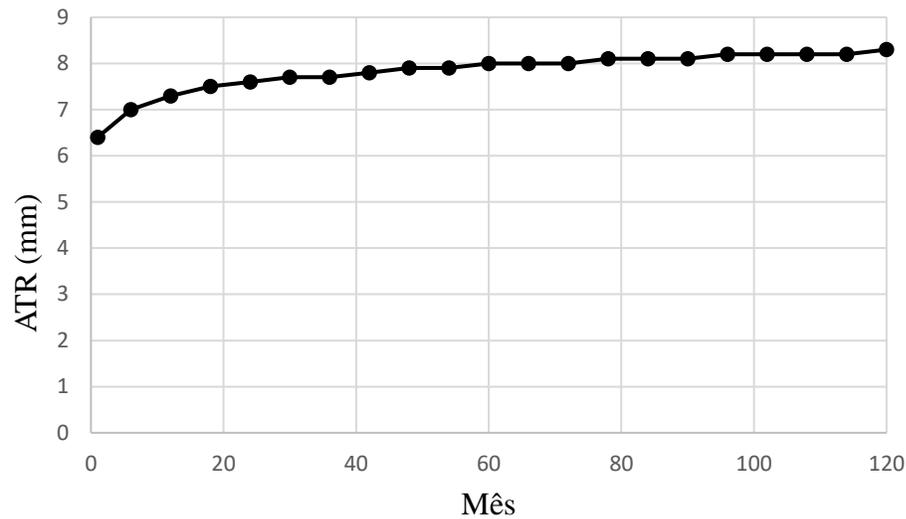


Figura 106 - Afundamento de trilha de roda na simulação com o solo PI-2, para um tráfego de  $N = 2,98 \times 10^6$



Logo, os resultados das avaliações mecanística-empíricas mostraram que um solo laterítico fino também é capaz de manifestar um comportamento adequado em camadas de base, abrindo o leque de possibilidades de aplicação de solos lateríticos com granulometrias distintas. Os valores dos módulos de resiliência das amostras já indicavam a provável viabilidade de estender o emprego de solos lateríticos finos a camadas de base e sub-base. Os solos lateríticos arenosos também mostraram um grande potencial de serem aproveitados em bases de pavimentos, de acordo com os módulos resilientes.

No entanto, apesar do bom desempenho nas análises efetuadas pelo MeDiNa, a efetiva aplicação desses solos deverá estar condicionada aos demais parâmetros classificatórios da metodologia de Rodrigues *et al.* (2010) que, conforme já visto, podem prejudicar a performance do pavimento ao longo de sua vida útil, sendo fundamental tratamentos específicos para melhorar certas propriedades dos solos.

#### 4.7 Sugestões para a classificação de Rodrigues *et al.* (2010)

Tomando-se como referência todos os resultados alcançados e discutidos no presente estudo, foram sugeridas algumas modificações visando aprimorar a classificação estudada.

A classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010) limita o emprego em camadas de base apenas para os solos lateríticos pedregulhosos. Porém, os valores de módulo resiliente dos solos e as análises mecanística-empíricas realizadas, salientaram para a possibilidade de utilização dos solos enquadrados nos demais grupos classificatórios (SLF e SLA) também em bases de pavimentos. A simulação no MeDiNa mostrou que um solo laterítico fino (PI-2) conseguiu suportar um tráfego maior do que um solo laterítico pedregulhoso (PB-3). Desse modo, sugeriu-se estender a aplicação dos solos lateríticos finos para as camadas de sub-base e base, e dos solos lateríticos arenosos para a camada de base.

No entanto, vale lembrar que os outros parâmetros classificatórios são essenciais para definir a necessidade ou não de tratamentos específicos, caso esses solos venham a ser aplicados nos pavimentos rodoviários.

Sendo assim, o Quadro 3 exibe a nova classificação, com as alterações sugeridas. As nomenclaturas das subclasses foram alteradas no intuito de facilitar a compreensão das características dos solos classificados. Foram inseridos subíndices de 1 a 16. Quanto maior o valor do subíndice, pior a qualidade do material com relação aos coeficientes de fragmentabilidade, degradabilidade e friabilidade, limite de contração, valor de azul de metileno e índice CBR.

Logo, tem-se a seguinte configuração:

- Solos lateríticos pedregulhosos: SLP<sub>1</sub>, SLP<sub>2</sub>, SLP<sub>3</sub>, SLP<sub>4</sub> e SLP<sub>5</sub>;
- Solos lateríticos arenosos: SLA<sub>6</sub>, SLA<sub>7</sub>, SLA<sub>8</sub>, SLA<sub>9</sub>, SLA<sub>10</sub> e SLA<sub>11</sub>;
- Solos lateríticos finos: SLF<sub>12</sub>, SLF<sub>13</sub>, SLF<sub>14</sub>, SLF<sub>15</sub> e SLF<sub>16</sub>.

Além disso, apesar de sua grande variabilidade, o índice CBR continua sendo um fator determinante para indicar o tratamento do material ou inviabilizar o aproveitamento de solos lateríticos em pavimentos. Tal medida é justificada pela forma de aplicação do carregamento no ensaio, que é realizada de forma lenta e crescente, sendo um método de avaliação da capacidade de suporte do solo em termos de ruptura plástica. Ademais, apesar do ensaio CBR não retratar com fidelidade a estrutura de um pavimento (que está submetida a cargas repetidas, transientes e que provocam pequenos deslocamentos), ainda é um método bastante empregado para avaliação e dimensionamento de estruturas rodoviárias, além de ter um histórico bastante extenso de aplicações e com relativo sucesso.

Os demais parâmetros da classificação também permanecem sendo relevantes para a sinalização da necessidade de tratamento do material, de acordo com os limites já vistos. Para o reforço do subleito, manteve-se a configuração da classificação original no tocante aos solos lateríticos pedregulhosos, que independentemente dos valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade, esses materiais podem ser utilizados sem a precisão de tratamento para melhorar essas propriedades.

Salienta-se que a classificação sugerida apenas viabiliza a utilização de solos lateríticos nos pavimentos, mas o que vai permitir a aplicação de fato, serão as análises complementares, como por exemplo, a determinação do módulo de resiliência e as avaliações mecanística-empíricas.

Quadro 3 - Classificação de Rodrigues *et al.* (2010) com as modificações sugeridas

SOLOS LATERÍTCOS Composição Química e Gênese															
Passante na peneira 80 µm ≤ 30%										Passante na peneira 80 µm > 30%					
Passante na peneira 2 mm ≤ 30%					Passante na peneira 2 mm > 30%										
Solos Lateríticos Pedregulhosos (SLP)					Solos Lateríticos Arenosos (SLA)						Solos Lateríticos Finos (SLF)				
FR ≤ 7% & DG ≤ 7%		FR > 7% ou DG > 7%			FR > 7% & DG > 7%	VA ≤ 1,5				VA > 1,5	VA ≤ 3				VA > 3
CBR ≥ 60%	30% ≤ CBR < 60%	CBR ≥ 30%	10% ≤ CBR < 30%	FB ≤ 60%				FB > 60%	LC ≥ 20%		LC < 20%				
				LC ≥ 15%		LC < 15%			CBR ≥ 10%		CBR < 10%	CBR ≥ 10%	CBR < 10%		
SLP1	SLP2	SLP3	SLP4	SLP5	SLA6	SLA7	SLA8	SLA9		SLA10				SLA11	SLF12
<b>CAMADA DE BASE</b>															
SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO				COM TRATAMENTO						COM TRATAMENTO				
<b>CAMADA DE SUB-BASE</b>															
SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO			SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO						COM TRATAMENTO				
<b>REFORÇO DO SUBLEITO</b>															
SEM TRATAMENTO					SEM TRATAMENTO			COM TRATAMENTO			SEM TRATAMENTO	COM TRATAMENTO			
<p>Observações:</p> <p>Tráfego: N &lt; 10°</p> <p>Peso do eixo simples &lt; 13t</p> <p>S = Siltsos; A = Argilosos; F = Fraca qualidade; B = Boa qualidade.</p> <p>FR = Coeficiente de Fragmentabilidade; DG = Coeficiente de Degradabilidade; FB = Coeficiente de Friabilidade; LC = Limite de Contração; VA = Valor do Azul de Metileno</p>															

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Consubstanciado nos conceitos apresentados nesta pesquisa e na análise dos resultados obtidos, foi possível chegar às conclusões apresentadas a seguir.

### 5.1 Conclusões

- Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) acompanhados da técnica EDS, fluorescência de raios-x (FRX) e difração de raios-x (DRX) foram capazes de identificar a gênese laterítica dos solos. As microfotografias das amostras revelaram um aspecto cimentado, característico de solos que contêm na sua composição elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, como é o caso dos solos lateríticos. Os resultados de FRX confirmaram a existência predominante de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$  em todas as amostras. As análises de DRX constataram a presença exclusiva do argilomineral caulinita em 15 das 16 amostras. Apenas o solo PE-1 apresentou também o argilomineral montmorilonita, porém com caulinita sendo predominante, conforme os picos difratométricos;
- A caracterização das amostras permitiu classificá-las de acordo com a metodologia HRB. Foram constatadas inconsistências advindas dessa classificação, com solos pertencendo a um mesmo grupo, apesar de exibirem características granulométricas completamente distintas, como é o caso das amostras GO-5 e GO-6, marcadamente pedregulhosas, classificadas como A-2, assim como as amostras PB-1 e PB-2 que, por sua vez, são predominantemente compostas pela fração areia;
- O estudo granulométrico possibilitou a divisão dos solos em lateríticos finos (SLF), arenosos (SLA) e pedregulhosos (SLP), conforme a metodologia classificatória de Rodrigues et al. (2010). Seis amostras foram enquadradas no grupo dos solos lateríticos finos (GO-1, GO-2, PE-1, PI-1, PI-2 e PI-3), seis no grupo dos solos lateríticos arenosos (GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6) e quatro no grupo dos solos lateríticos pedregulhosos (GO-4, GO-5, GO-6 e PB-3). De maneira geral, os grupos de classificação conseguiram distinguir os solos com certa coerência em relação às suas frações granulométricas. Como exceções, tem-se as amostras GO-3, PI-5 e PI-6, que possuem certa predominância de fração pedregulhosa, porém fazem parte do grupo dos solos lateríticos arenosos;
- A média dos valores de azul de metileno obtidos para os solos lateríticos finos foi de 1,10 g/100 g de solo, enquanto que para os solos lateríticos arenosos foi de 0,48 g/100 g de solo. Estes números confirmaram que as amostras finas apresentaram maior argilosidade quando comparadas às amostras arenosas. Além disso, de forma geral, os valores de azul mostraram que os solos estudados apresentaram baixa atividade, e isso é uma característica esperada para os solos lateríticos, que possuem como argilomineral predominante ou exclusivo a caulinita, reconhecida por possuir baixa superfície específica. O cálculo da superfície específica das amostras analisadas confirmou essa constatação. O maior valor de azul encontrado foi o da amostra PE-1, provavelmente devido à presença de montmorilonita neste solo, que é um argilomineral de maior superfície

específica. De acordo com a norma NF P 11-300, todos os solos mostraram-se passíveis de manifestar sensibilidade à água, ou seja, com variação da capacidade de carga dada a variação do teor de umidade. Ademais, ainda conforme a referida norma, todas as amostras possuem baixa plasticidade, já que nenhuma exibiu valor de azul superior a 2,5 g/100 g. Os valores de azul de metileno apenas se relacionaram bem com a porcentagem de material passante na peneira 0,075 mm, confirmando que a superfície específica das argilas é preponderante em relação aos demais finos, existe uma correlação direta entre a quantidade de azul adsorvido pelas partículas de um solo e o seu teor de argila. Assim, quanto maior a quantidade de finos de uma amostra, maior tende a ser o seu teor de argila. Para os demais parâmetros da classificação, não foram obtidas boas correlações com os valores de azul;

- Todos os solos apresentaram contratilidade, com limites de contração que variaram entre 14,59% e 34,08%, não sendo encontrado um padrão de valores que diferenciasse os solos lateríticos finos dos arenosos. Consoante a classificação de Rodrigues et al. (2010), os solos lateríticos finos com limite de contração inferior a 20%, deverão passar por tratamento, que foi o caso das amostras PI-2, PI-3. Os solos PB-2 e PI-6 apresentaram limite de contração inferior a 15% que, para os solos lateríticos arenosos, é o limite abaixo do qual os materiais precisam de tratamento. O limite de contração correlacionou-se bem apenas com o limite de plasticidade;
- No que se refere ao coeficiente de friabilidade das areias, apenas a amostra PI-5 exibiu friabilidade superior a 60%, demandando tratamento. A friabilidade mostrou ter influência na compactação dos solos, já que materiais muito friáveis tendem a facilitar a formação de elementos finos, quando submetidos a certos carregamentos. A amostra PI-5, no ensaio de compactação, apresentou comportamento compatível com o dos solos lateríticos finos, exibindo uma umidade ótima elevada, em relação aos demais solos arenosos, e baixa massa específica aparente seca máxima. A friabilidade também mostrou ter influência no módulo resiliente das amostras. Quanto mais friáveis os solos, maior tendeu a ser o módulo resiliente. Ao que parece, a formação dos elementos finos pode ter atuado no preenchimento dos vazios do solo durante a compactação, amenizando as deformações no ensaio triaxial de cargas cíclicas;
- A fragmentabilidade dos solos pedregulhosos, assim como a friabilidade das areias, também influenciou o comportamento resiliente das amostras, visto que o surgimento de partículas finas, devido a fragmentação do solo, agiu no preenchimento dos vazios, diminuindo as deformações e aumentando o módulo de resiliência. Ainda assim, cuidados devem ser tomados com relação às características friáveis e fragmentáveis dos materiais, pois a quebra dos grãos ao longo da vida útil do pavimento pode promover um rearranjo na estrutura do solo e, por sua vez, grandes deformações. Com relação a compactação dos solos para realização do ensaio CBR, a amostra PB-3, de maior fragmentabilidade dentre os solos pedregulhosos, exibiu comportamento parecido com o dos solos finos, seguindo o mesmo raciocínio da amostra PI-5;

- Todos os solos lateríticos pedregulhosos apresentaram baixa degradabilidade, mostrando-se altamente estáveis e resistentes à ação dos ciclos de imersão e secagem;
- Grande variabilidade foi observada nos valores de índice CBR, não sendo recomendado adotá-lo como critério único para avaliação da capacidade de suporte dos materiais. Contudo, manteve-se o CBR como sendo um fator determinante para indicar o tratamento dos materiais ou inviabilizar o aproveitamento de solos lateríticos em pavimentos, isso porque é um ensaio que avalia o solo em termos de ruptura plástica, além de ser um método ainda bastante empregado, e com relativo sucesso, no meio geotécnico brasileiro. Ademais, não foram obtidas boas correlações entre o índice CBR e os demais parâmetros classificatórios;
- Todos os três grupos classificatórios (SLF, SLA e SLP) exibiram excelentes valores de módulo resiliente, equivalentes, inclusive, à materiais tradicionalmente empregados na pavimentação. O menor valor de módulo resiliente médio obtido foi 330 MPa, do solo laterítico fino GO-1. Esse valor consegue ser superior a materiais como a brita graduada simples (BGS) e o macadame seco. A amostra PI-2, também do grupo dos solos lateríticos finos, foi a que teve maior módulo de resiliência médio, com  $MR_{\text{médio}}$  igual a 932 MPa. O Modelo composto foi o que proporcionou melhor índice de determinação, quando comparado com os demais modelos;
- Os resultados das avaliações mecanística-empíricas mostraram que um solo laterítico fino também é capaz de manifestar um comportamento adequado em camadas de base, abrindo o leque de possibilidades de aplicação de solos lateríticos com granulometrias distintas. A simulação no MeDiNa mostrou que o solo laterítico fino PI-2 conseguiu suportar um tráfego maior ( $N = 2,98 \times 10^6$ ) do que o solo laterítico pedregulhoso PB-3 ( $N = 2,46 \times 10^6$ ), quando empregados na camada de base do pavimento. A partir disso, sugeriu-se estender a aplicação dos solos lateríticos finos para as camadas de sub-base e base, e dos solos lateríticos arenosos para a camada de base, na classificação de Rodrigues et al. (2010);
- A metodologia de classificação de solos lateríticos proposta por Rodrigues et al. (2010) mostrou aplicabilidade e permitiu viabilizar o emprego de solos lateríticos naturais em camadas de pavimentos, visto que leva em consideração as concepções apropriadas do meio ambiente tropical e o processo de laterização, bem como as propriedades mecânicas inerentes às composições químicas dos sistemas lateríticos.

