

**MINISTÉRIO DA DEFESA  
EXÉRCITO BRASILEIRO  
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA  
INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES**

**JEAN FRANÇA VELOSO**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DO SUDOESTE  
PARAENSE PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA**

**Rio de Janeiro  
2019**

JEAN FRANÇA VELOSO

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DO SUDOESTE  
PARAENSE PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências em Engenharia de Transportes.

Orientador: Prof. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, D. Sc.  
Coorientadora: Prof.<sup>a</sup> Maria Esther Soares Marques, D. Sc.

Rio de Janeiro  
2019

©2019

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

Praça General Tibúrcio, 80 – Praia Vermelha

Rio de Janeiro – RJ CEP: 22290-270

Este exemplar é de propriedade do Instituto Militar de Engenharia, que poderá incluí-lo em base de dados, armazenar em computador, microfilmear ou adotar qualquer forma de arquivamento.

É permitida a menção, reprodução parcial ou integral e a transmissão entre bibliotecas deste trabalho, sem modificação de seu texto, em qualquer meio que esteja ou venha a ser fixado, para pesquisa acadêmica, comentários e citações, desde que sem finalidade comercial e que seja feita a referência bibliográfica completa.

Os conceitos expressos neste trabalho são de responsabilidade do(s) autor(es) e do(s) orientador(es).

Veloso, Jean França

Avaliação do Comportamento Mecânico de Solos do Sudoeste Paraense para Pavimentação Rodoviária/ Jean França Veloso. Rio de Janeiro, 2019.

186f.:

Orientadores: Antônio Carlos Rodrigues Guimarães; Maria Esther Soares Marques.

Dissertação (Mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Engenharia de Transportes, 2019.

1. Deformação Permanente. 3. Solos Tropicais. 4. Equipamento LWT. I. Guimarães, Antônio Carlos Rodrigues. II. Marques, Maria Esther Soares. III. Título.

**INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA**

**JEAN FRANÇA VELOSO**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DO  
SUDOESTE PARAENSE PARA PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA**

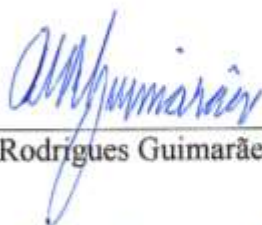
Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências em Engenharia de Transportes.

Orientadores:

Prof. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães - D.Sc.

Profa. Maria Esther Soares Marques - D.Sc.

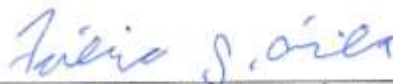
Aprovada em 20 de maio de 2019 pela seguinte Banca Examinadora:



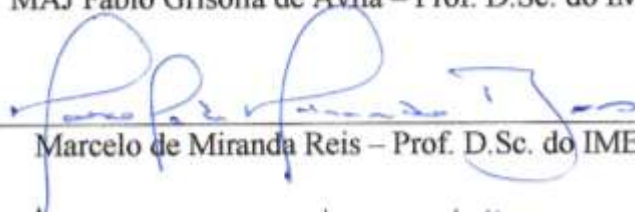
TC. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães – Prof. D.Sc. do IME - Presidente



Maria Esther Soares Marques – Profª. D.Sc. do IME



MAJ Fábio Grisolia de Ávila – Prof. D.Sc. do IME



Marcelo de Miranda Reis – Prof. D.Sc. do IME



Laura Maria Goretti da Motta – Profª. D.Sc. da COPPE/UFRJ

Dedico este trabalho a minha amada e aos nossos  
frutos Heitor, Helena, Arthur e Thales.

## AGRADECIMENTOS

A Deus pela vida e por permitir que tudo se realizasse.

A minha esposa Nircele que é meu porto seguro em todos os momentos e sonha junto comigo todos os dias.

Aos meus filhos Heitor, Helena, Arthur e Thales que são minha inspiração para continuar a luta diária.

Aos meus pais Manoel e Eunice por terem traçado meus rumos na educação e acreditarem em mim.

A toda minha família por me ajudarem nessa labuta.

A todos meus professores do IME que me proporcionaram oportunidade de estudar na Instituição e compartilharam suas experiências conosco.

Ao meu orientador Prof. D.Sc. TC Antônio Carlos Rodrigues Guimarães pela paciência, incentivo e todo apoio fornecido ao longo dessa jornada.

A minha coorientadora Prof.<sup>a</sup> D.Sc. Maria Esther Soares Marques por todos os ensinamentos, aconselhamentos e por compartilhar parte de sua experiência.

Ao Prof. D.Sc. MAJ Fábio Grisolia de Ávila, pelos ensinamentos e sugestões oferecidas para a melhoria da pesquisa e por aceitar o convite de compor a banca avaliadora.

Ao Prof. D.Sc. Marcelo de Miranda Reis, por aceitar o convite de compor a banca avaliadora pelos ensinamentos e sugestões para a melhoria da pesquisa.

A Prof.<sup>a</sup> D.Sc. Laura Maria Goretti da Motta por nos proporcionar a honra de compor minha banca e pela oportunidade de compartilhar seus ensinamentos e sugestões para a melhoria dessa pesquisa.

A D.Sc. Carmen Dias Castro por todo apoio, incentivo durante o curso e pelas contribuições para a melhoria da pesquisa.

A todos meus colegas de mestrado que direta ou indiretamente contribuíram para alcançarmos nossos objetivos, em especial meus novos irmãos que adquiri no curso Thiago, Lucas, Laila e Walmor.

Ao 8º BEC e ao 2º Batalhão de Engenharia do Exército pelo apoio fornecido na coleta e transporte das amostras de Moraes Almeida/PA até a cidade de Santarém.

Ao IFPA por não medir esforços para investir em minha capacitação a fim de qualificar seu quadro de pessoal docente.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

*A estrada em que caminham as pessoas direitas é como a luz da aurora, que brilha cada vez mais até ser dia claro. (Provérbios 4:18)*

## RESUMO

Este trabalho apresenta a avaliação do comportamento mecânico de solos da região sudoeste do estado do Pará a partir dos resultados de sua caracterização física e análise do afundamento da trilha de roda no equipamento LWT (*Loaded Wheel Test*). Os solos estudados foram utilizados na construção da rodovia BR-163/PA, provenientes de duas jazidas situadas entre os municípios de Trairão e Novo Progresso. É conhecido, na área de pavimentação, o emprego de solos naturais em camadas de pavimentação rodoviária na região amazônica, principalmente quando esses materiais granulares apresentam comportamento laterítico. Esse fato é motivado pela ausência de materiais pétreos com distância de transporte economicamente viável e pelo potencial de desempenho que esses solos podem apresentar nos pavimentos, ao serem adequadamente compactados. Entretanto, sabe-se que determinados solos dessa região, não são recomendados para pavimentação, quando analisados pelos parâmetros físicos da metodologia clássica. Porém, esses materiais podem apresentar um desempenho satisfatório quanto à deformação permanente em ensaios de cargas repetidas. Assim, buscou-se avaliar, após a caracterização completa e classificação MCT dos solos, as suas características de deformação pelo afundamento de trilha de roda no equipamento LWT. Os resultados mostraram que os solos de comportamento laterítico, apesar de se deformarem mais nos primeiros ciclos de carga, apresentam certa estabilidade e acomodamento das deformações plásticas para maior número de ciclos de carga. Em contrapartida, os solos de comportamento não laterítico, deformaram-se menos nos primeiros ciclos de carga, ocorrendo a estabilização das deformações em número de repetições de carga maiores que do solos laterítico. Assim, considerando as observações, pôde-se sugerir que os solos lateríticos estudados poderiam ser recomendados para compor a camada de sub-base do pavimento, considerando o volume de tráfego previsto para a rodovia.