## 5.2 Sugestões para pesquisas futuras

- Estudar a influência da energia de compactação nos solos lateríticos, com base nos coeficientes de friabilidade e fragmentabilidade;
- Avaliar a diferenciação entre solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos através de outros limites de material passante nas peneiras de abertura 0,075 mm e 2,00 mm;
- Realizar estudos que permitam comparar a umidade de compactação, a de equilíbrio e a referente ao limite de contração, de forma que seja possível prever o potencial de contração da camada compactada do

pavimento sujeito à secagem. Assim, será possível associar o potencial de contração com os limites impostos pela classificação;

- Estudar trechos experimentais de pavimentos para avaliar o comportamento dos solos frente as solicitações reais e correlacionar com a classificação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALAO, D. A. Geology and engineering properties of laterites from Ilorin. **Engineering Geology**, 19:111-118, Nigeria, 1983.
- ALONSO, E. E. **Suelos compactados em la teoría y em la práctica**. Barcelona: Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña, 2004.
- ANAND, R. R.; PAINE, M. Regolith geology of Yilgarn Craton, Western Australia: Implication for Exploration. **Australian Journal of Earth Sciences**, 49: 3-162, 2002.
- AUTRET, P. **Contribution a l'étude des graveleux lateritiques traités au ciment - Limite de Retrait**. Bull. liaison Labo P. et Ch., 118:7-16, 1982.
- AUTRET, P. **Latérites et graveleux latéritiques. Institut des sciences et des Techniques de l'équipement et de l'environnement pour le développement**. Études. Laboratoire Central des Pontes et Chaussées, 1983.
- BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2007.
- BARROSO, S. H. A.; FABBRI, G. T. P. **Aplicação do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno para Caracterizar o Potencial de Uso em Pavimentação dos Solos da Região Metropolitana de Fortaleza**. In: XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. ANPET. Vol 1. pg. 312-322. Rio de Janeiro, 2003.
- BARROSO, S. H. de. **Estudo dos solos da região metropolitana de Fortaleza para aplicação na engenharia rodoviária**. 178 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- BATALIONE, G. **Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedra de uma rocha granítica**. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM 158/ 07, 172 p, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- BATALIONE, G. **Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedra de uma rocha granítica**. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM 158/ 07, 172 p, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- BAYEWU, O. O.; OLOUNTOLA, M. O.; MOSURO, G. O.; ADENIYI, S. A. Petrographic and geotechnical properties of lateritic soils developed over different parent rocks in Agolwoyere area, south-western Nigeria. **International Journal Of Applied Sciences & Engineering Research**, 1(4):584-594, 2012.
- BELLO, A. A. Analysis of shear strength of compacted lateritic soils. **The Pacific Journal of Science and Technology**, 12(1), 2011.
- BELLO, A. A. Analysis of shear strength of compacted lateritic soils. **The Pacific Journal of Science and Technology**, 12(1), 2011.
- BENSON, C.H.; DANIEL, D. E. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 116, n. 8, p. 1231-1248, 1990.
- BERNUCCI, L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, 237p, São Paulo, 1995.
- BERNUCCI, L. B.; CAMACHO, J.; MARINHO, F. M.; NOGAMI, J. S. **Efeitos da temperatura na movimentação d'água em pavimentos construídos com solos lateríticos**. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 14. Anais. Gramado, ANPET. v.1, p.539-550, Gramado, 2000.

- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro, 2008.
- BERNUCCI, L. L. B. **Expansão e contração de solos tropicais compactados e suas aplicações as obras viárias. Classificação de solos tropicais com base na expansão e contração**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), 171 p, São Paulo, 1987.
- BERNUCCI, L. L. B. **Módulo Resiliente de Solos Lateríticos e sua Aplicação ao Dimensionamento de Pavimentos de Vias de Baixo Volume de Tráfego**, I SINBATRA, Vol II, 490/508, Rio de Janeiro, 1997.
- BERNUCCI, L. L. B.; SERRA, P. R. M. **Mistura argila laterítica, brita como base de pavimentos economicos urbanos, segmento experimental de diadema, (sp)**. Anais.. Belem: Associacao Brasileira de Pavimentacao, 1990.
- BORBA, S. M. C. **Estudo das Propriedades Químicas e Mineralógicas dos Solos Vermelhos Tropicais do Norte e Nordeste do Brasil**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1981.
- BUDNY, J. **Verificação do Potencial de Estabilização de um Solo Laterítico com Uso de Ácido Fosfórico, Ácido Cítrico e Cinza de Casca de Arroz**. Tese (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, 2018.
- CAPUTO, H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. Livros Técnicos e Científicos, 234 p., 6.ed., Rio de Janeiro, 1988.
- CARDOSO, F. B. F. **Propriedades e Comportamento mecânico de solos do planalto central Brasileiro**. Tese (Doutorado em Geotecnia), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 357 p., Brasília, 2002.
- CASANOVA, F. J. **O Ensaio de Azul de Metileno na Caracterização de Solos Lateríticos**. Anais da 21ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV, V. 2, pp. 276 – 286, Salvador, 1986.
- CASANOVA, L. V. P. **Estabilização de Minerais Argilosos com Cal**. Petrobras: Petróleo Brasileiro S.A., 100 p., Rio de Janeiro, 1988.
- CERRATI J. A. P.; LOPES F. R. Uma análise paramétrica do ensaio CBR. **Revista Solos e Rochas**, Nº 1, Volume 8: 37 – 44, 1985.
- CETIN, H.; FERNER, M.; SOYLEMEZ, M.; GUNAYDIN, O. Soil structure changes during compaction of a cohesive soil. **Engineering Geology**, v. 92, n. 1-2, p. 38-48, 2007.
- CHAVES, J. F. **Caraterização Geotécnica de Solos da Formação Barreiras da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação em Obras Rodoviárias**. Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2000.
- CHIOSSI, N. **Geologia de Engenharia**. 3 ed. ed. São Paulo: Oficina de Textos, ISBN: 978-85-7975-083-0, 2013.
- COLEMAN, J. D.; FARRAR, D. M. The Moisture Characteristics, Composition and Structural Analysis of a Red Clay Soil From Nyeri - Kenya, **Geotechnique**, 14:3, 1964.
- COSTA, M. L. **Introdução ao intemperismo laterítico e à lateritização**. In: Otavio A.B. Licht, Carlos Siqueira Bandeira de Mello, Cassio Roberto da Silva (Eds.), Prospecção Geoquímica de Depósitos Mineraias Metálicos, Não-Metálicos, óleo e Gás. Sociedade Brasileira de Geoquímica, SBGq/CPRM, Serviço Geológico do Brasil (Geological Survey of Brazil), 199–244p. Rio de Janeiro, 2007.
- COUTINHO, J. C. P. **Dimensionamento de pavimento asfáltico : comparação do método do DNER com um método mecanístico-empírico aplicada a um trecho**. 2011.184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

- CUNHA, José Eduardo Vilar. **Solos lateríticos estabilizados com cimento através da metodologia da ABCP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, UFPB, 1992.
- DE GRAFT-JOHNSON, J. W. S.; BHATIA, H. S.; GIDIGASU, M. D. **The engineering characteristics of lateritic residual clays of Ghana for earthdam construction**. Proc. Symp. Earth Rockfill Dams. Natl. Soc. Soil Mech. Found. Eng., 1: 94-107, New Delhi, 1968.
- DEGN. **Pour l'Utilisation en Corps de Chaussée de Graveleux Latéritiques Naturels**. République du Cameroun. Recommandation, Edition provisoire, 1984.
- DELAGE, P.; AUDIGUIER, M.; CUI, Y.J.; HOWAT, M. Microstructure of a compacted silt. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 1, p. 150-158, 1996.
- DELGADO, Anna Karina Chaves. **Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na pavimentação rodoviária**. 2007. 414 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2007.
- DELGADO, B. G. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como camada de sublastro na estrada de ferro Carajás**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – DNIT ME 134: Pavimentação: **Solos: Determinação do módulo de resiliência: Método de Ensaio**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – DNIT ME 172: Pavimentação: **Solos: Determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas: Método de Ensaio**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2016.
- DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **DNER ME 122, Solos - Determinação dolimite de liquidez - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994.
- DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **DNER ME 082: Solos - Determinação dolimite de plasticidade - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994a.
- DNER. Departamento Nacional de Estradas e Rodagens. **DNER-ME 080, Solos - Análise Granulométrica por Peneiramento - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994b.
- DNER. **Manual de Pavimentação**. 2ª ed., Rio de Janeiro, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Ministério dos Transportes, 1996.
- DNIT. **Publicação IPR – 719, Manual de Pavimentação**, 294p, Rio de Janeiro, 2006.
- DUTRA, S. V. M. **Estado da Arte sobre a Utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários**. Dissertação (Especialização em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Universidade do Porto, Porto, 2014.
- DUTRA, Sónia Vanessa Meneses. **Estado da arte sobre a utilização de solos lateríticos em pavimentos rodoviários**. Dissertação (Especialização em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Universidade do Porto, Porto, 2014.
- ELLIOT, R. P.; THORNTON, S. I. Simplification of subgrade resilient modulus testing. **Transportation Research Record**, [S.l.], n. 1192, p. 1-7, 1988.

- FABBRI, G. T. P. **Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 1994.
- FABBRI, Glauco T. P. **Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno**. 1994. 176 p. Tese (Doutorado em Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.
- FERNER, M.; YESILLER, N. Vertical pore structure profile of a compacted clayey soil. **Engineering Geology**, v. 166, p. 204-2015, 2013.
- FERREIRA, J. G. H. M. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). PEC. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ, 2002.
- FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2. ed. rev. e ampl. Curitiba, PR: Ed. UFPR, 2011.
- FONTES, M. Iron oxide-clay mineral association in Brazilian Oxisols: a magnetic separation study. **Clays and Clay Minerals**, pp. 175-179, 1992.
- FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos- SISPAV**. 294p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.
- FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Manual de Utilização do programa MeDiNa**. p. 1-78. 2020.
- FRANZOI, S. **Algumas particularidades resilientes de solos lateríticos e saprolíticos**. 1990. 139 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990.
- FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2016.
- GAILLABAUD, P.; CINOT, J. C. **Utilité de l'essai au bleu de méthylène en terrassements routiers**. Travail de fin d'études à l'ENTPE, Lyon, 1982.
- GIDIGASU, M. D. **Laterite Soil Engineering, Pedogenesis and Engineering Principles**. Elsevier Sci. Publ. Co., Amsterdam, Netherlands, 1976.
- GIDIGASU, M. D. Review of identification of problem laterite soils in highway engineering. **Trans. Res. Board**, Wash., Rec., 497: 96-111, 1974.
- GIDIGASU, M.D. **Laterite Soil Engineering: Pedogenesis and Engineering principles**. Elsevier, Amsterdam, Netherland, 1976.
- GIDIGASU, M.D. **Laterite Soil Engineering**. Amsterdam: Elsever Scientific, 1976.
- GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. **Caracterização de Propriedades Geotécnicas de Solos realizada no próprio campo e de maneira Expedita**. 32ª Reunião Anual de Pavimentação, 1:108-115, Brasília, 2000.
- GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. **Caracterização de propriedades geotécnicas de solos realizada no próprio campo e de maneira expedita**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., Brasília, DF, 2000. Anais. ABPV. v.1, p.107-15, Brasília, 2000.
- GUIMARÃES, A. C. R. et al. **Relatório Critérios de Dimensionamento - RT 03/15 - LIF. Projeto IME/Vale: Estudos para Revisão de Critérios de Projeto da Via Permanente**. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2015.
- GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecânico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

GUIMARÃES, R.C.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FARIAS, M. M. **Contribuição ao Estudo da Utilização de Solos Finos em Pavimentação**. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPv, 2: 469-477, Rio de Janeiro, 1997.

HEUKELOM, W.; FOSTER, C. R. Dynamics Testing of Pavements. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 86(1), 1-28, 1960.

HORPIBULSUK, S.; SUDDEEPONG.; A, CHAMKET, P.; CHINKULKIJNIWAT, A. Compaction behavior of fine grained soils, lateritic soils and crushed rocks. **Soils and Foundations**. The Japanese Geotechnical Society, 2012.

ISTED. **Utilisation des Graveleux Latéritiques en Technique Routière**. Institut des Sciences et des Techniques de l'Équipement et de l'Environnement pour le Développement. Paris, 1990.

IYER, UM.; WILLIAMS, D. J. Properties and performance of lateritic soil in road pavements. **Engineering Geology**, 46:71-80, 1997.

JOEL, Manasseh; AGBEDE, Isaac Olufemi. "Mechanical-Cement Stabilization of Laterite for Use as Flexible Pavement Material." **Journal of Materials in Civil Engineering**, 23:146-152, 2011.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR, G.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: ABMS, 2015. v. 1. 804p .

KÄMPF N.; CURTI, N. Óxidos de ferro: indicadores de ambientes pedogênicos e geoquímicos. **Tópicos em ciência do solo**. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, v. 1, p. 107-138. Viçosa, 2000.

KEZDI, A. **Handbook of Soil Mechanics**. Bulk 1 Elsevier Scientific Publishing Company, 258p, New York, USA, 1980.

KODIKARA, J.; TANVIRU, L. I.; AROORAN, S. Review of Soil Compaction: History and Recent Developments. **Transportation Geotechnics**, 17:24– 34, 2018.

LAMBE, T. W. A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay. **Research Conference on Shear Strength of Coesive Soils**. ASCE. pp 555-580, 1960.

LAMBE, T. W. The structure of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 84, n. 2, p. 1654-1-1654-34, 1958.

LCPC. **L'essai au Bleu de Méthylène - Avant-Projet de Mode Opératoire**. Département de Géotechnique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 1979.

LCPC/SETRA. **Réalisation des remblais et des couche de forme**. Fascicule II, Annexes Technique. França, 2002.

LECOMTE-NANA, G. L.; LESUEUR, E.; BONNET, J. P.; LECOMTE, G. Characterization of a lateritic geomaterial and its elaboration through a chemical route. **Construction and Building Materials**. ELSEVIER. N . 23, 1126–1132, 2008.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates. **Journal of Transportation Engineering ASCE**, Vol. 126 (1), Jan/Feb, pp. 76-83, 2000.

LI, X.; ZHANG, L. M. Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil. **Can. Geotech. J.**, v46: pp129–141, 2009.

LIMA, Giovanna Feitosa de. **Avaliação da eficácia da proposta de classificação universal para solos lateríticos aplicada a três solos do nordeste brasileiro**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2013.

LOPERA, J. F. B. **Influência da microestrutura no comportamento mecânico dos solos tropicais naturais e compactados**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM272/16, 149p., Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

LYON ASSOCIATES INC. Une Etude Géotechnique pour Agence pour le Développement International, Les Sols Latéritiques et d'Autres Sols Difficiles d'Afrique. Baltimore, Maryland, U.S.A. **Building & Road Research Institute**, 1971.

MAHALINGA-IYER, U., WILLIAMS, D.J. Properties and Performance of Lateritic Soil in Road Pavements. **Engineering Geology**, 46, 71-80, 1997.

MAIGNEIN, R. Review of Research Laterites. **Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-mer. Paris.** United Nations Educational Scientific and Cultural Organization (UNESCO). Place de Fontenoy, Paris-7. Printed by Vaillant-Carmanne, Liège, 1966.

MAIGNIEN, R. **Review of Research on Laterites. Natural Resour.** Res. IV. UNESCO. Paris, 1966.

MARAGON, M.; MOTTA, L. M. G. **Considerações sobre a utilização da pedologia na engenharia Geotécnica a partir de um sistema de classificação dos solos.** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33. Florianópolis, SC, 2001. Anais. ABPV. CD-Rom, p.406-422. Florianópolis, 2001.

MARANGON, M. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência.** Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

MARANGON, MÁRCIO. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilização Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência.** Tese (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2004) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

MARSON, M. **Análise crítica da classificação MCT para solos tropicais.** 2004. 216f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2004.

MARTÍNEZ, Gioconda Santos e Souza. **Estudo do comportamento mecânico de solos residuais da formação barreiras.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, 2003.

MASCARENHAS, I. L. **Caracterização geotécnica de solos na região metropolitana do Cariri/CE para uso em pavimentação.** Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de PósGraduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2016.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos.** 1ª edição, 380 p., Editora UFRJ Rio de Janeiro-RJ, 1997.

MEDINA, J. MOTTA, L.M.G. SANTOS J.D.G., Deformability characteristics of brazilian laterites. **Geotechnical and Geological Engineering.** 24: 949–971. Springer, 2006.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** 3ª Edição. Editora Interciência, Rio de Janeiro – RJ, 2015.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.

MELO JÚNIOR, A. S. **Análise quantitativa do material particulado na região de campinas através das técnicas de microfluorescência de raios-X e reflexão total usando radiação síncrotron.** Tese (Doutorado em Química) – UNICAMP, Campinas/SP, 2007.

MÉLO, V. S. **Classificação e Estabilização de Solos Lateríticos do Estado da Paraíba e do Rio Grande do Norte.** Dissertação de Mestrado. Centro de Tecnologia e Recursos Naturais – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2011.

MENGUE, E.; MROUEH, H.; LANCELOT, L.; EKO, R. Physicochemical and consolidation properties of compacted lateritic soil treated with cement. **Soils and Foundations**, 2017.

MERCK e CO. **The merck index of chemical and drugs.** Rahway, 1952.

MOH, ZA-CHIEN; MAZHAR, M. F. Effects of Method of Preparation on Index Properties of Lateritic Soil. Proceeding of the Specialty Session. **Engineering Properties of Lateritic soils**. VII ICSMFE, volume 1, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 1969.

MONISMITH, C. L. **Evolution of long-lasting pavement design methodology: a perspective, distinguished lecture**. In: International symposium on design and construction of long lasting asphalt pavements, Auburn University, 2004.

MOTTA, L. M. G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; MATOS, M. V. M.; VIANNA, A. A. D. (1990). **Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos**. In. 24<sup>a</sup>. Reunião Anual de Pavimentação. Anais..., p. 234-255. Belém, 1990.

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Tese (Doutorado). North Carolina State University. Raleigh, 2014.

NDIAYE, M. M. **Contribution à l'étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil**. Thèse de doctorat en cotutelle entre l'université Paris est et l'université cheikh anta diop de Dakar, 2013.

NETO, A. R. **Influência da mineralogia da fração argila sobre propriedades físicoquímicas dos solos brasileiros**. 1996. 144p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 1996.

NETTERBERG, F. **Calcrete in Road Construction**. National Institute for Transport and Road Research. NITRR. Bulletin 10. Pretória. South Africa, 1975.

NEWILL, D. A laboratory of two red clays from Kenya. **Geotechnique**, 11:303-318, 1961.

NF P 18-576: **Granulats – Mesure du coefficient de friabilité des sables**. Norme Française, Saint-Denis, 1990.

NF P 11-300: **Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières**. Norme Française, Saint-Denis, 1992a

NF P 94-066: **Sols: reconnaissance et essais – Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux**. Norme Française, Saint-Denis, 1992b.

NF P 94-067: **Sols: reconnaissance et essais – Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux**. Norme Française, Saint-Denis, 1992c.

NF XP P 94-060-1: **Sols: reconnaissance et essais – Essai de dessiccation – Partie 1: Détermination conventionnelle de la limite de retrait sur le passant à 400 µm d'un matériau**. Norme Française, Saint-Denis, 1997.

NF P 94-068: **Sols: Reconnaissance et essais – Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache**. Norme Française, Saint-Denis, 1998.

NÓBREGA DANTAS, A. A. **Avaliação do comportamento mecânico, geoquímico, mineralógico e geoambiental de um rejeito de minério de ferro incorporado a um solo laterítico para fins rodoviários**. Tese de Doutorado em Geotecnia, Publicação G.TD – 154/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

NOGAMI, J. N.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo, 1995.

NOGAMI, J. S.,; VILLIBOR, D. F.; SERRA, P. R. M.; ZUPOLLINI, A. N. **Tecnologia de pavimentação de baixo custo com uso de bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. ABPv, 1: 417 – 436. Rio de Janeiro, 1997.

- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. 213 p., São Paulo, 1995.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Soil characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area. **Bulletin of International Association of Engineering Geology**, Krefeld, n. 19, p.196-199, 1979.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F.; SÓRIA, M. H. A.; FABBRI, G. T. P. **Pavimentação com Solos Lateríticos**. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1993.
- OLIVEIRA, J. B. Solos do Estado de São Paulo: descrição das classes registradas no mapa pedológico. Campinas, Instituto Agrônomo. (Boletim Científico n.45). 1999.
- OMOTOSO, O. A.; OJO, OJ.; ADETOLAJU, ET. **Engineering properties of lateritic soils around Dall quarry in Sango area**, Ilorin, Nigeria. *Earth Science Research*, 1(2):1-81, 2012.
- OSEI, A.; DALLAS, N. L.; TUTUMLEUR, E. **Effect of Compaction on Orthotropic Properties of Unbound Aggregate Bases**. European Workshop On Compaction of Soils and Granular Materials, pp. 17-26, Paris, 2000.
- PORTELINHA, F. H. M.; LIMA, D. C. ; FONTES, M. P. F. ; CARVALHO, C. A. B. . Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement: An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers. **Soils & Rocks**, v. 35, p. 51-63, 2012.
- PRADO, Danilo Henrique Cangussú. **Comparação entre caracterização dos solos do sudoeste goiano por meio de ensaios laboratoriais e identificação tátil visual**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Instituto Federal de Goiás, Jataí, 2018.
- PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Rio de Janeiro, 1983.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Análise da Microestrutura de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal**. 23ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, 1:373-382, 1987.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Effects of deferation and removal of amorphous silica and alumina on selected properties of Brazilian lateritic soils**. In: INTERNATIONAL SEMINARON LATERITE, Tokyo, Proceedings. v. II, p. 559-567, 1985.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Lateritic soils: chemical and geotechnical properties**. In: Regional Conference For Africa On Soil Mechanics And Foundation Engineering 10, and International Conference On Tropical And Residual Soils. 3., Maseru, Proceedings, 1991.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Study of the microstructure of lateritic soils using Scanning Electron Microscope**. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON LATERIZATION PROCESSES, São Paulo, Proceedings, v. I, p. 563-568, 1981.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.; SIMMONS, J. V. **Mineralogy and microstructure**. In: **BLIGHT, G.E., Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997.
- QUINTANS, André Luiz Lucas. **Estudo das propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas de um solo arenoso fino laterítico (SAFL) utilizado na pavimentação do complexo aeroportuário da grande Natal-RN/NE**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2005.
- RAHIMI, H.; PAZIRA, E.; TAJIK, F. Effect of soil organic matter, electrical conductivity and sodium adsorption ratio on tensile strength of aggregates. **Soil and Tillage Research**, v.54, n.3/4, p.145-153, 2000.
- ROCHA, Breno Padovezi. **Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo**. Tese (Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

- RODRIGUES, John Kennedy G. **Rationalisation de L'utilisation de Sols Lateritiques en Plateformes de Chaussees Durables et de Faible Cout.** Rapport Stage Pos-Doctorale. LCPC, Paris, 2010.
- ROMERO, E. A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties. **Engineering Geology**, v. 165, p. 3-19, 2013.
- ROMERO, E.; DELLA VECCHIA, G.; JOMMI, C. An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. **Géotechnique**, v. 61, n. 4, p. 313-328, 2011.
- SANTANA, H.; GONTIJO, P. R. A. **Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil.** ABPv – 22ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, 2: 850-899, 1987.
- SANTANA, H.; GONTIJO, P. R. A. **Os materiais lateríticos na pavimentação de baixo custo no Brasil.** 22ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, 1: 805- 899, Maceió, 1987.
- SANTOS, E. F. D. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.
- SANTOS, P. S. **Tecnologia de argilas aplicada as argilas brasileiras.** Volume 1. Edgar Blucher Ltda, 737p., 1975.
- SILVA, Bruno Oliveira da. **Estudo comparativo entre metodologias de classificação e caracterização mecânica de solos da região metropolitana de Belo Horizonte para fins rodoviários.** 2019. 171 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.
- SILVA, C. C. V. P. **Estudo e proposição de solução para segmento crítico na rodovia BR-230/PB com aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos MeDiNa.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2021.
- SOUSA, Mayssa Alves da Silva. **Contribuição ao estudo de solos tropicais finos para uso na pavimentação rodoviária.** 2021. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2021.
- SOUZA, R. A. de. **Estudo comparativo dos ensaios de CBR e Mini-CBR para solos de Uberlândia - MG.** Dissertação de Mestrado, 113 p., Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2007.
- TAKEDA, M. **A influencia da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos do subleito do interior paulista.** Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos-SP, 2005.
- TAKEDA, M.C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos do subleito de rodovias do interior paulista.** Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2006.
- TERZAGHI, K. **Design and performance of the Sasumua dam.** Proc. Brit. Inst. Civ. Eng..Lond., 9: 369-394, 1958.
- TOWNSEND, F. C.; MANKE, G. P.; PARCHER, J. V. **Effect of remoulding on the properties of a laterite soil.** Highw. Res. Board, Rec., 284: 76-84, 1969.
- TOWNSEND, F.C. Geotechnical Characteristics of Residual Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, 111, 77-92, 1985.
- TRINDADE, T. P.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; SILVA, C. H. C.; BARBOSA, P. S. A. **Estudo dos módulos de resiliência de dois solos tropicais no estado natural e quando estabilizados com cimento.** Engenharia Civil UM (Braga), n.17, p. 19-30, Guimarães, Portugal, 2003.
- UGBE, F. C. Basic engineering geological properties of lateritic soils from western Niger delta. Research **Journal of Environmental and Earth Sciences**, 3(5):571-577, 2011.

VARGAS, M. **Identification and classification of tropical soils**. US/Brazil Geotechnical Workshop: Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, p. 200-205. Belo Horizonte, 1994.

VARGAS, M. **O Uso dos Limites de Atteberg na Classificação dos Solos Tropicais**, VII Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, Volume 5, Olinda/Recife, 1982.

VAUGHAN, P. R. Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic, Particularly as Related to their Structure and Mineral Components – Special Lectures. Proceedings..., **I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**. ABMS. Brasília. vol. 3, 231-263, 1985.

VILLIBOR D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos econômicos: Tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. 291 p., Arte & Ciência, São Paulo, 2009.

VILLIBOR, D. F. **Critério de escolha e recomendações construtivas para base de pavimentos de solo arenoso fino laterítico**. Pavimentação ABPv, 1 (2): 35 – 55, 2006.

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J.S., SERRA, P.R.M.; ZUPPOLINI NETO, A. Procedimentos não-tradicionais na pavimentação com solos e ambientes tropicais. In: 30ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador. **Anais [...]**. ABPv, Rio de Janeiro, v.3, p.1603-1633, 1996.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Aspectos fundamentais para uso adequado de SAFL em bases de pavimentos de baixo custo**. 33ª Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis: ABPv, 2001.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos**. São Paulo, Brasil. Arte & Ciência, 2009.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P. R. M.; NETO, A. Z. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. Arte & Ciência, 169 p. São Paulo, 2007.

VILLIBOR, D.F., **Pavimentos econômicos. Novas considerações**. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Universidade de São Paulo (São Carlos), São Paulo, 1981.

VILLIBOR, Douglas Fadul *et al.* **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas**. 2. ed., 196 p., Arte & Ciência, São Paulo, 2009.

VILLIBOR, Douglas Fadul *et al.* **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas**. 2. ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 196 p.

VILLIBOR, Douglas Fadul. **Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais: projeto e construção: novas considerações**. Florianópolis: Tribo da Ilha, 2019. 544 p.

WATABE, Y.; LEROUÉIL, S.; LE BIHAN, J. P. Influence of compaction conditions on pore size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 6, p. 1184-1194, 2000.

WATTS, C.W. & DEXTER, A.R. **Soil friability: Theory, measurement and the effects of management and organic carbon content**. Eur. J. Soil Sci., 49:73-84, 1998.

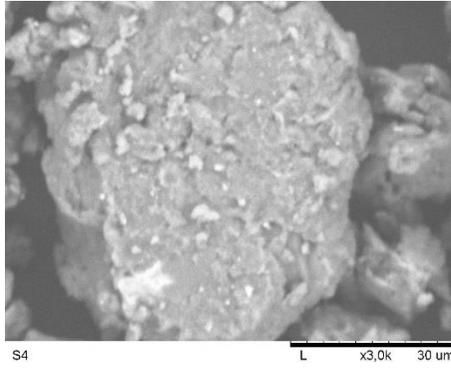
WINTERKORN, F. M.; CHANDRASEKHARAN, E. C. **Lateritic Soil and Their Stabilization**, HRB, Bulletin No. pg. 10-29, 1951.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**. 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1975.

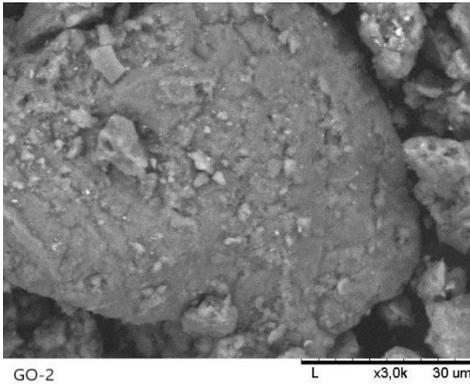
ZHANG, T. W.; CUI, Y. J.; LAMAS-LOPES, F.; CALON, N.; D'AGUIR, S.C. Compacted soil behaviour through changes of density, suction and stiffness of soils with remoulding water content. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 55, n. 2, p. 182-190, 2018.