**Palavras-chave:** Deformação permanente, solos tropicais, equipamento LWT.



## ABSTRACT

This work presents the evaluation of the mechanical behavior of soils of southwestern Pará state from the results of its physical characterization and analysis of the wheel track sinking in the LWT machine (Loaded Wheel Test). The soils studied were used in the construction of the highway BR-163/PA, from two deposits located between the municipalities of Trairão and Novo Progresso. In the paving area, the use of natural soils in road paving layers in the Amazon region is known, especially when these granular materials exhibit lateritic behavior. This fact is motivated by the absence of stone materials with economically viable transport distance and the performance potential that these soils can present in the pavements, when properly compacted. However, it is known that certain soils in this region are not recommended for paving when analyzed by the physical parameters of the classical methodology. However, these materials can perform satisfactorily in permanent deformation in repeated load tests. Thus, it was sought to evaluate, after the complete characterization and MCT classification of the soils, their deformation characteristics by the wheel track sinking in the LWT equipment. The results showed that lateritic soils, although deforming more in the first load cycles, present some stability and accommodation of plastic deformations for a larger number of load cycles. On the other hand, non-lateritic soils deformed less in the first load cycles, with deformation stabilization in number of load repetitions higher than lateritic soils. Thus, considering the observations, it could be suggested that the studied lateritic soils could be recommended to compose the sub-base layer of the pavement, considering the expected traffic volume for the highway.

**Key words:** Permanent deformation, tropical soils, LWT machine.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 Pesquisa CNT de Rodovias.....	21
Figura 1.2 BR-163/PA km 708 em 2018.....	21
Figura 2.1 Mapa global de solos.....	26
Figura 2.2 Gráfico de Classificação MCT.....	31
Figura 2.3 Propriedades e utilização dos solos dos grupos MCT.....	34
Figura 2.4 Perfil simplificado lateritos imaturos autóctones na Amazônia.....	36
Figura 2.5 Perfil simplificado lateritos fosfálticos maduros autóctones na Amazônia.....	37
Figura 2.6 Perfil simplificado lateritos bauxíticos maduros autóctones na Amazônia.....	38
Figura 2.7 Lateritos alóctones – linhas de pedra de perfis imaturos.....	39
Figura 2.8 Lateritos alóctones – linhas de pedra de perfis maduros.....	39
Figura 2.9 Esquema de deslocamentos com cargas repetidas.....	40
Figura 3.1 Composição percentual do tráfego na BR-163/PA.....	52
Figura 3.2 Recorte esquemático da localização da Folha Vila Riozinho.....	53
Figura 3.3 Exemplo de nível de concreções ferruginosas.....	54
Figura 3.4 Destaque da Carta geológica Vila Riozinho.....	54
Figura 3.5 Área de estudo: destaque do mapa multimodal DNIT.....	55
Figura 3.6 Recorte da localização das jazidas dos materiais.....	56
Figura 3.7 Coleta e transporte de amostras.....	57
Figura 3.8 Ensaio de Caracterização no IFPA.....	59
Figura 3.9 Ensaio de compactação Mini-MCV no IME.....	60
Figura 3.10 Ensaio de perda de massa por imersão no IME.....	62
Figura 3.11 Ábaco de classificação MCT.....	63
Figura 3.12 Esquema de repetição da carga com 1,0 Hz de frequência.....	65

Figura 3.13 Ensaio de cargas repetidas para MR na Via 040.....	66
Figura 3.14 Sequência de fotos do ensaio de MR .....	68
Figura 3.15 Equipamento LWT utilizado na pesquisa .....	68
Figura 3.16 Acessórios para o ensaio LWT. ....	70
Figura 3.17 Prensa hidráulica para CP's do LWT.....	71
Figura 3.18 Ensaio no Equipamento LWT.....	72
Figura 3.19 Leitura de afundamentos .....	74
Figura 3.20 Características das trilhas de roda .....	74
Figura 3.21 Simplificação do modelo de distribuições de tensões na secção transversal do CP .....	75
Figura 4.1 Carta de Plasticidade .....	78
Figura 4.2 Distribuição granulométrica da laterita e solo fino. ....	79
Figura 4.3 Classificação MCT das amostras. ....	80
Figura 4.4 Ensaio MEV para a laterita .....	82
Figura 4.5 Ensaio MEV para o solo fino .....	83
Figura 4.6 EDS laterita 500x. ....	84
Figura 4.7 EDS laterita 100x. ....	85
Figura 4.8 EDS laterita 750x. ....	85
Figura 4.9 EDS laterita 50x. ....	86
Figura 4.10 EDS solo fino 50x. ....	86
Figura 4.11 EDS solo fino 250x. ....	87
Figura 4.12 EDS solo fino 500x. ....	87
Figura 4.13 Regressão linear do MR com a tensão desvio - solo fino. ....	89
Figura 4.14 Regressão linear do MR com a tensão confinante - solo fino.....	89
Figura 4.15 Regressão linear do MR com a tensão desvio - laterita. ....	90
Figura 4.16 Regressão linear do MR com a tensão confinante - laterita.....	91

Figura 4.17 Variação do MR no modelo composto - laterita. ....	91
Figura 4.18 Regressão linear da deformação do solo fino. ....	92
Figura 4.19 Regressão linear da deformação da laterita.....	93
Figura 4.20 Molde do corpo de prova utilizado na segunda fase dos ensaios LWT. ....	94
Figura 4.21 Evolução dos afundamentos acumulados com a distância no CP – solo fino.....	96
Figura 4.22 LWT - Deformação acumulada nas posições 11 a 15 cm - solo fino. ....	99
Figura 4.23 LWT - Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada por ciclo nas posições 11 a 15 cm - solo fino. ....	101
Figura 4.24 Evolução dos afundamentos acumulados com a distância no CP – laterita.....	103
Figura 4.25 LWT - Deformação acumulada nas posições 11 a 15 cm – laterita.....	105
Figura 4.26 LWT - Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada por ciclo nas posições 11 a 15 cm – laterita.....	107
Figura 4.27 Ensaios de deformação permanente do solo fino.....	110
Figura 4.28 Pesquisa do acomodamento das deformações plásticas do solo fino.....	111
Figura 4.29 Ensaios de deformação permanente da laterita .....	112
Figura 4.30 Pesquisa do acomodamento das deformações plásticas da laterita.....	113
Figura 4.31 Simulação MeDiNa com pavimento semelhante proposto em projeto.....	119
Figura 4.32 Simulação MeDiNa com modificação do revestimento.....	119
Figura 4.33 Simulação MeDiNa com substituição do material da sub-base pela laterita. ....	120
Figura 4.34 Simulação MeDiNa com substituição do material da sub-base pelo solo fino...	121
Figura 4.35 Simulação MeDiNa com substituição do material da sub-base pelo solo fino e da base pela laterita .....	121

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Etimologia do primeiro nível categórico do SiBCS. ....	27
Tabela 2.2 Correspondência do primeiro nível categórico entre sistemas classificatórios. ....	28
Tabela 3.1 Pares de tensões – materiais de base e sub-base.....	64
Tabela 3.2 Pares de tensões do condicionamento - materiais de base e sub-base.....	64
Tabela 4.1 Resumo da granulometria da laterita e solo fino. ....	77
Tabela 4.2 Parâmetros de Consistência da laterita e solo fino. ....	77
Tabela 4.3 Parâmetros de Compactação, Penetração e Expansão. ....	80
Tabela 4.7 Comparativo entre as tensões nos ensaios LWT e DP. ....	93
Tabela 4.8 Parâmetros de Deformação Permanente do Modelo GUIMARÃES (2009). ....	114
Tabela 4.9 Razão entre deformação específica nos ensaios de deformação da laterita.....	114
Tabela 4.10 Razão entre limites de <i>shakedown</i> nos ensaios de deformação da laterita. ....	115
Tabela 4.11 Razão entre deformações específicas nos ensaios de deformação do solo fino. ....	115
Tabela 4.12 Razão entre limites de <i>shakedown</i> nos ensaios de deformação do solo fino.....	116
Tabela 4.13 Número de Repetições N (USACE). ....	116
Tabela 4.14 Crescimento do tráfego classificado BR 163/PA. ....	117

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma_d$	tensão desvio
$\sigma_2, \sigma_3$	tensões horizontais confinantes
$\sigma_1$	tensão vertical
N	número de ciclos de carga
$\varepsilon_r$	deformação específica resiliente
$\varepsilon_p$	deformação específica permanente
$\varepsilon_t$	deformação específica total
$\delta_r$	deslocamento resiliente
$\delta_p$	deslocamento permanente
$\rho_0$	pressão atmosférica
$\mu$	coeficiente de Poisson
$K_i$	relação sílica alumina
$K_r$	relação sílica sesquióxido de ferro e alumínio
$k_1, k_2, k_3$	coeficientes de regressão
$H_0$	altura de referência
$R^2$	coeficiente de determinação
$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$	coeficientes de regressão não linear