**ANEXO A – MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA**

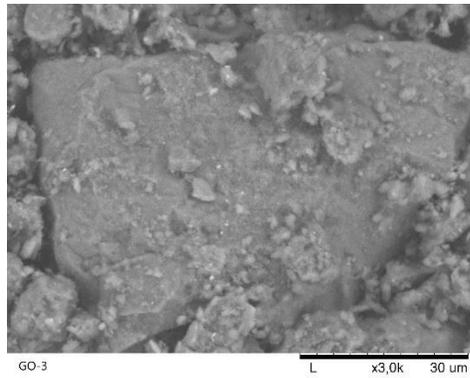
AMOSTRA GO-1



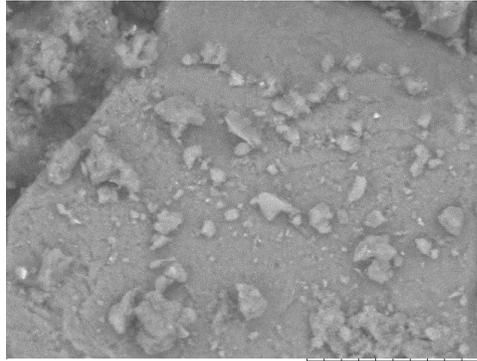
AMOSTRA GO-2



AMOSTRA GO-3

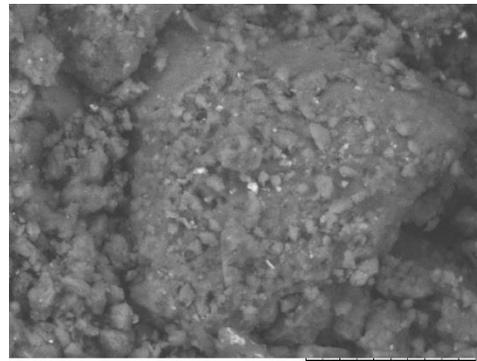


AMOSTRA GO-4



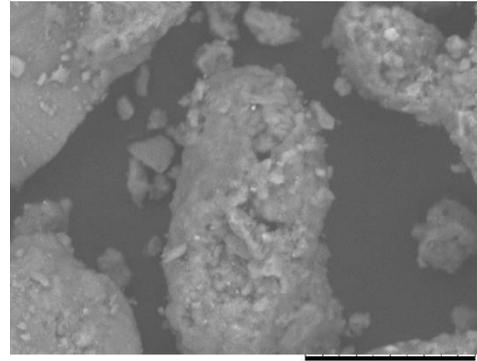
GO-4 L x3,0k 30 um

AMOSTRA GO-5



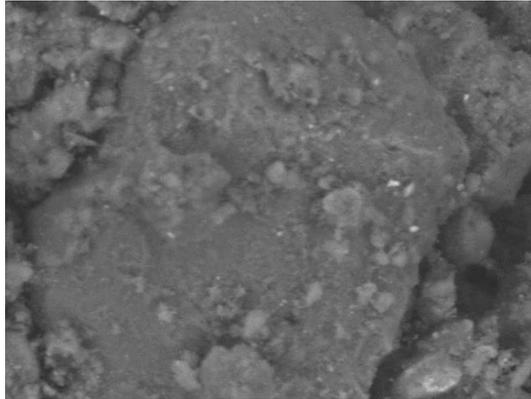
GO-5 L x3,0k 30 um

AMOSTRA GO-6



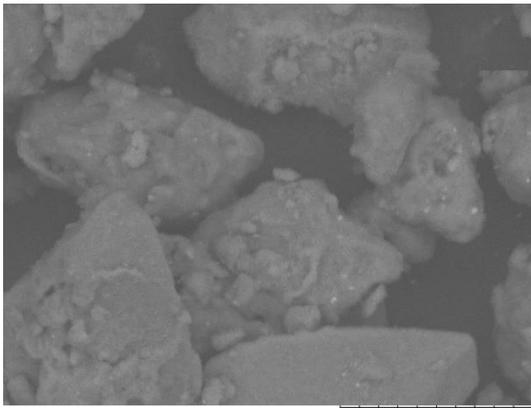
GO-6 L x3,0k 30 um

AMOSTRA PB-1



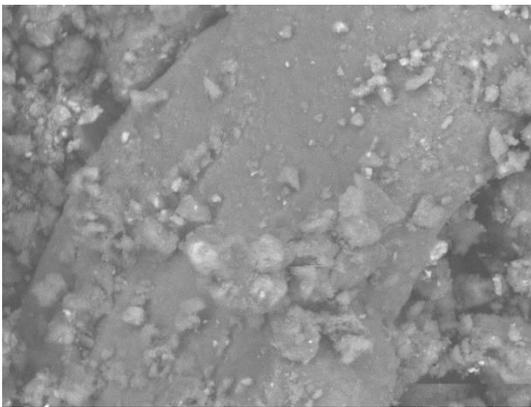
PB-1 L x3,0k 30 um

AMOSTRA PB-2



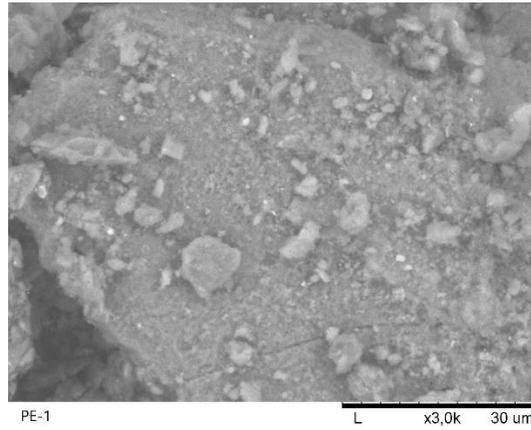
PB-2 L x3,0k 30 um

AMOSTRA PB-3

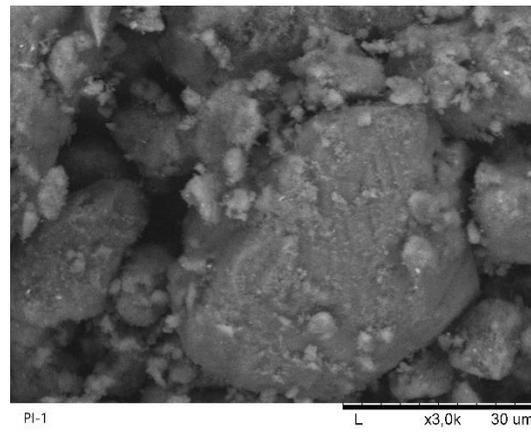


PB-3 L x3,0k 30 um

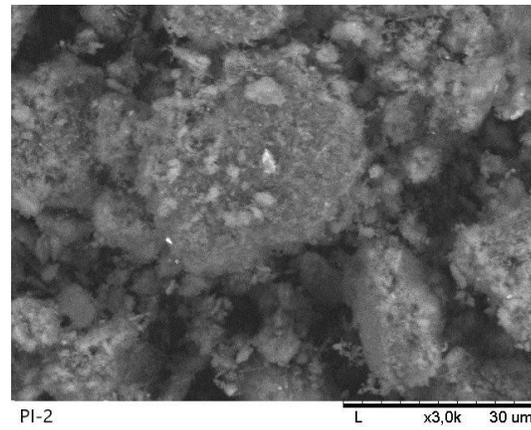
AMOSTRA PE-1



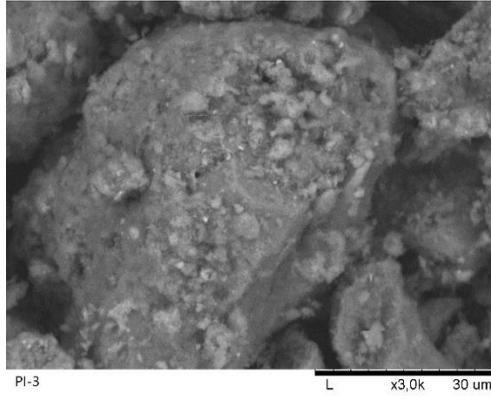
AMOSTRA PI-1



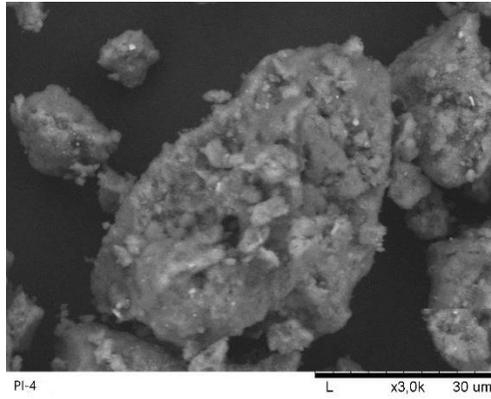
AMOSTRA PI-2



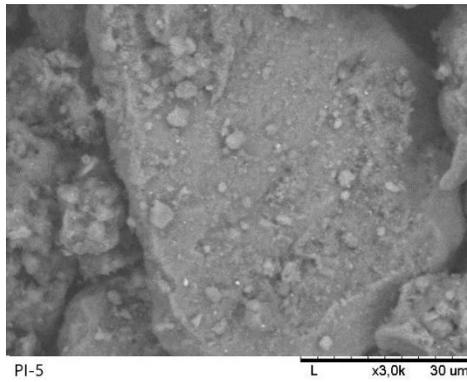
AMOSTRA PI-3



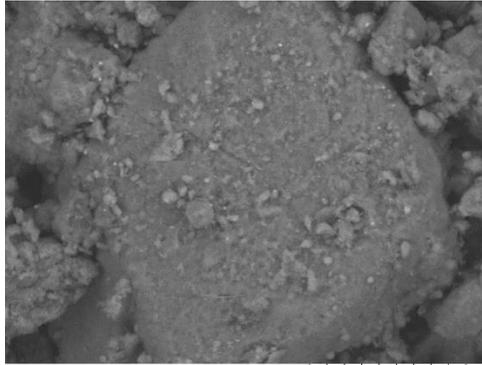
AMOSTRA PI-4



AMOSTRA PI-5



AMOSTRA PI-6

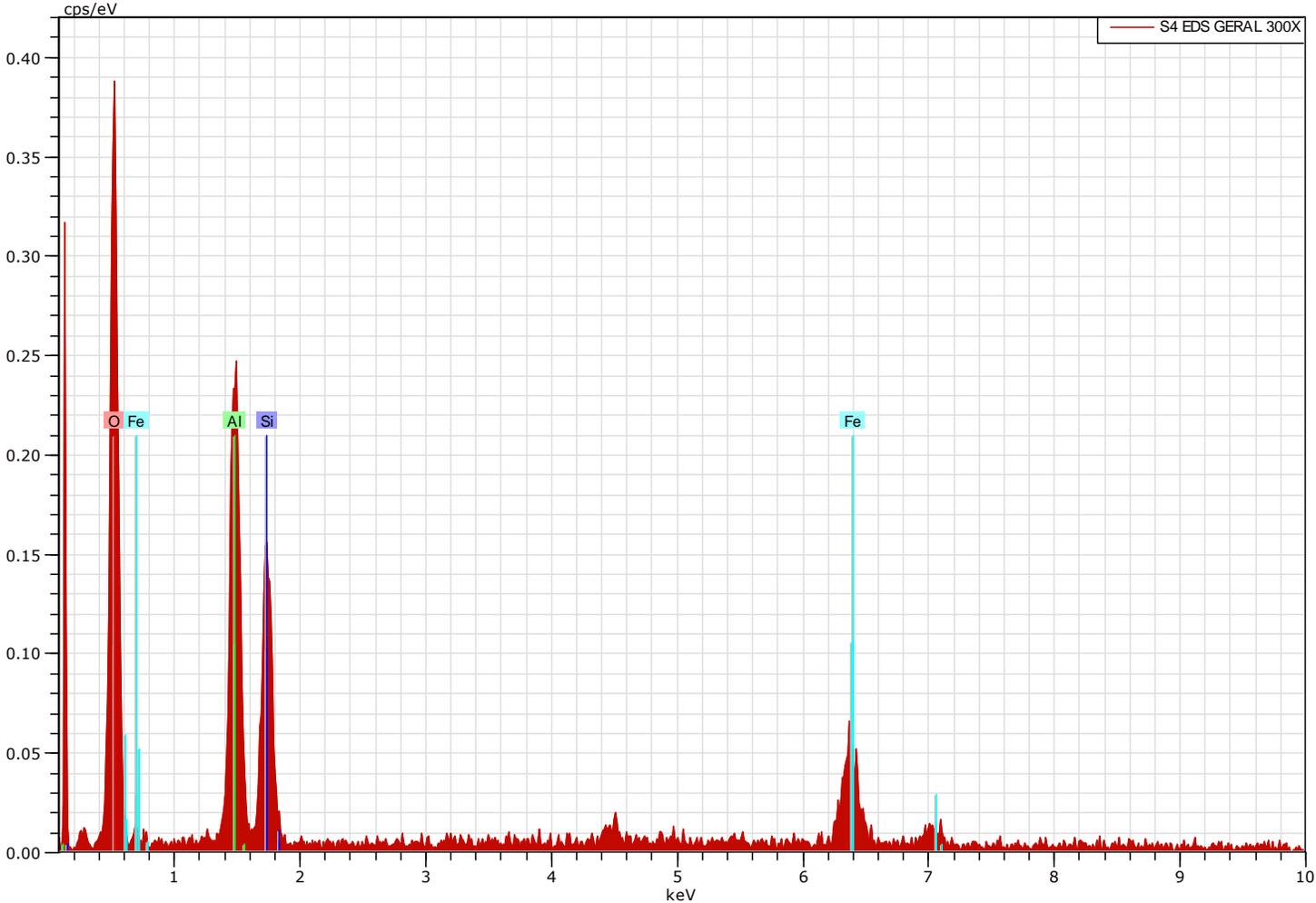


PI-6

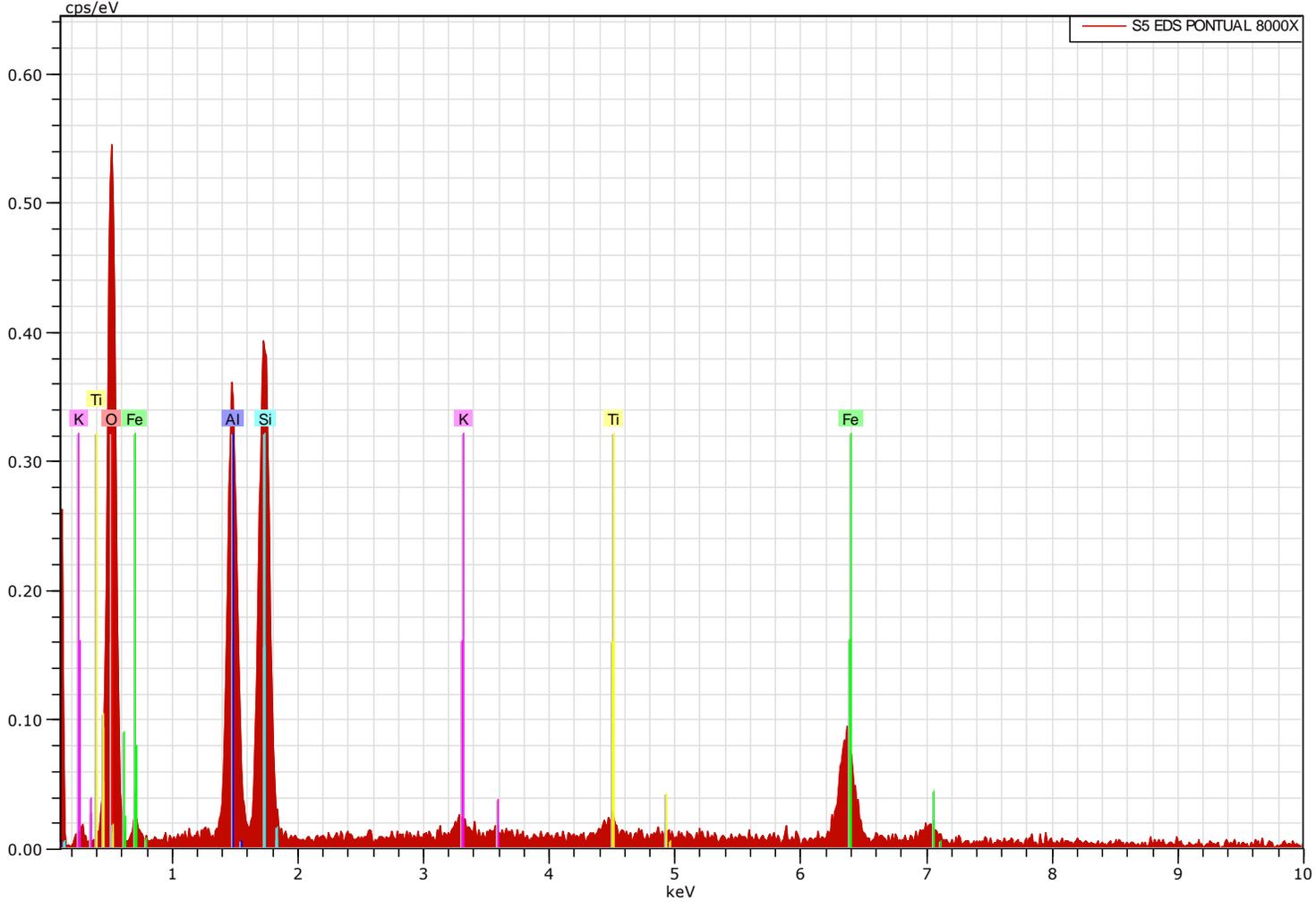
L x3,0k 30 um

ANEXO B – ESPECTROSCOPIA POR ENERGIA DISPERSIVA