## LISTA DE SIGLAS

- AASTHO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*
- ATR – Afundamento por Trilha de Roda
- BEC – Batalhão de Engenharia e Construção
- CNT – Confederação Nacional dos Transportes
- COPPE/UFRJ – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro
- CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
- DNER – Departamento nacional de Estradas de Rodagem
- DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral
- EDS – *Energy Dispersion Spectroscopy*
- EMPBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
- FAO/UNESCO – *Food and Agriculture Organization of the United Nations*
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
- IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias
- IUSS – *The International Union of Soil Science*
- LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*
- LWT – *Loaded Wheel Test*
- MCT – Miniatura, Compactado, Tropical
- MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Flexíveis
- MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura
- Mini MCV – Moisture Condition Value
- MR – Módulo de Resiliência
- PNV – Plano Nacional de Viação

SiBCS – Sistema Brasileiro de Classificação de Solos

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

USACE – *United States Army Corps of Engineers*

WRB – *World Resource Base*



## SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES .....	10
LISTA DE TABELAS.....	13
LISTA DE SÍMBOLOS .....	14
LISTA DE SIGLAS.....	15
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.1 OBJETIVOS .....	22
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	23
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>25</b>
2.1 SOLOS TROPICAIS .....	25
2.1.1 RELAÇÃO SÍLICA-SESQUIÓXIDOS .....	29
2.1.2 CLASSIFICAÇÃO MCT .....	30
2.2. LATERITOS DA AMAZÔNIA .....	34
2.3 COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS .....	40
2.4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLOS .....	43
2.5 ESTUDOS DESENVOLVIDOS NA REGIÃO AMAZÔNICA.....	45
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>50</b>
3.1 ASPECTOS GERAIS DA RODOVIA BR-163/PA.....	50
3.2 MATERIAIS.....	55
3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	57
3.3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	58
3.3.2 ENSAIOS DA CLASSIFICAÇÃO MCT.....	59
3.3.3 ENSAIOS MECÂNICOS.....	63

<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	77
4.1 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	77
4.2 COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS .....	88
4.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS SOLOS .....	92
4.4.1 ENSAIO LWT .....	92
4.4.2 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE .....	109
4.4.3 ESTIMATIVA DE CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO PELO MEDINA.....	116
<b>5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	123
<b>6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	128
<b>7 ANEXOS</b> .....	133
ANEXO I: RESULTADO DAS ANÁLISES QUÍMICAS .....	133
ANEXO II: RESULTADO DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	141
ANEXO III: RESULTADO DOS ENSAIOS DE LWT.....	142
ANEXO IV: CURVAS DE DEFORMAÇÃO ACUMULADA DO SOLO FINO ENSAIO LWT.....	143
ANEXO V: PESQUISA DE ACOMODAMENTO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES DO SOLO FINO ENSAIO LWT .....	155
ANEXO VI: CURVAS DE DEFORMAÇÃO ACUMULADA DA LATERITA ENSAIO LWT .....	167
ANEXO VII: PESQUISA DE ACOMODAMENTO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES DA LATERITA ENSAIO LWT .....	175

## 1 INTRODUÇÃO

O uso de solos tropicais em pavimentação rodoviária, atualmente no Brasil, é restrito a materiais que possuem características baseadas em análises de parâmetros empíricos como os limites de consistência, o Índice de Suporte Califórnia e a granulometria. A expansão também é levada em consideração na seleção desses materiais. Dessa forma, alguns solos lateríticos que possuem comportamento mecânico satisfatório quanto a sua resposta resiliente e a sua capacidade de resistir às deformações permanentes com o tempo, em muitos casos são rejeitados nos projetos de pavimentação em virtude de não atenderem aos parâmetros empíricos citados.

Com intuito de melhor projetar os pavimentos com utilização de solos tropicais, encontra-se em implantação no Brasil o Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos – MeDiNa (DNIT, 2015), sendo um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos baseado nos estudos de FRANCO (2007). A partir da referida metodologia, será possível projetar o pavimento para resistir ao tráfego, crescente a cada ano, prevendo sua vida útil, considerando o emprego de materiais com respostas mecânicas satisfatórias e não apenas baseadas no empirismo. O método permitirá utilizar materiais com desempenho satisfatório, mas que não se enquadram nas normas antigas.

Por outro lado, a metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) desenvolvida a partir dos estudos de NOGAMI e VILLIBOR (1981), pode indicar materiais finos para emprego em pavimentação de baixo custo, ou para volume de tráfego considerado baixo. O uso dessa metodologia proporciona economia nos pavimentos devido às menores distâncias de transportes na movimentação de massas e menor degradação ambiental em virtude de não exploração de jazidas pedregulhosas.

Cabe ressaltar também, que a formação geológica dos solos da região Norte do Brasil, basicamente se desenvolveu a partir de grandes depósitos sedimentares e processos de intemperismo de rochas sedimentares, gerando a formação de espessos depósitos lateríticos maduros e não maduros como descrito por COSTA (1991). Assim, a disponibilidade de materiais finos ou com concreções lateríticas é considerada vasta na região. Entretanto, são escassos na literatura dados geológicos e geotécnicos quanto ao desempenho mecânico desses materiais regionais para uso em pavimentação, considerando os ensaios de carga repetida.

Considerando todos os aspectos acima mencionados, e a partir das avaliações realizadas ao longo desta pesquisa, é possível utilizar solos com desempenho mecânico satisfatório, mas que não atendem aos parâmetros empíricos exigidos atualmente.

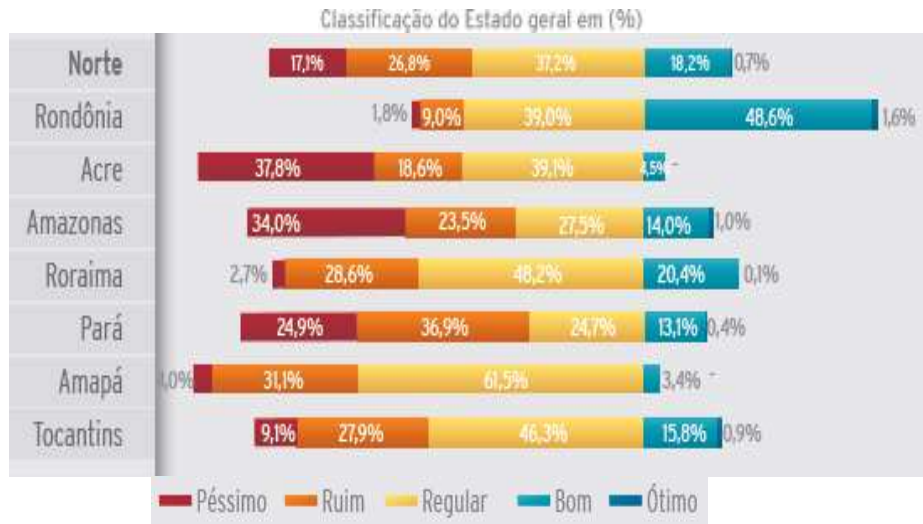
Considerando a problemática descrita anteriormente, essa pesquisa é baseada na Mecânica dos Pavimentos e na Metodologia MCT. Para isso, prevê-se como hipóteses de solução a possibilidade dos materiais avaliados apresentarem boas respostas mecânicas a partir de seu comportamento quanto ao módulo de resiliência e à previsão de deformação permanente quando sujeitos a carregamentos repetidos; e quando finos lateríticos possam ter expectativas de características de baixa expansão e bom suporte. Com isso, poder-se-ia indicar os materiais analisados, caso possuam desempenho satisfatório, como camadas de sub-base de pavimentos rodoviários.

Nesse sentido, considerando a necessidade de avaliar materiais disponíveis em uma região escassa de dados geotécnicos, estudaram-se solos provenientes de duas jazidas localizadas em um segmento atualmente implantado da Rodovia BR-163 no estado do Pará, com extensão de 10 km. O trecho rodoviário em questão encontra-se em obras de pavimentação pelo Exército Brasileiro através dos Batalhões de Engenharia e Construção – BEC. Segundo o projeto de pavimentação do trecho, é previsto o uso do solo laterítico analisado apenas na mistura com brita.

Para o melhor desenvolvimento do presente trabalho, os seguintes aspectos são de suma importância:

- Necessidade de avaliação dos solos da região Norte de forma a contribuir para os modelos de Deformação Permanente empregados no Método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos do Brasil;
- A região Norte do Brasil, especialmente o estado do Pará, carece de pesquisas sobre o tema, assim como há necessidade de ampliação do banco de dados sobre o comportamento mecânico dos solos dessa região;
- A malha rodoviária do estado do Pará foi diagnosticada, a partir da pesquisa da Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2017) como a que possui maior deficiência entre os estados da região Norte (Figura 1.1), considerando as condições classificadas como péssimo e ruim.
- Necessidade de melhoria dessa malha, especialmente no que diz respeito à BR-163 (Cuiabá-Santarém), por se tratar de uma rodovia de escoamento da produção do agronegócio da região centro-oeste e sul do Pará em direção ao porto de Santarém;

- No trecho a ser estudado, o Exército Brasileiro, por meio do 8º Batalhão de Engenharia e Construção – BEC, executa serviços de construção e conservação rodoviária. Dessa forma, esse estudo poderá fornecer subsídios para a aplicação de solos considerados adequados, do ponto de vista mecânico, ao invés de rejeitá-los.



**Figura 1.1** Pesquisa CNT de Rodovias. (CNT, 2017)

É notória a necessidade de melhoria das condições de rolamento das rodovias paraenses, especialmente das principais rodovias, como a BR-163 que possibilita o escoamento da produção do agronegócio, a integração do território brasileiro e a mobilidade da população. Esse corredor viário interliga a região centro-oeste e sul do Pará ao Porto da cidade de Santarém. Condições desfavoráveis de trafegabilidade inviabiliza sua função de escoamento seguro das cargas como apresentada na Figura 1.2.



**Figura 1.2** BR-163/PA km 708 em 2018.

Além disso, sabe-se que a atuação do Exército Brasileiro em pesquisas rodoviárias vem cada vez mais se consolidando no cenário nacional. Solos da região de Santarém foram objetos de pesquisas para a produção de agregados artificiais de argila calcinada em pavimentação (CABRAL, 2005).

Sobre os modelos de previsão de deformação permanente, destaca-se o modelo de GUIMARÃES (2009). Tal modelo, obtido a partir da análise de regressão estatística dos resultados de ensaios triaxiais de cargas repetidas, de materiais granulares e finos, permite uma previsão da magnitude de deformação permanente ( $\epsilon_p$ ) com o estado de tensões e quantitativo de ciclos de carga (N).

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho é avaliar o comportamento mecânico de dois solos, uma laterita pedregulhosa e um solo fino de comportamento não laterítico, da região sudoeste do estado do Pará, quanto ao módulo de resiliência e à deformação permanente, com vistas ao emprego na pavimentação de trechos da rodovia BR-163/PA.

Para que o objetivo principal fosse alcançado, tem-se como objetivos específicos:

- Obter a caracterização física completa de dois solos distintos;
- Indicar a classificação da fração fina, por meio da metodologia MCT;
- Verificar a relação sílica sesquióxidos de ferro e alumínio, com vistas ao seu emprego em pavimentação;
- Observar a morfologia por microscopia eletrônica de varredura dos solos estudados, para sua caracterização complementar;
- Avaliar o comportamento mecânico de dois solos, a partir dos ensaios de determinação do módulo resiliente, de deformação permanente, e dos ensaios de caracterização;
- Verificar a ocorrência de acomodamento das deformações permanentes (pesquisa de *Shakedown*);
- Avaliar a deformação permanente medida pelo ensaio de roda carregada no equipamento LWT (*loaded Wheel Test*) e verificar compatibilidade com resultados obtidos pelo ensaio triaxial de cargas repetidas e;
- Estimar cenários de dimensionamento do pavimento através do Método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos em implantação no Brasil.

## 1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta Dissertação está organizada nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 – Introdução – Neste capítulo estão as considerações iniciais sobre a pesquisa, contextualizando o tema do trabalho e a problemática a que o estudo se refere. Ainda, encontram-se as justificativas da pesquisa, bem como a importância do tema e motivações que levaram a opção pelo estudo proposto. Ao fim dessa primeira parte apresentam-se os objetivos da pesquisa e a estrutura do texto da Dissertação.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica – Contém a fundamentação teórica considerada apropriada para o melhor desenvolvimento da Dissertação e entendimento dos leitores, passando pelas considerações sobre solos tropicais, com a correspondente sistemática de classificação adotada no Brasil. São tratados conceitos da mecânica dos pavimentos, no que se refere aos parâmetros de comportamento de resiliência e de deformação permanente nos solos empregados na pavimentação rodoviária. São apresentadas as características de um simulador de tráfego com carregamentos cíclicos e sua comparação com o mecanismo convencional de aplicação de cargas repetidas, buscando relações entre si que provoquem deslocamentos na camada de solo em um pavimento rodoviário.

Capítulo 3 – Materiais e Métodos – Contém informações sobre a rodovia em estudo, aspectos geomorfológicos da região, e dos materiais utilizados. Aspectos de localização, método de coleta adotado, e metodologia de seleção das amostras representativas para realização de ensaios microscópicos, de classificação e mecânicos. Nesse capítulo são descritos os métodos empregados para avaliar o comportamento dos solos, desde a sistemática de classificação MCT, ensaios de compressão triaxial com cargas repetidas, para determinação dos parâmetros de resiliência dos solos, e ensaios de carregamentos cíclicos em equipamento LWT (simulador de tráfego) para verificação do comportamento quanto à deformação permanente dos solos em estudo.

Capítulo 4 – Resultados e Discussões – são apresentados os parâmetros de caracterização e os resultados da classificação MCT, confrontada com os resultados da caracterização clássica. São discutidos os resultados da caracterização química, através da relação sílica sesquióxido de ferro-alumínio. São apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de módulo de resiliência, com identificação dos parâmetros de regressão para ajuste do modelo de melhor enquadramento para a previsão do módulo de resiliência das amostras. Apresentam-se os resultados das medições de afundamentos por trilha de roda no equipamento LWT, com discussão das características de deformação obtidas e ajuste do modelo de regressão de melhor

enquadramento para a previsão de afundamentos. São verificados, nos ensaios de LWT e de deformação permanente convencional, a ocorrência de acomodamentos das deformações permanentes. São apresentadas estimativas de espessuras das camadas do pavimento determinadas pelo método mecânico-empírico nacional.

Capítulo 5 – Considerações Finais e Sugestões de Pesquisas Futuras – Nesse capítulo estão as conclusões indicadas pela pesquisa a partir da análise dos resultados e indicações de pesquisas futuras sobre o tema e que não tenha sido possível alcançar com o trabalho.

Referências Bibliográficas – Relação de fontes citadas ao longo do texto e que serviram de embasamento para o desenvolvimento da pesquisa.

Anexos – Resultados individuais dos ensaios que serviram de estruturação do capítulo de resultados e discussões.