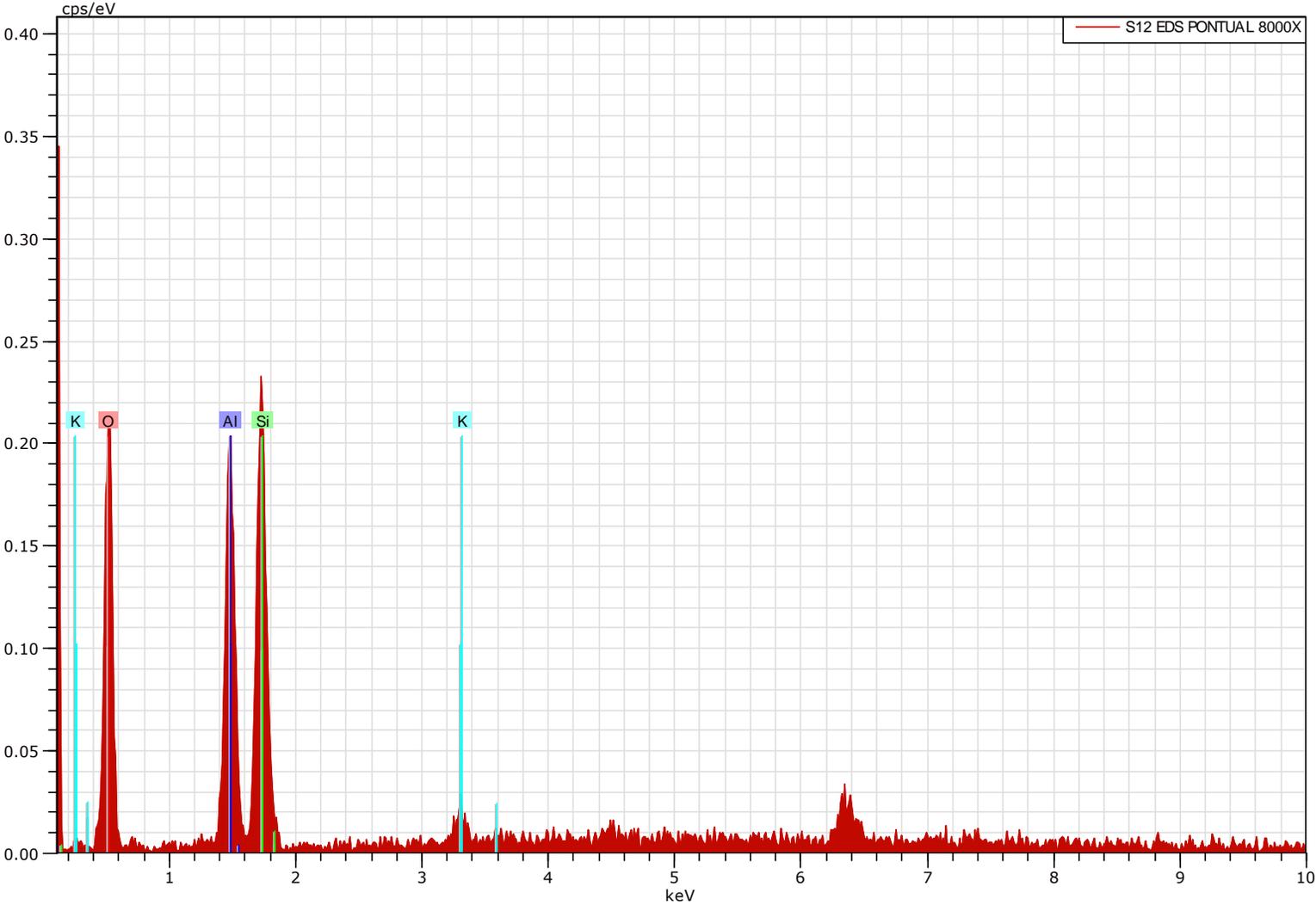
AMOSTRA GO-1



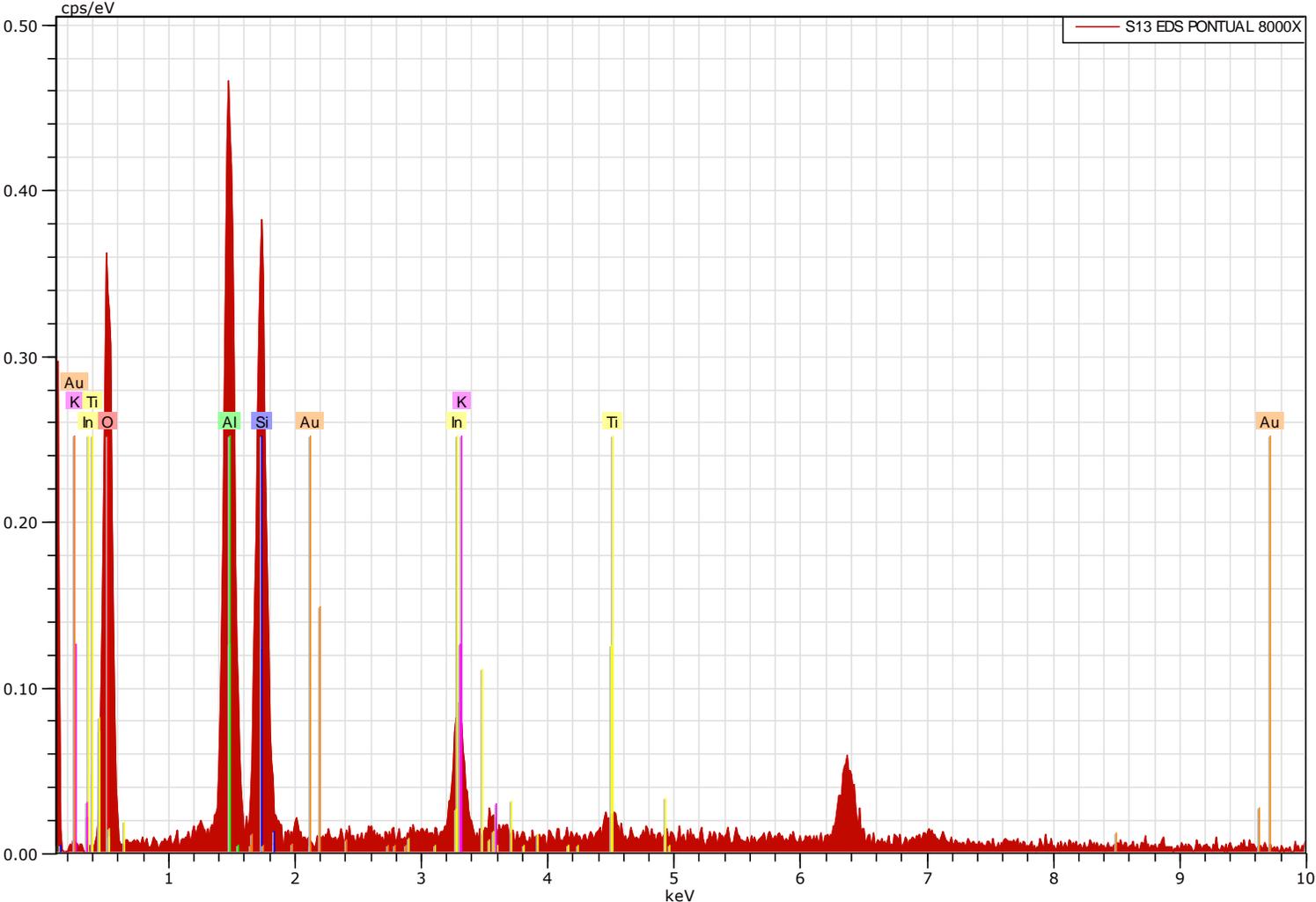
AMOSTRA GO-2



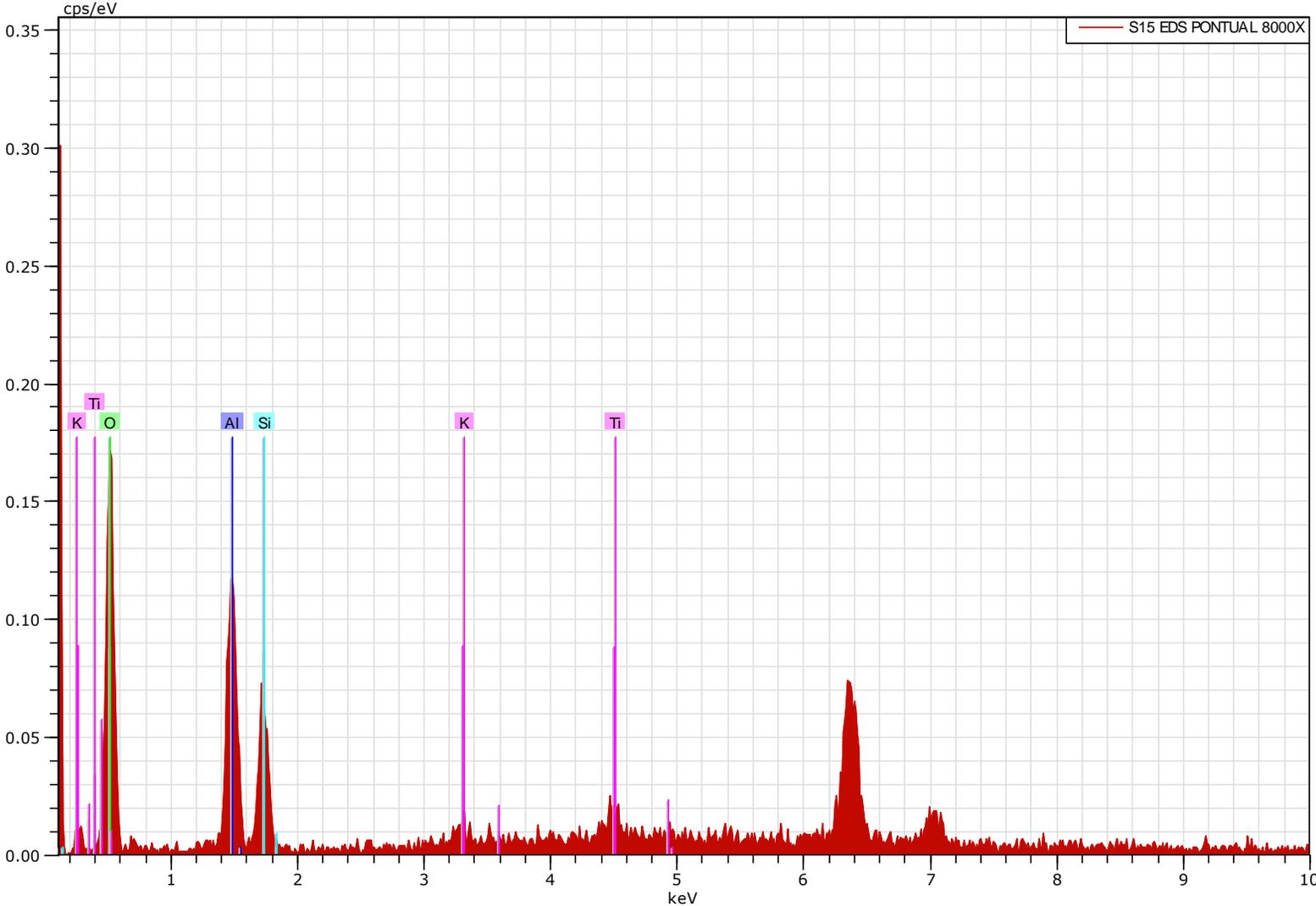
AMOSTRA GO-3



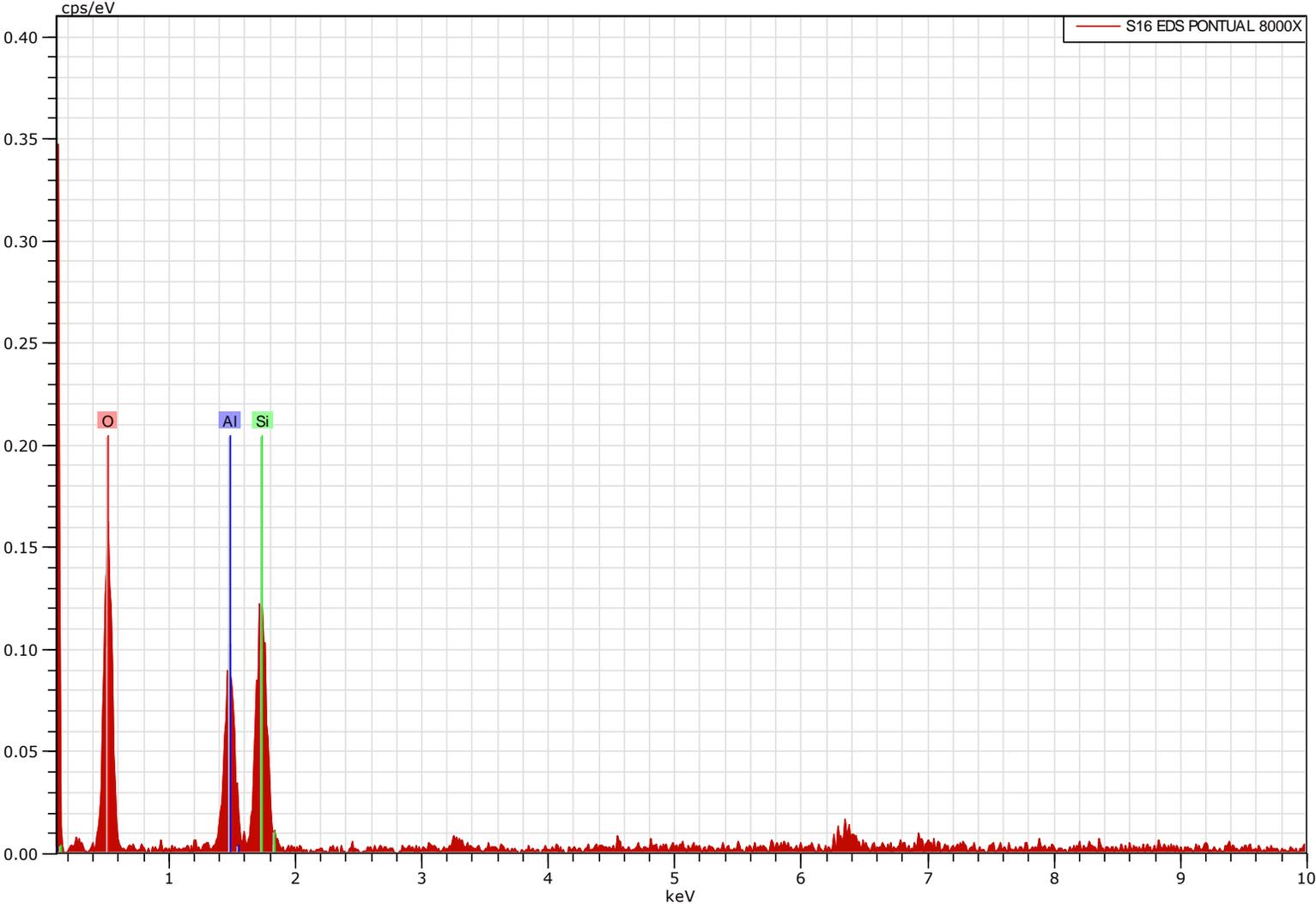
AMOSTRA GO-4



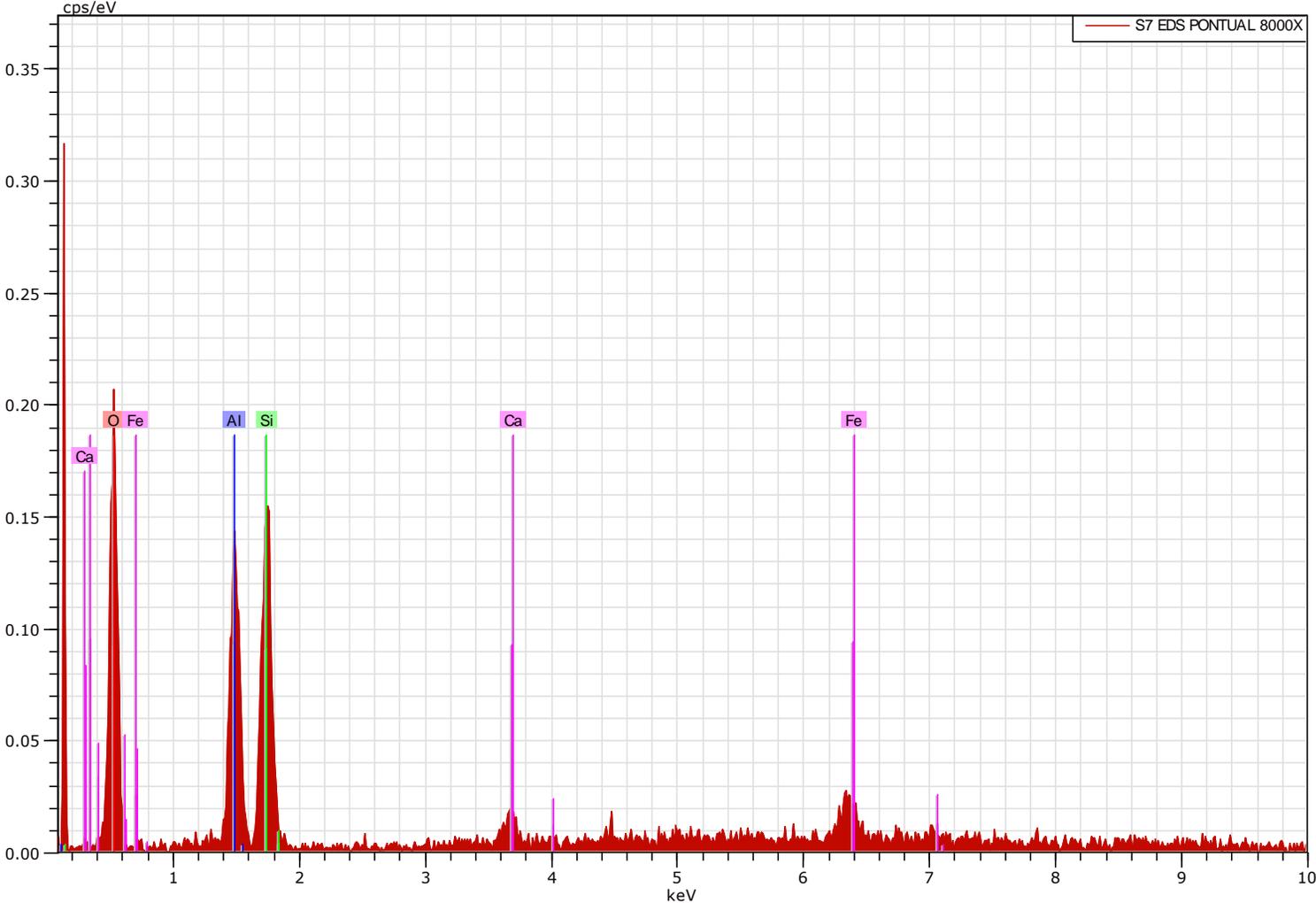
AMOSTRA GO-5



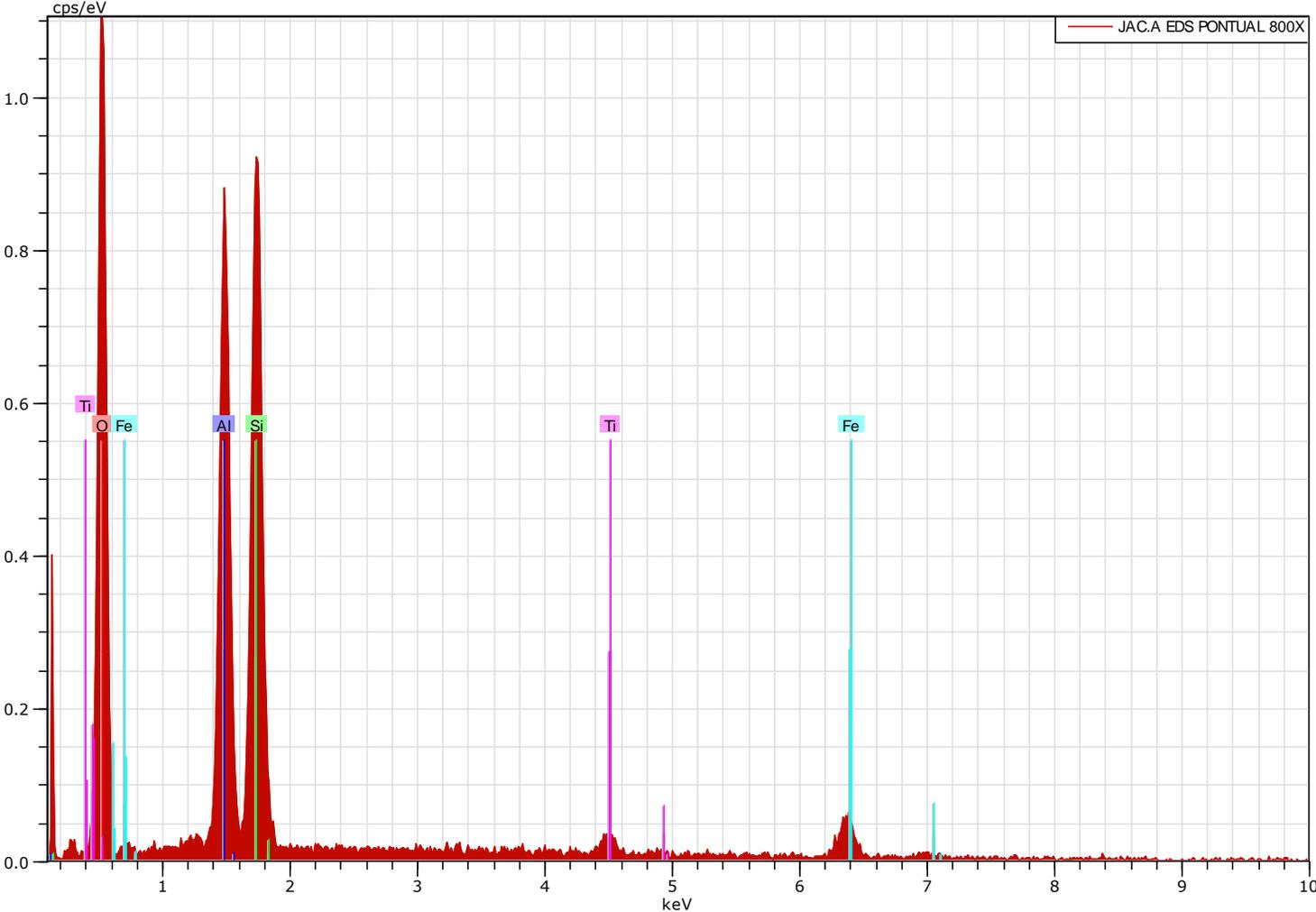
AMOSTRA GO-6



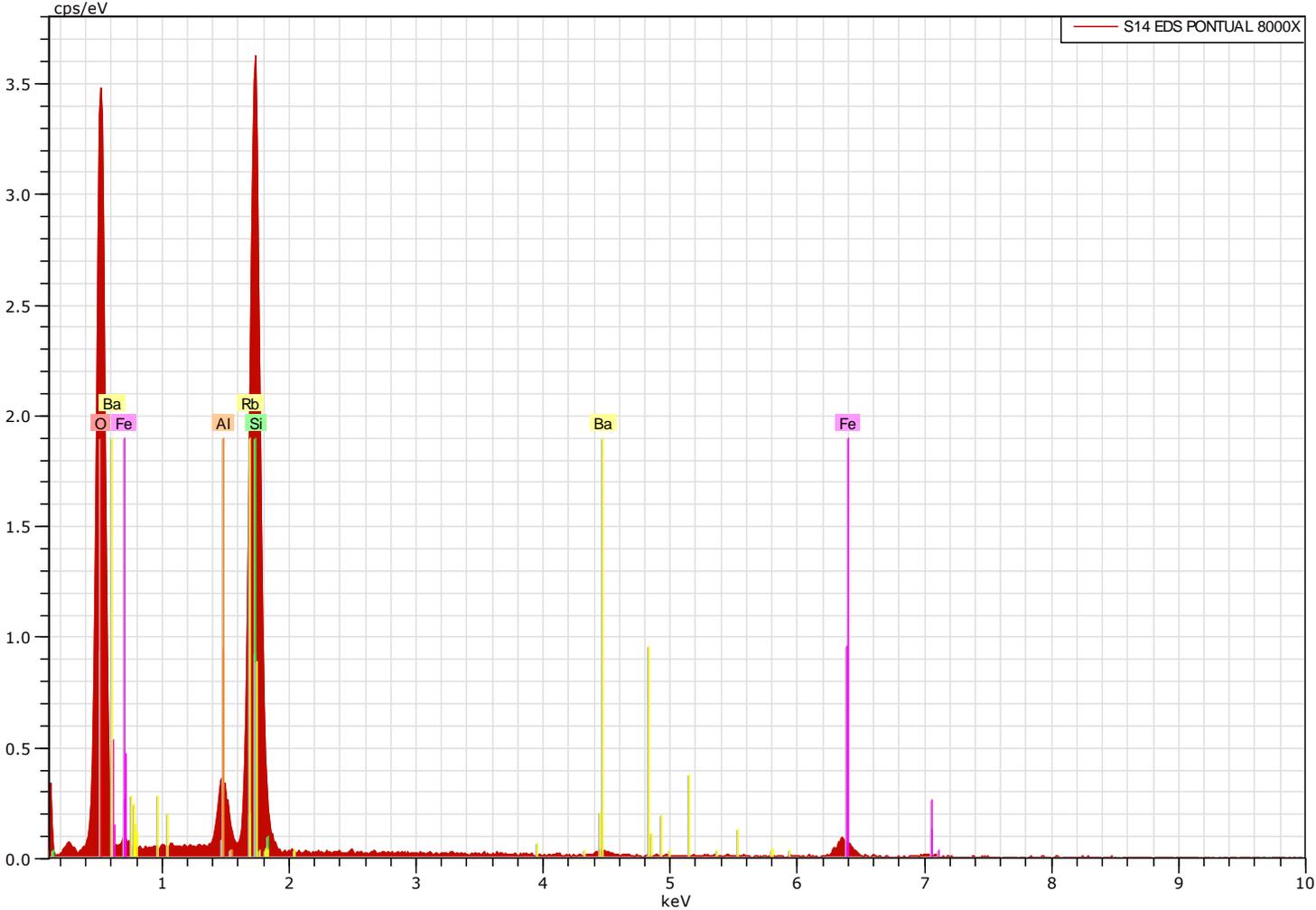
AMOSTRA PB-1



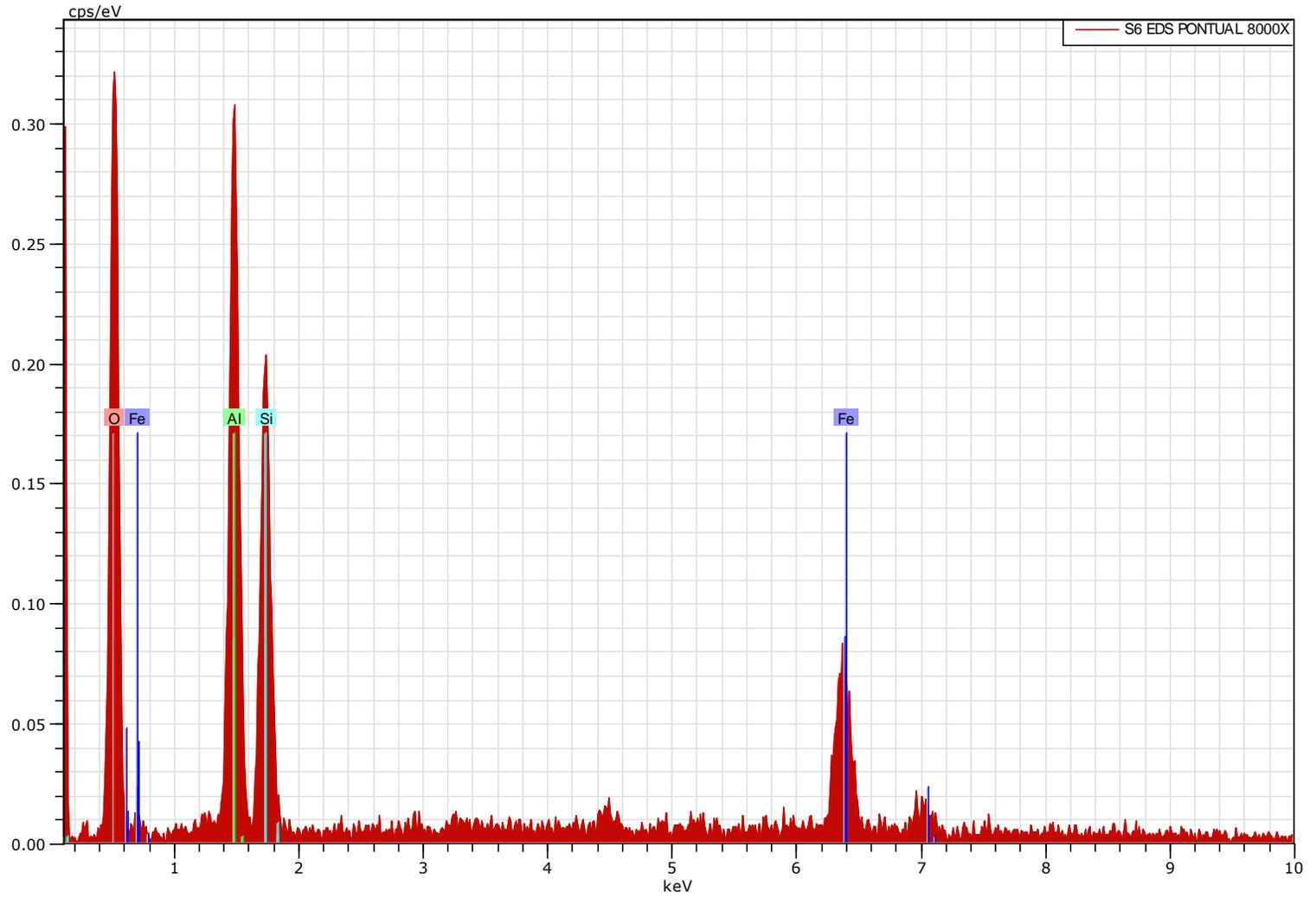
AMOSTRA PB-2



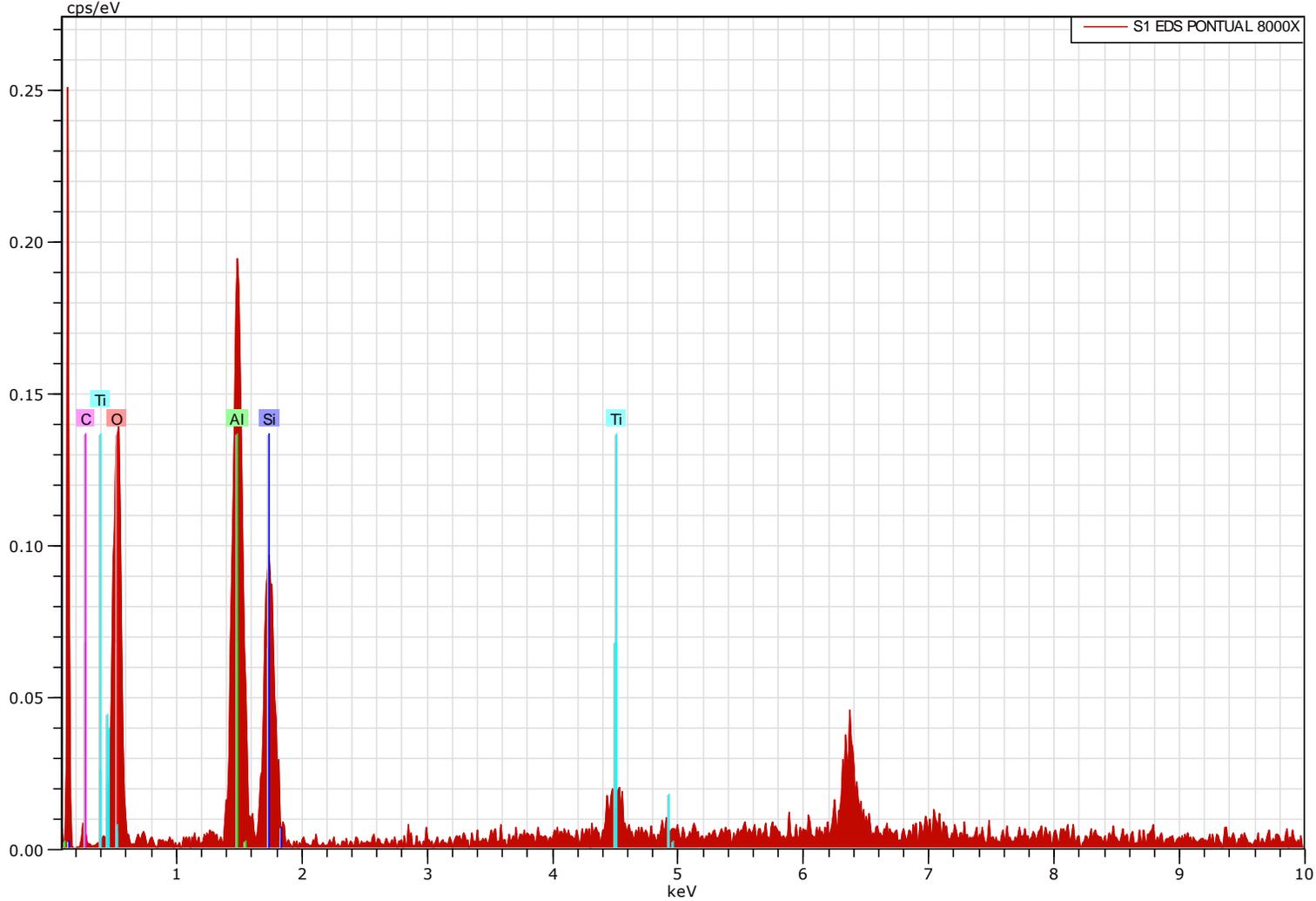
AMOSTRA PB-3



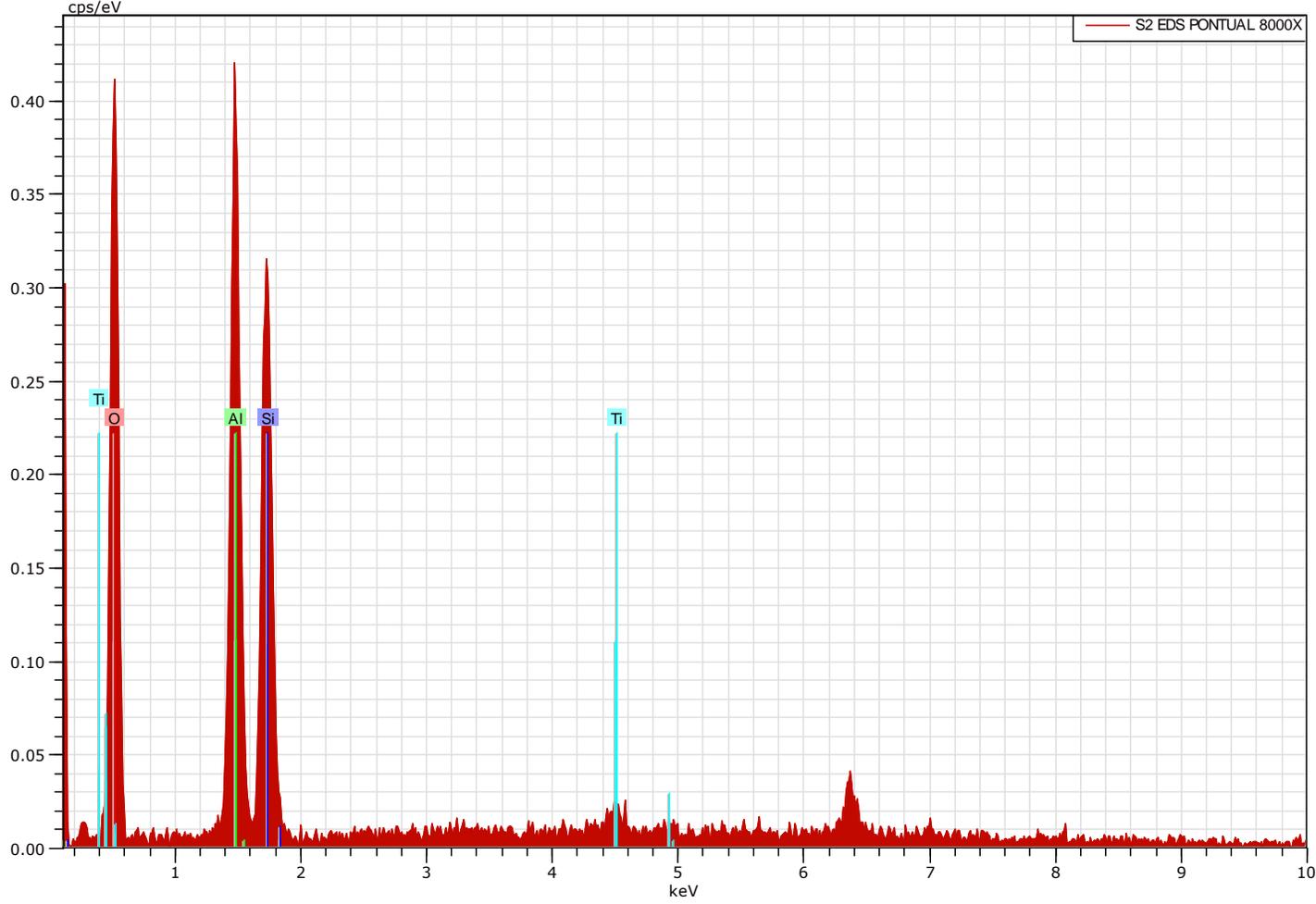
AMOSTRA PE-1



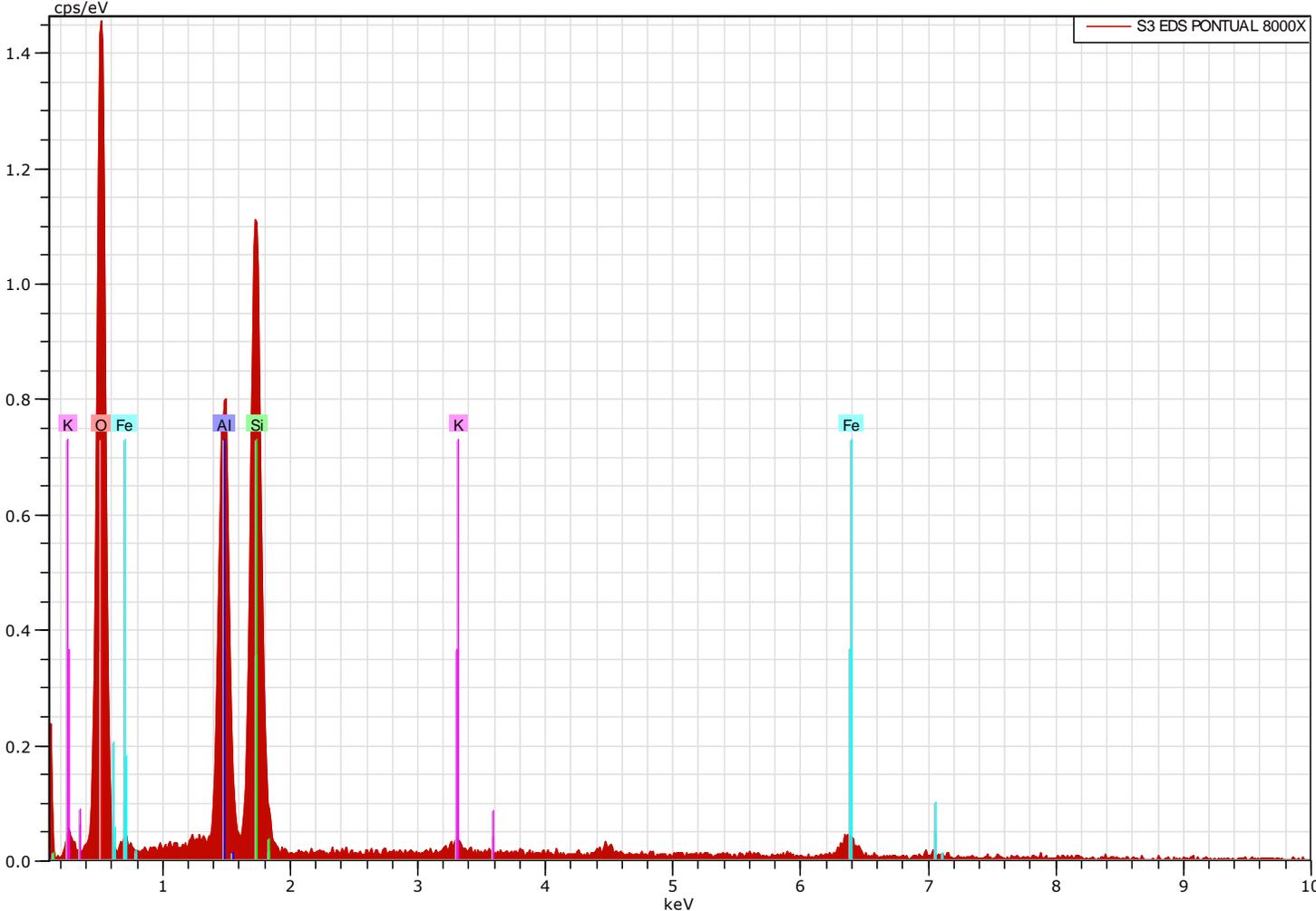
AMOSTRA PI-1



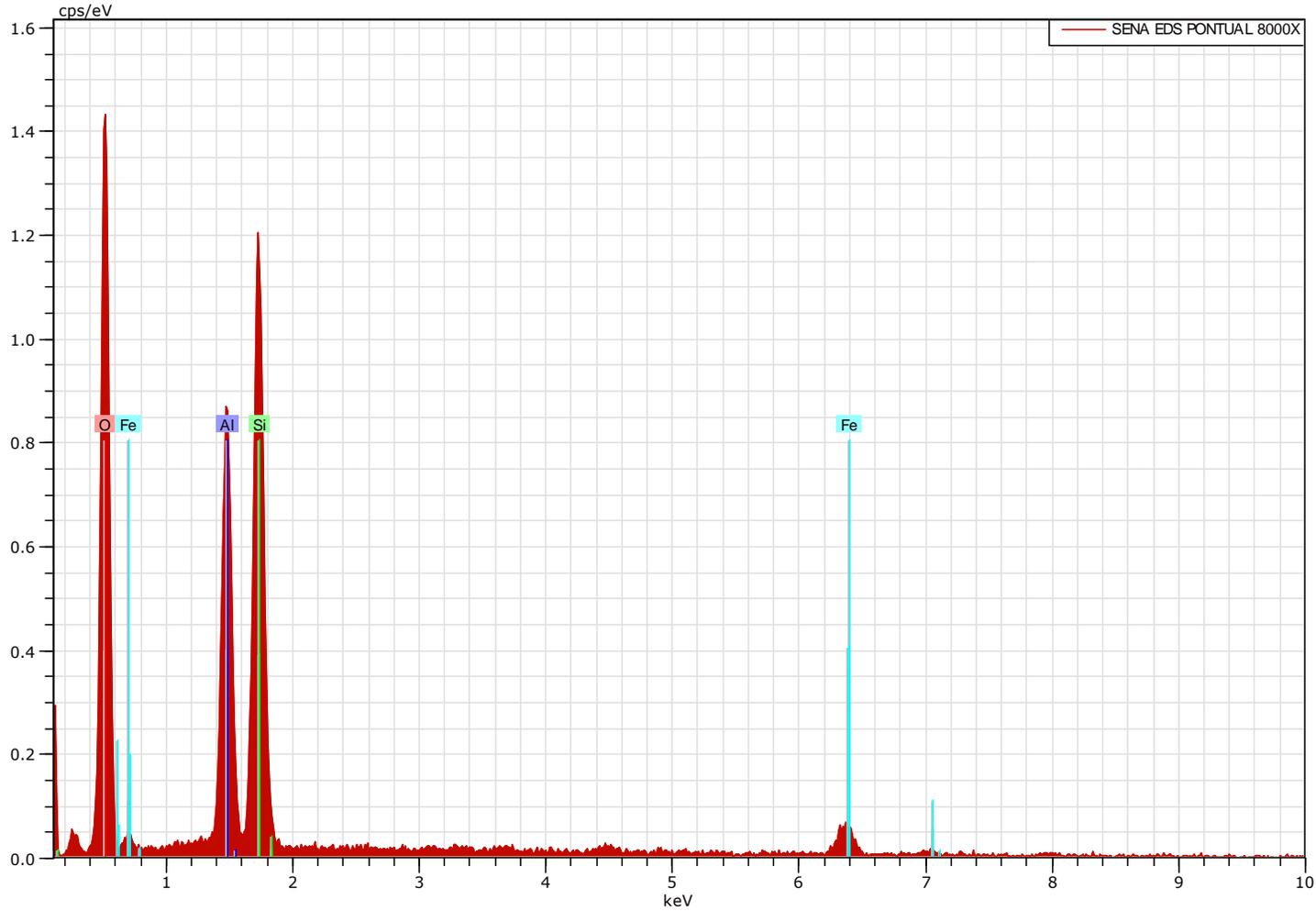
AMOSTRA PI-2



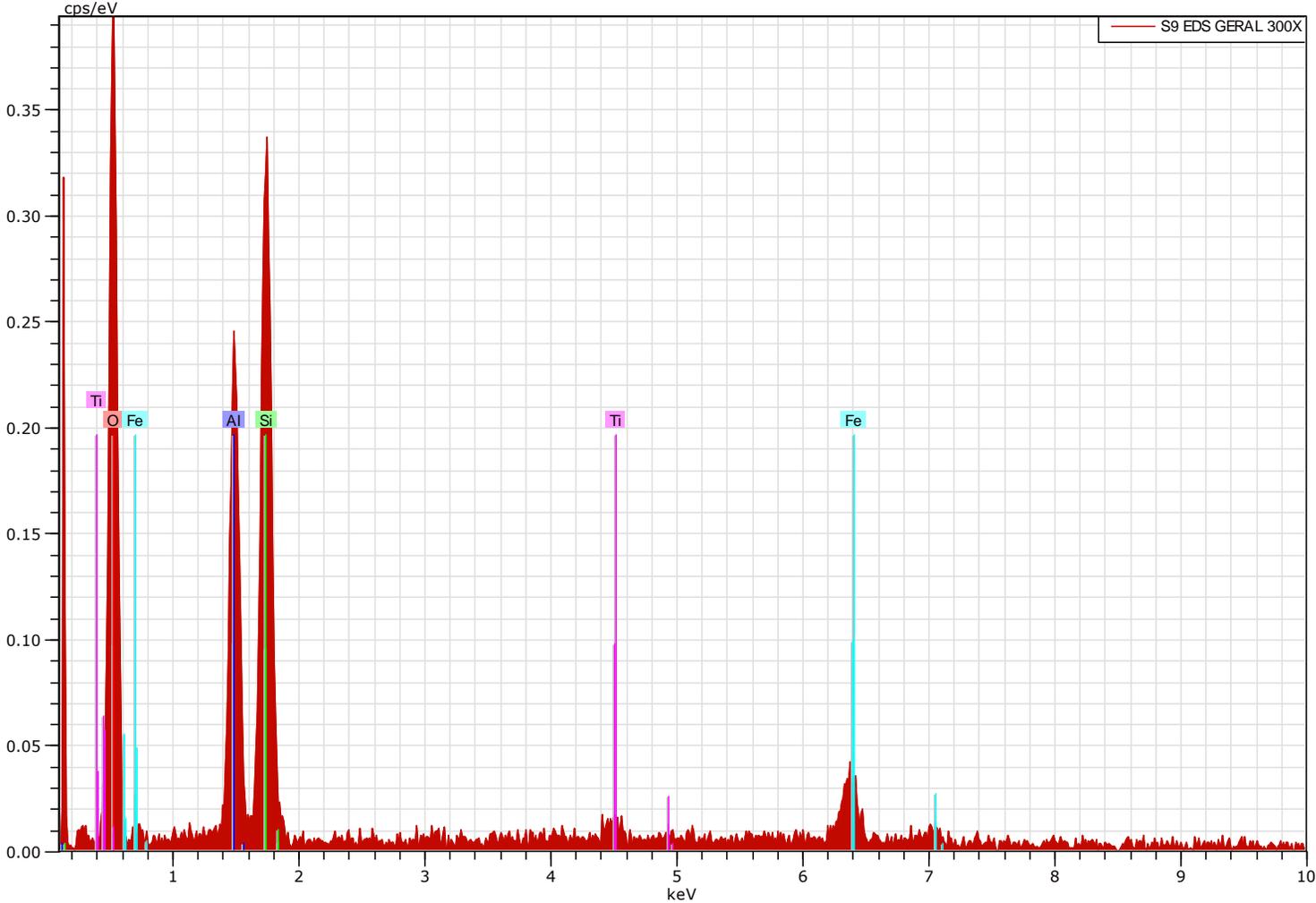
AMOSTRA PI-3



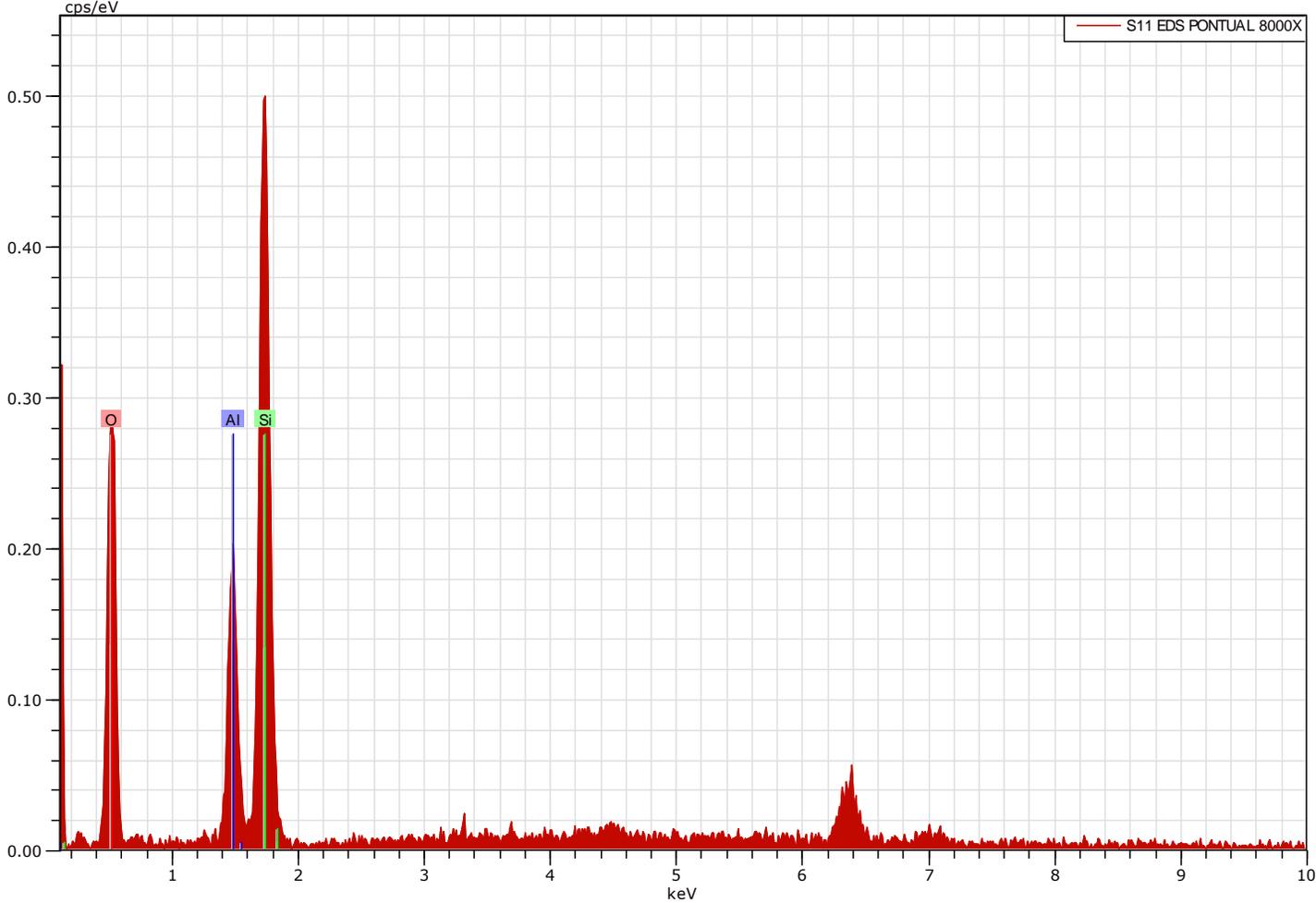
AMOSTRA PI-4



AMOSTRA PI-5

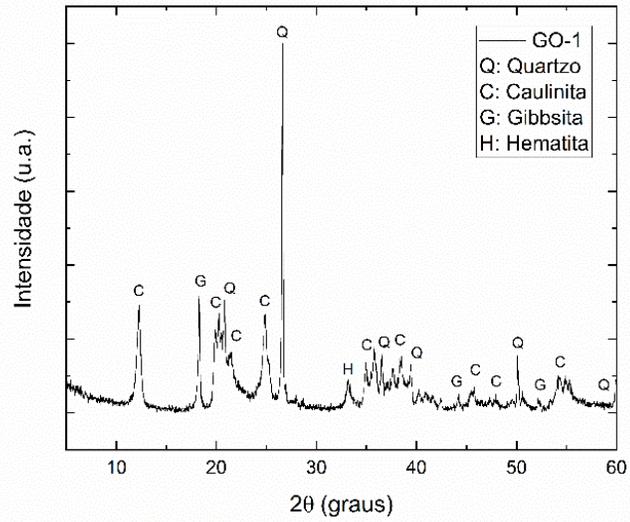


AMOSTRA PI-6

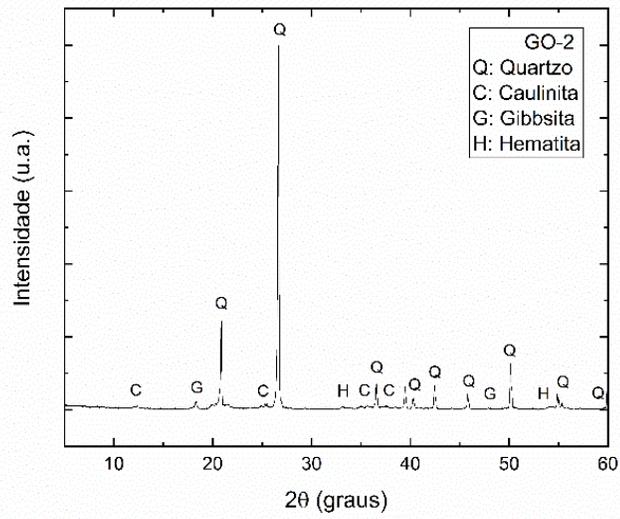


## ANEXO C – DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

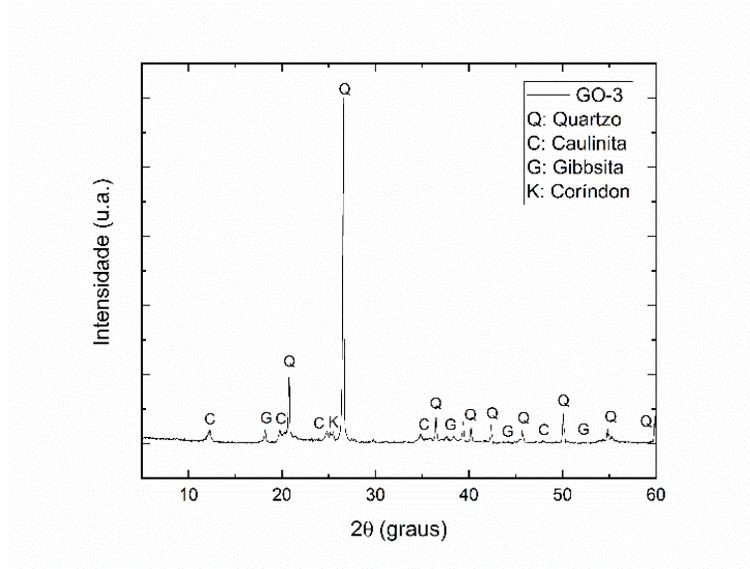
AMOSTRA GO-1



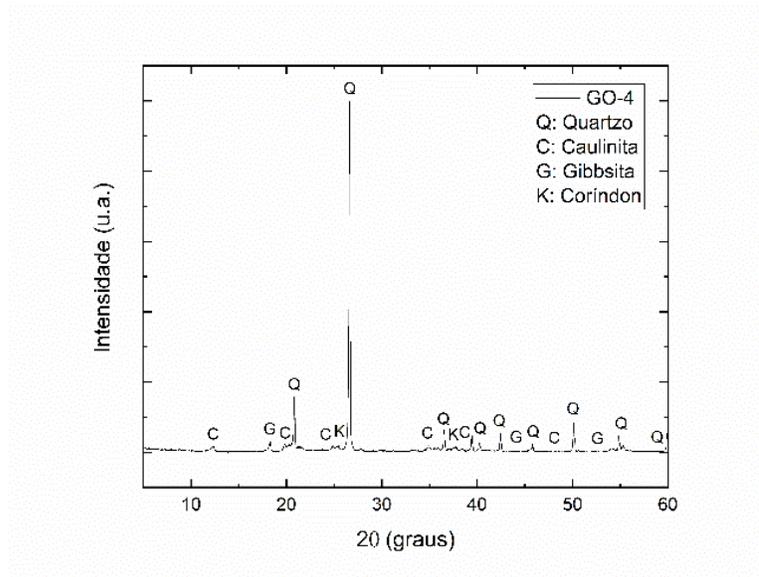
AMOSTRA GO-2



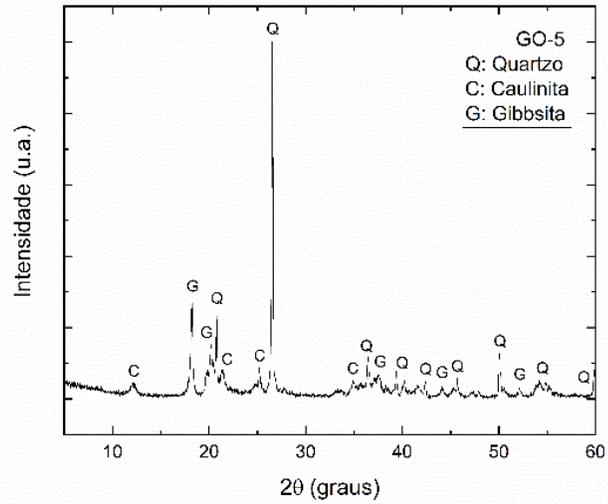
## AMOSTRA GO-3



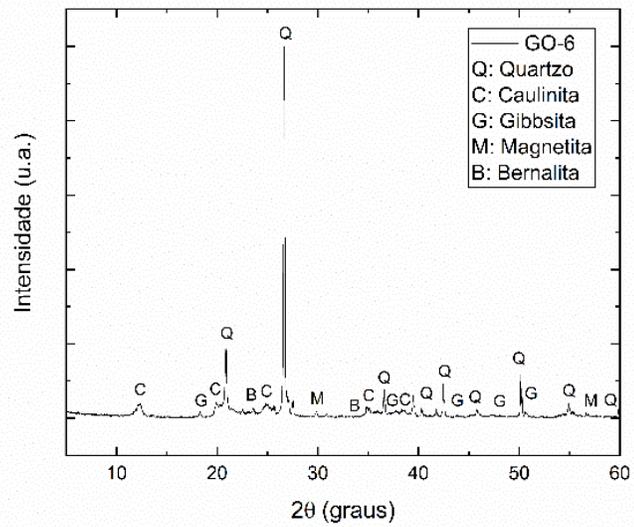