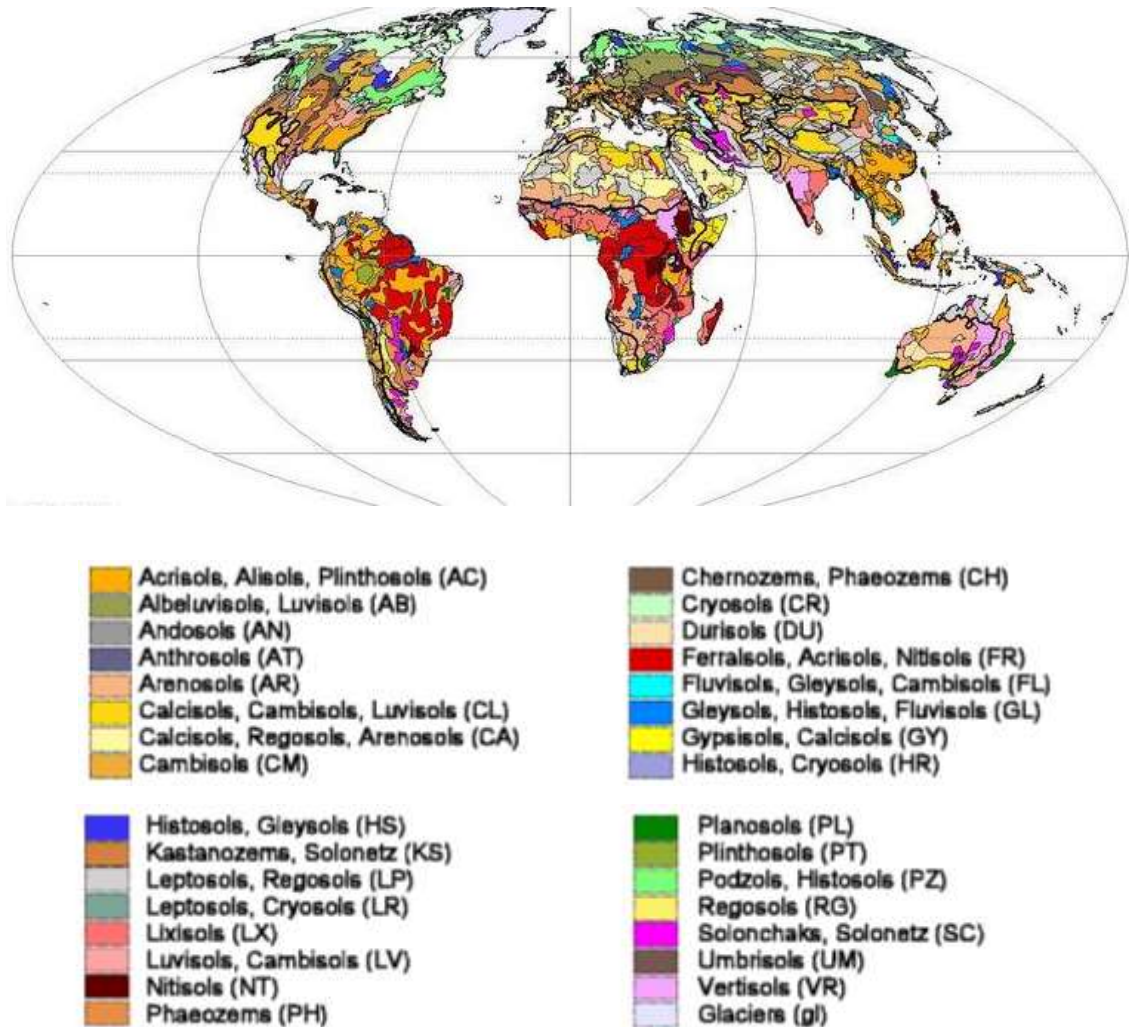
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 SOLOS TROPICAIS

Em obras rodoviárias localizadas em regiões quentes e úmidas de clima tropical, como o caso do Brasil, o uso dos solos de comportamento laterítico, nas camadas granulares do pavimento está bastante difundido. Esses solos tropicais estão presentes basicamente entre os trópicos, mas também podem ser encontrados nas regiões subtropicais.

A União Internacional de Ciência do Solo (The International Union of Soil Science – IUSS) em 1960 recomendou a publicação de mapas de solo dos continentes e das grandes regiões. Assim a Organização das Nações Unidas para a Alimentação e a Agricultura (*Food and Agriculture Organization of the United Nations* – FAO/UNESCO) decidiram preparar em 1961, o Mapa do Solo do Mundo, sendo o produto completo concluído em vinte anos, a partir da colaboração mundial entre inúmeros cientistas do solo (FAO/WRB, 2014).

Segundo a FAO/WRB, 2014, a Base de Referência Mundial (*World Resource Base* – WRB) é o padrão internacional para o sistema de classificação de solos endossado pela União Internacional de Ciências do Solo. Substituiu a Legenda da FAO/UNESCO para o Mapa do Solo do Mundo como padrão internacional. O WRB usa os conceitos de classificação de solos, incluindo a Taxonomia do Solo, além dos conceitos do Mapa de Solos do Mundo de 1988 da FAO, do *Référentiel Pédologique*. Tanto quanto possível, os critérios diagnósticos correspondem aos dos sistemas existentes, de modo que a correlação com sistemas internacionais nacionais e anteriores seja a mais simples possível. A Figura 2.1, a seguir, representa um exemplo do Mapa Global com a distribuição de solos de acordo com a classificação da Base de Referência Mundial.



**Figura 2.1** Mapa global de solos. (adaptado de WRB Map, 2003)

Nesse mapa mundial, é possível visualizar a presença característica de solos da classe denominada Latossolos (coloração vermelha no mapa) e de Argilossolos e Plintossolos (coloração alaranjada), nas regiões da América do Sul, parte equatorial da África e regiões da Índia e grande parte das ilhas da Oceania próximas à linha do Equador. Em tons mais claros de coloração amarelada a marrom, há predominância dos Cambissolos, Luvisolos, Vertissolos e Gypsisolos, nas regiões da América do Norte, Europa, Oriente Médio e Norte da África e Ásia.

Ressalta-se que os solos tropicais são pouco estudados pelos países em que esses solos não são característicos. Entende-se que um dos principais motivos é a questão geográfica, visto que esses solos não são predominantes nessas regiões temperadas, e apresentam um comportamento distinto dos tipos de solos desses países, quando aplicados em pavimentação. O fato de alguns solos tropicais, não se enquadrarem bem na metodologia clássica, pode ser considerando outro motivo de menor número de pesquisas sobre esses materiais, por cientistas de países de clima temperado.

A ciência do solo conhecida como pedologia teve suas bases lançadas na Rússia em 1880 por V.V. Dokuchaiev, que viveu entre os anos de 1846 e 1903. O propósito inicial era explicar a formação dos solos e estabelecer um sistema de classificação. No Brasil, desde 1887 com a criação de Instituições de Pesquisa da área de ciências agrárias, houve inúmeros estudos de composição química de solos de São Paulo até a criação em 1947 da Comissão de Solos do Centro Nacional de Ensino e Pesquisas Agronômicas do Ministério da Agricultura. O projeto RADAM desenvolvido pelo DNPM para a realização do sensoriamento remoto da Amazônia propiciou uma nova imagem dessa região e facilitou a pesquisa de ouro e outros minerais como a bauxita em Paragominas. Mais tarde, em 1976, esse projeto foi estendido para todo território nacional com o nome de RADAMBRASIL. Assim, esse projeto em conjunto com a EMBRAPA executaram os levantamentos gerais que recobrem todo o Brasil, e a iniciativa privada, segundo seus objetivos, são responsáveis pela maioria dos levantamentos detalhados (IBGE, 2015).

Partindo desses estudos e com base nos documentos de classificação de solos da FAO/UNESCO (FAO, 2014) e da taxinomia norte-americana (USDA, 1999), foi possível desenvolver, após anos de pesquisas e consequentes atualizações, o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos – SiBCS (EMBRAPA SOLOS, 2014). Nesse documento encontram-se as características dos horizontes frequentemente presentes nos solos brasileiros, aspectos pedológicos desses solos, bem como a divisão classificatória até o quinto nível categórico dos solos. Na Tabela 2.1 são exemplificadas as classes de solos do primeiro nível categórico.

A correspondência aproximada entre os primeiros níveis categóricos do sistema brasileiro e outros sistemas taxonômicos é apresentada na Tabela 2.2. Observa-se que existem alguns níveis sem correspondência classificatória.

**Tabela 2.1** Etimologia do primeiro nível categórico do SiBCS. (adaptado de IBGE, 2015)

Nomenclatura	Etimologia
Argilossolos	Do latim <i>argilla</i> , conotando solos com processo de acumulação de argila.
Cambissolos	Do latim <i>cambiare</i> , trocar; conotativo de solos em formação (transformação).
Chernossolos	Do russo <i>chern</i> , negro; conotativo de solos ricos em matéria orgânica, com coloração escura.
Espodossolos	Do grego <i>spodos</i> , cinza vegetal, solos com horizonte de acumulação de materiais orgânicos e outros.
Gleissolos	Do russo <i>gley</i> , massa de solo pastosa; conotativo de excesso de água.
Latossolos	Do latim <i>lat</i> , material altamente alterado (tijolo); conotativo de elevado conteúdo de sesquióxidos.
Luvissolos	Do latim <i>luere</i> , lavar; conotativo de acumulação de argila.
Neossolos	Do grego <i>néos</i> , novo, moderno; conotativo de solos jovens, em início de formação.
Nitossolos	Do latim <i>nitidus</i> , brilhante; conotativo de superfícies brilhantes em unidades estruturais.
Organossolos	Do grego <i>organikós</i> , pertinente ou próprio dos compostos de carbono. Conotativo de solos de constituição orgânica, ambientes de grande umidade.

Planossolos	Do latim <i>planus</i> , plano, horizontal; conotativo de solos desenvolvidos com encharcamento superficial estacional.
Plintossolos	Do grego <i>plinthos</i> , ladrilho; conotativo de materiais argilosos, coloridos, que endurecem quando expostos.
Vertissolos	Do latim <i>vertere</i> ; conotativo de movimento na superfície do solo (expansão/contração).

**Tabela 2.2** Correspondência do primeiro nível categórico entre sistemas classificatórios. (adaptado de IBGE, 2015)

<b>SiBCS, EMBRAPA SOLOS (2014)</b>	<b>FAO/WRB (2014)</b>	<b>SOIL Taxonomy, USDA (1999)</b>
Argilossolos	Acrisols Lixisols Alisols	Ultisols Oxisols ( <i>Kandic</i> )
Cambissolos	Cambisols	Inceptisols
Chernossolos	Chernozems Kastanozems Phaeozems	----- Molisols (apenas os Ta) -----
Espodossolos	Podzols	Spodosols
Gleissolos ( <i>Gleissolos Sálícos</i> )	Gleysols Solonchaks	Entisols (Aqu-alf-and-ent-ept-) Aridisols, Entisols (Aqu-sulfa-hydra-salic)
Latossolos	Ferralsols	Oxisols
Luvisolos	Luvisols	Alfisols, Aridisols ( <i>Argids</i> )
Neossolos ( <i>Neossolos Flúvicos</i> ) ( <i>Neossolos Litólicos</i> ) ( <i>Neossolos Quartzarênicos</i> ) ( <i>Neossolos Regolíticos</i> )	----- Fluvisols Leptosols Arenosols Regosols	Entisols ( <i>Fluvents</i> ) ( <i>Lithic....Orthents</i> ) ( <i>Lithic...Psamments</i> ) ( <i>Quartzipsamments</i> ) ( <i>Psamments</i> )
Nitossolos	Nitisols Lixisols Alisols	Ultisols, Oxisols ( <i>Kandic</i> ), Alfisols
Organossolos	Histosols	Histosols
Planossolos ( <i>Planossolos Nátricos</i> ) ( <i>Planossolos Háplícos</i> )	Planosols Solonetz Planosols	Alfisols Natr (ust-ud) alf Albaquults, Albaqualfs, Plinthaqu (alf-ept-ox-ult)
Plintossolos	Plinthosols	Subgrupos Plinthic (várias classes de Oxisols, Ultisols, Alfisols, Entisols, Inceptisols)
Vertissolos	Vertisols	Vertisols

Não classificados no Brasil	Cryosols	Gelisols
	Anthrosols	-----
	Andosols	Andisols
	Umbrisols	-----
	Gypsisols	Vários Subgrupos de Aridisols
	Durisols	
	Calcisols	Vários Grandes Grupos <i>Dura</i> de Alfisols, Aridisols, Aridisols, Inceptisols, etc.
	Albeluvisols	Vários Subgrupos de Vertisols, Molisols, Inceptisols, Alfisols, etc. Algumas classes <i>Alb_</i> <i>Gloss_</i>

### 2.1.1 RELAÇÃO SÍLICA-SESQUIÓXIDOS

Segundo WINTERKORN e CHANDRASEKHARAN (1951), a razão Sílica-Alumina ( $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ ), usada por MARTIN e DOYNE (1927) como critério de classificação, foi empregada, explicitando que a presença de ferro em solos lateríticos é um dos mais importantes fatores de influência nas suas propriedades para a engenharia. Para critério de classificação a razão sílica-sesquióxidos ( $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3+\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) é mais apropriada. Somente observando as relações líticas, a presença de ferro não seria um quesito essencial para chamar um solo de laterita. O ferro pode estar, algumas vezes, na forma de óxido ferroso, e isso pode levar a mau entendimento da composição química do solo.

A norma DNER-ME 030/94 descreve o procedimento para a determinação das relações moleculares Sílica-Alumina ( $K_i$ ) e Sílica-Sesquióxido de ferro e alumínio ( $K_r$ ), definidas conforme Eq. 2.1 e 2.2.

$$K_i = \frac{\%SiO_2}{\%Al_2O_3} \times 1,7 \quad (2.1)$$

$$K_r = \frac{\frac{\%SiO_2}{60}}{\frac{\%Al_2O_3}{102} + \frac{\%Fe_2O_3}{160}} \quad (2.2)$$

Nesse documento normativo a determinação dos percentuais de sílica e de sesquióxidos é realizada, submetendo a fração passante da amostra de solo na peneira de abertura 2,0 mm à ação de soluções reagentes especificadas.

O índice  $K_i$  inicialmente proposto por Harrassovitz nos anos 20 do século passado utiliza como valor limite o  $K_i = 2$  correspondente da caulinita, para indicar solos muito intemperizados ( $K_i < 2$ ) e solos pouco intemperizados ( $K_i > 2$ ), sendo no Brasil um referencial para a definição do horizonte B latossólico, com  $K_i < 2,2$  (IBGE, 2015).

Em relação ao índice  $K_r$ , dependendo do conteúdo relativo dos hidróxidos, GIDIGASU (1976) menciona uma abordagem mais restrita para classificação de lateritas e solos lateríticos, proposta por Martin e Doyne entre os anos 1927 e 1930, a qual considera como indicativo de lateritas verdadeiras aquelas com  $K_r$  menor que 1,33; para solos lateríticos os valores da relação Sílica-Sesquióxido poderiam variar entre 1,33 e 2,00; e para  $K_r$  acima de 2,00, o solo seria considerado como não laterítico.

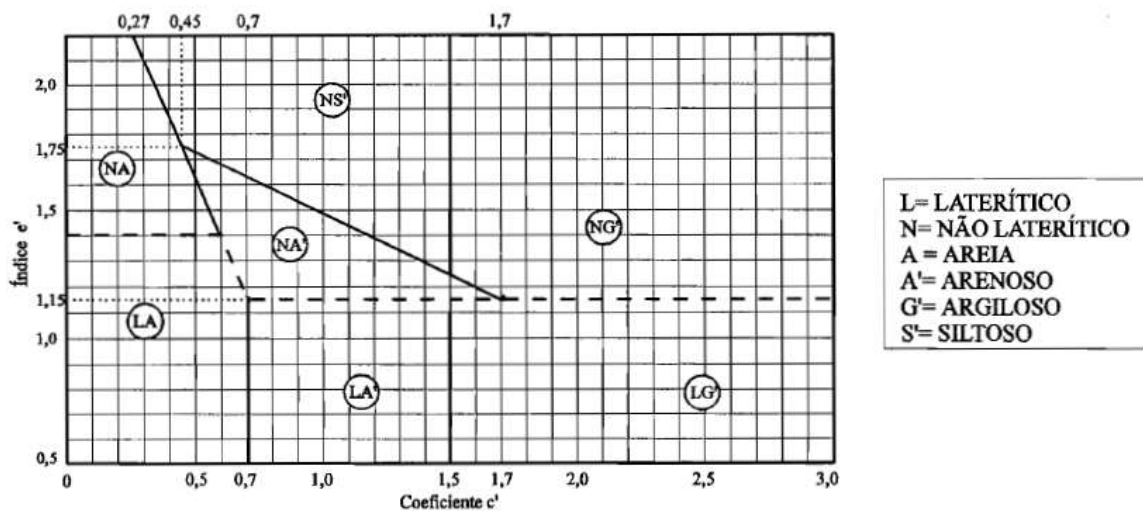
Entretanto, para a determinação dessas relações, comumente vem se utilizando microscopia eletrônica para as análises químicas através de espectrometria de fluorescência de raios-X (FrX) ou de espectrometria de raios-X por dispersão de energia (EDS), entre outras. A espectrometria de fluorescência de raios X é considerada uma técnica não destrutiva, permitindo identificar as concentrações que os elementos químicos apresentam em uma amostra. Sendo assim, uma análise do tipo qualitativa e quantitativa. A espectrometria de raios-X por dispersão de energia possui um aspecto mais qualitativo do que quantitativo, considerando esse último aspecto de menor exatidão quando comparado à análise por fluorescência, porém possui vantagens de custo benefício por consumir menos insumos para as análises (SANTOS, 2013).