## AMOSTRA GO-4



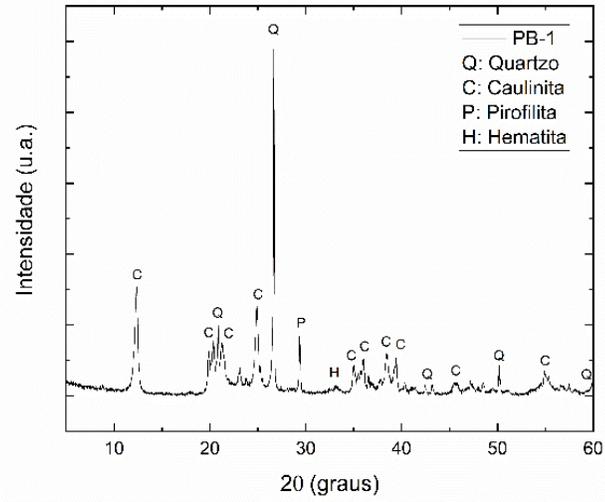
## AMOSTRA GO-5



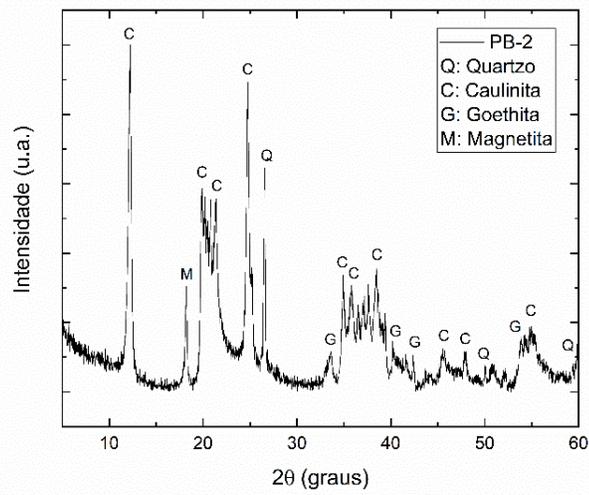
## AMOSTRA GO-6



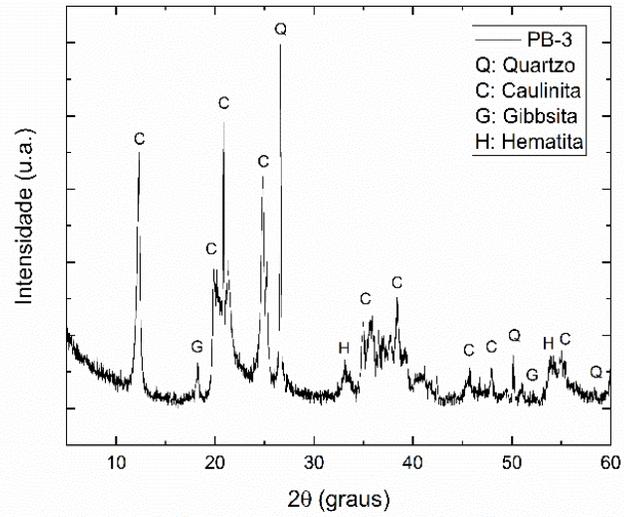
AMOSTRA PB-1



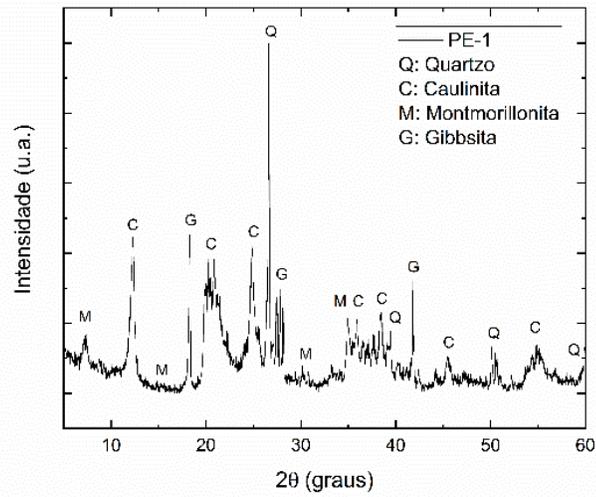
AMOSTRA PB-2



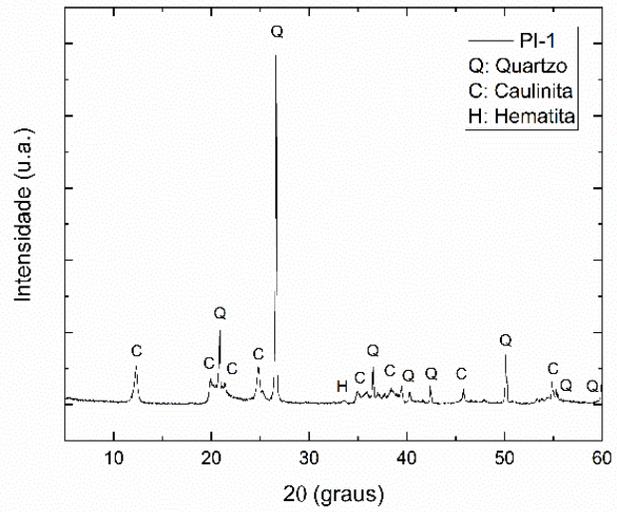
AMOSTRA PB-3



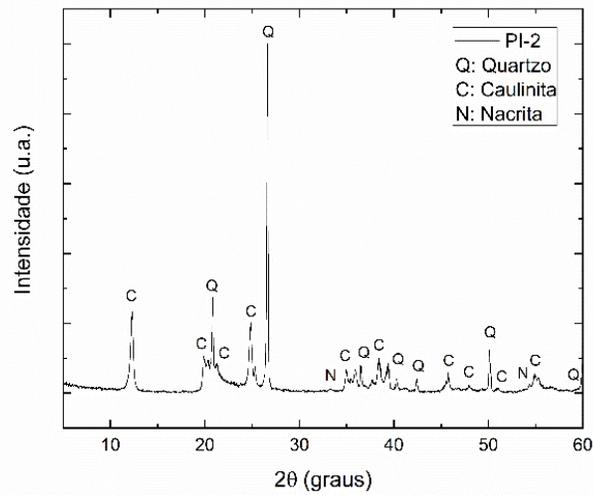
AMOSTRA PE-1



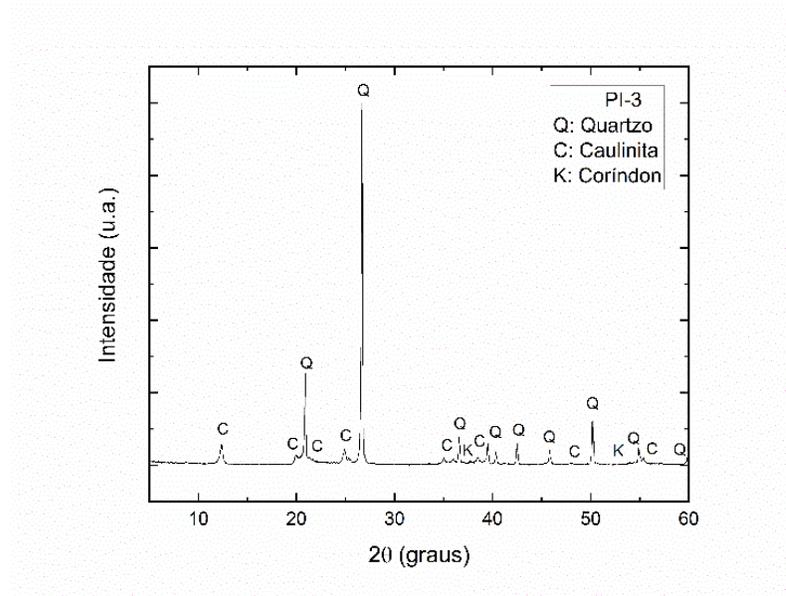
## AMOSTRA PI-1



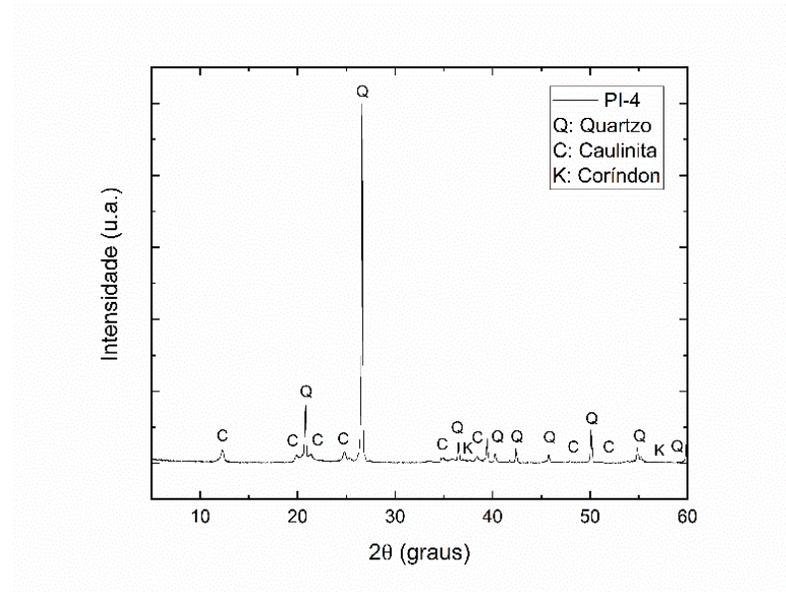
## AMOSTRA PI-2



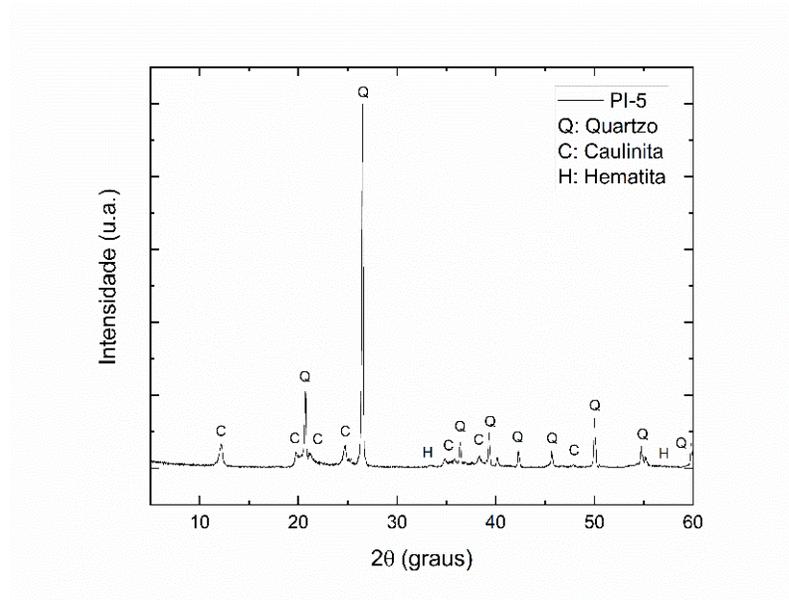
## AMOSTRA PI-3



## AMOSTRA PI-4



AMOSTRA PI-5



AMOSTRA PI-6