### 2.1.2 CLASSIFICAÇÃO MCT

O desenvolvimento de uma sistemática de classificação de solos tropicais para fins de aplicação em camadas do pavimento rodoviário surgiu da necessidade de se dispor de uma metodologia que melhor representasse o comportamento desses solos quando empregados em pavimentação. NOGAMI e VILLIBOR (1981) apresentaram uma proposta de classificação de solos tropicais baseada nas propriedades mecânicas e hidráulicas de sua fração fina, verificando que as propriedades índices utilizadas nas sistemáticas de classificação tradicionais não eram suficientes para indicar o real potencial de aplicação rodoviária de um solo laterítico. Propuseram então a classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) baseada em índices

obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de dimensões reduzidas. Os principais ensaios para a determinação dos referidos índices são o ensaio de compactação Mini-MCV e o ensaio de perda de massa por imersão em água.

Segundo NOGAMI e VILLIBOR (1981), a compactação pelo método Mini-MCV (Moisture Condition Value) adaptado do procedimento de PARSONS (1976) fornece uma família de curvas de compactação, onde é possível obter os índices relacionados à granulometria do material (índice  $c'$ ) e relativo à inclinação do ramo seco da curva de compactação referente a 12 golpes (índice  $d'$ ). Com os índices citados e com o resultado da perda de massa por imersão é possível classificar o solo conforme a região que se encontra os índices determinados, no ábaco de classificação padrão (Figura 2.2).



**Figura 2.2** Gráfico de Classificação MCT. (NOGAMI e VILLIBOR, 1995)

A classificação MCT separa os solos em dois grandes grupos, os solos de comportamento laterítico, indicando a classe “L”; e os solos de comportamento não lateríticos, representados pela classe “N”, descritos a seguir conforme NOGAMI e VILLIBOR (1995).

Segundo os autores, os solos de comportamento lateríticos são constituídos pedogenicamente pelo horizonte B dos Latossolos, Solos Podzólicos e Terras Roxas Estruturadas, destacando-se a caolinita como argilomineral predominante em sua fração fina e grandes concentrações de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, e quartzo em sua fração areia. As principais características desse grupo são a elevada porosidade aparente natural, e em alguns casos, baixas resistências e capacidade de suporte. Entretanto, quando adequadamente compactados, ocorre ganho de resistência e capacidade de suporte, além da redução da permeabilidade.

Essa classe é subdividida em três grupos: as areias lateríticas (LA), os solos arenosos lateríticos (LA') e os solos argilosos lateríticos (LG').

O grupo LA formado por areias com poucos finos de comportamento laterítico, conhecidas como areias quartzosas e regossolos. Suas características são, em geral, de bons parâmetros de capacidade de suporte e módulo de resiliência, quando compactados adequadamente. Esses solos podem ser permeáveis e pouco coesivos, não sendo a primeira opção para aplicação em pavimentação.

Os solos do grupo LA' são arenosos, comparados às argilas, conhecidos como latossolos arenosos e solos podzólicos. Possuem elevado módulo de resiliência e capacidade de suporte, quando devidamente compactados, o que reduz a sua permeabilidade, e pequena contração. Apresentam certa coesão e pequena expansibilidade em água, o que os indicaria para uso em pavimentação.

O grupo LG' é formado por argilas e argilas arenosas conhecidas à época como latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas. Possuem menores capacidades de suporte e módulo resiliente, maior plasticidade e contração quando secos, em relação aos arenosos. Quando apresentam grandes porcentagens de areia, seu comportamento é semelhante aos solos do grupo LA'; entretanto quando apresentam agregados bem desenvolvidos, podem se tornar mais permeáveis. Como o grupo LA, os solos deste grupo não são a primeira opção para uso em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários.

A classe N de solos com comportamento não laterítico é formada predominantemente pelos solos saprolíticos e em menor proporção por solos superficiais. Compostos desde argilas e siltes até areias e pedregulhos. Basicamente com as formações em grandes espessuras e heterogêneas, geralmente com baixa capacidade de suporte e bastante erodíveis em estado natural.

Essa classe é subdividida em quatro grupos, as areias não lateríticas (NA), os solos arenosos não lateríticos (NA'), solos saprolíticos silto-arenosos (NS') e os solos saprolíticos argilosos (NG').

Os solos do grupo NA de comportamento não laterítico são formados por areias, siltes ou misturas dos dois. São constituídos por quartzo ou mica, ou ambos. Essa classe é formada basicamente pelos tipos saprolíticos onde a porcentagem é pequena de finos argilosos coesivos e siltes caoliníticos. Sua capacidade de suporte, quando compactados, é considerada de pequena a média.

O grupo NA' formado por misturas quartzosas e finos; basicamente originados de granitos, arenitos, quartzitos e gnaisses. Se os solos desse grupo apresentarem uma boa graduação e os finos atenderem aos índices tradicionais, esses solos poderiam ser indicados à pavimentação.



Mas por outro lado, a presença de mica, macro cristais de caolinita ou mesmo de haloisita podem torná-los impróprios para utilização em bases de pavimentos.

Os solos classificados no grupo NS' são os denominados saprolíticos silto-arenosos oriundos de rochas eruptivas e metamórficas de constituição predominante de mica, feldspato e quartzo. Suas principais características são o baixo módulo resiliente e baixa capacidade de suporte, quando imersos; elevadas expansibilidade e erodibilidade, com permeabilidade mediana. Em seu estado natural possuem baixa capacidade de suporte, podendo ser colapsíveis e erodíveis em taludes de cortes.

O grupo NG' corresponde aos solos saprolíticos argilosos provenientes de rochas sedimentares argilosas ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Ainda nesse grupo estão compreendidos os solos superficiais pedogenéticos não lateríticos do tipo massapê da Bahia, bem como muitos solos transportados. Apresentam, quando adequadamente compactados, características muito plásticas e expansivas. Sua resiliência é pouco influenciada pela tensão de confinamento. Suas restrições quanto à expansibilidade, compressibilidade, plasticidade e contração, basicamente regulam o seu tipo de emprego.

Vale ressaltar que as peculiaridades dos solos dos grupos da classificação MCT, quanto às suas propriedades mecânicas e utilização não podem ser consideradas constantes. Em geral, é maior a possibilidade dessas propriedades se repetirem quando os solos apresentarem semelhanças. A Figura 2.3 apresenta um indicativo de aplicabilidade desses solos com base em sua análise qualitativa das propriedades de corpos de prova de solos adequadamente compactados, obtidos de inúmeras amostras no Estado de São Paulo. Contudo, vários fatores podem influenciar no comportamento como clima, topografia, pedologia, geologia, classe da rodovia, técnicas construtivas empregadas, etc.

GOMES (2018) levantou um conjunto de resultados de ensaios com características em comum, incluindo a classificação MCT. O banco de dados escolhido abrangeu doze estudos realizados entre 1988 e 2017. Essas pesquisas foram desenvolvidas pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto Militar de Engenharia, Universidade Federal de Ouro Preto, Instituto Tecnológico da Aeronáutica e pela Universidade de São Paulo.

Ao todo, GOMES (2018) verificou, que as 120 amostras analisadas por esses estudos apresentam classificações MCT semelhantes para determinadas intervalos de valores de módulo de resiliência e de fração fina passante na peneira n° 10.

GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP (equivalentes da Mississippi River Commission, USA)		argilas siltos (q,s)	areias siltosas	siltos (k,m) siltos arenosos	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltos argilosos	areias siltosas	areias argilosas	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltos argilosos	
k=caolínico s=sericítico	m=micáceo q=quartzoso								
COMPORTAMENTO		N = Não Laterítico				L = Laterítico			
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'	
Propriedades	MINI-CBR (%)	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B	
	sem imersão perda por imersão								
	EXPANSÃO	B	B	E	M, E	B	B	B	
	CONTRAÇÃO	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E	
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B	
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B	
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado (a) E = Elevado (a)		M = Médio (a) B = Baixo (a)		Vide Tabela III.3 para equivalente numérico			
Utilização	Base de pavimento	n	4°	n	n	2°	1°	3°	
	Reforço do subleito compactado	4°	5°	n	n	2°	1°	3°	
	Subleito compactado	4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°	
	Aterro (corpo) compactado	4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°	
	Proteção à erosão	n	3°	n	n	n	2°	1°	
	Revestimento primário	5°	3°	n	n	4°	1°	2°	
n = não recomendado									
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
		AASHO	A - 2	A - 2 A - 4 A - 7	A - 4 A - 5 A - 7 - 5	A - 6 A - 7 - 5 A - 7 - 5	A - 2	A - 2 A - 4	A - 6 A - 7 - 5

**Figura 2.3** Propriedades e utilização dos solos dos grupos MCT. (NOGAMI e VILLIBOR, 1995)

## 2.2. LATERITOS DA AMAZÔNIA

Em termos geológicos, é conhecido que os solos das regiões tipicamente tropicais se originam da deterioração da rocha-mãe através de processos de intenso intemperismo, permanecendo nos locais de origem ou sendo transportados e se depositando em lugares distintos. COSTA (1990) descreve que esse processo de alteração das rochas pré-existentes expostas à superfície denominado de laterização corresponde a um conjunto complexo de reações químicas, mineralógicas e bioquímicas interligadas, podendo ser por hidrólise, hidratação, oxirredução, quelação ou dissolução, produzindo os chamados lateritos, palavra derivada do latim “*later*” que significa “tijolo”. Ainda enfatiza que essas reações são provocadas, ao longo do tempo geológico, pelo contato das rochas com um ambiente úmido das florestas tropicais e subtropicais, alternado e finalizado com um ambiente semiárido do tipo

savana, com relativa estabilidade tectônica. Isso é um ciclo sazonal típico que ocorre na Amazônia: o ambiente passa por um período muito úmido, com muitas chuvas, denominado período invernos, ou inverno amazônico, normalmente entre os meses de novembro a abril, seguido de um período de estiagem, com redução da intensidade pluviométrica, denominado verão amazônico, variando entre os meses de maio a outubro.

COSTA (1991) em seu trabalho de organização geológica dos lateritos da Amazônia, utiliza o termo laterito para designar rochas formadas ou em formação através do processo de intenso intemperismo químico de rochas preexistentes, sob condições tropicais ou equivalentes. Informa que a característica dos lateritos em serem ricos em Fe e Al, e pobres em Si, K e Mg, quando comparados à rocha que lhes deu origem; apresentando composição mineralógica predominante de óxi-hidróxidos de ferro, de alumínio, de titânio e de manganês. Nesse sentido, destacam-se como minerais lateríticos:

- a) Hematita [ $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ] e goethita [ $\text{FeO}(\text{OH})$ ] como óxi-hidróxidos de ferro;
- b) Gibbsita [ $\text{Al}(\text{OH})_3$ ] e boehmita [ $\text{AlO}(\text{OH})$ ] como óxi-hidróxidos de alumínio;
- c) Anatásio [ $\text{TiO}_2$ ] como óxido de titânio;
- d) Lítioforita [ $(\text{Li}, \text{Al})\text{MnO}_2(\text{OH})$ ], todorokita [ $(\text{Mn}_6\text{O}_{12}(\text{H}_2\text{O})_{4.16})$ ], entre outros, como óxi-hidróxidos de manganês.

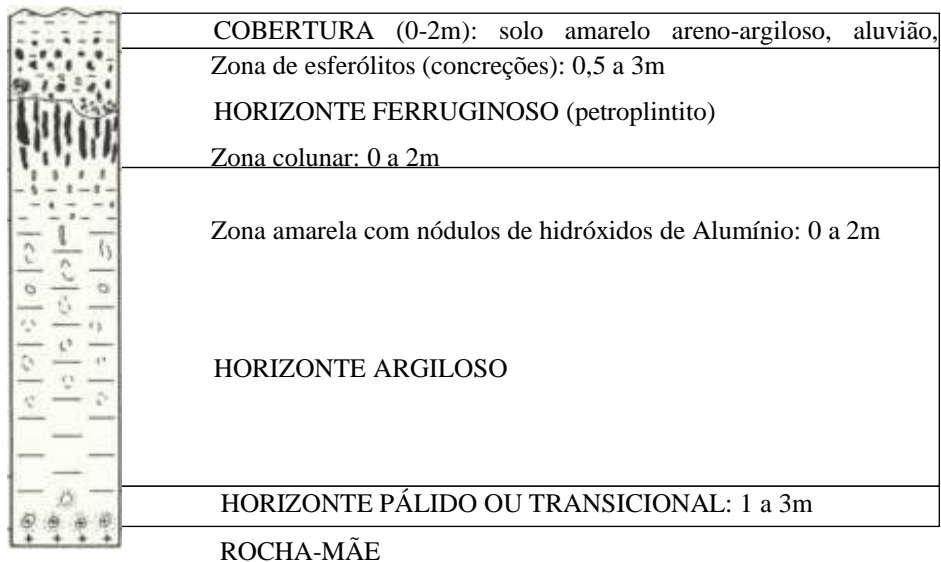
Ainda segundo COSTA (1990,1991) destacam-se como argilominerais lateríticos a caolinita [ $\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 2\text{SiO}_2\cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ] e a esmectita [ $\text{M}_x(\text{Al}_{4-x}\text{Mg}_x)\text{Si}_8\text{O}_{20}(\text{OH})_4$ ]. Como fosfatos a crandalita-goyazita [ $(\text{Ca}, \text{Sr})\text{Al}_3(\text{PO}_4)_2(\text{OH})\cdot 5\text{H}_2\text{O}$ ] e augelita [ $\text{Al}_2(\text{PO}_4)(\text{OH})_3$ ], entre outros. Turmalina, cassiterita, e o rutilo, também podem estar presentes.

Com intuito de adjetivar os lateritos, emprega-se em sua denominação, normalmente o elemento químico característico, ou mineral ou minério associado, bem como a sua derivação da rocha-mãe. Assim, o autor supracitado, exemplifica indicando a nomenclatura de lateritos ferruginosos (ricos em ferro), lateritos bauxíticos ou bauxitas lateríticas (ricos em alumínio), lateritos bauxíticos ferruginosos derivados de basaltos, lateritos bauxíticos derivados de argilitos, entre outros.

A classificação apresentada por COSTA (1991) para os lateritos da Amazônia os separa em dois grandes grupos: lateritos imaturos e lateritos maduros. Os lateritos imaturos estão distribuídos em toda a região em topografia plana a levemente ondulada, apresentam um perfil com características de baixo grau de evolução e é característico o horizonte concrecionário ferruginoso. Em contrapartida, os lateritos maduros são mais evoluídos e não possuem uma distribuição geográfica extensa, restringindo-se a regiões específicas na Amazônia e se apresentam sob a forma de platôs ou morros.

Em relação à sua distribuição em perfil, podem ser classificados na forma autóctone, quando o depósito se forma no local da rocha de origem; e alóctone, quando o depósito se constitui de materiais provenientes de lugares distintos. Esta identificação se baseia na formação dos horizontes, estruturas e texturas. Assim o estudioso dos lateritos da Amazônia os descreve como a seguir.

Os lateritos imaturos autóctones formam-se em três horizontes característicos: o ferruginoso, o argiloso e o pálido ou transicional, conforme Figura 2.4.



**Figura 2.4** Perfil simplificado lateritos imaturos autóctones na Amazônia. (adaptado COSTA, 1991)

Nesse perfil, o horizonte ferruginoso ou petroplintito apresenta nódulos, concreções, esferólitos, fragmentos com óxi-hidróxidos de ferro dentro de uma matriz argilosa e até terrosa, seguidos de colunas ou canais em forma de raízes ou vermes, ou resultantes de lixiviação (cavernosas, esponjosas e porosas); crosta de óxi-hidróxidos de ferro com partes argilosas de cor amarela, minerais cimentados por filme microcristalino, cor predominante marrom-avermelhada e a matriz cimentante pode ser branco-amarelada ou cinza.

O horizonte argiloso constituído em sua maioria de argilominerais é formado por uma zona amarelada/mosqueada, o plintito; e pela zona saprolítica. A zona amarelada/mosqueada apresenta argilas que sofreram intemperismo e são manchadas de forma irregular pela cor vermelha e violeta, em virtude da dispersão de micropartículas de óxi-hidróxidos de ferro, sendo que na parte superior dessa zona, essas manchas se transformam em uma zona nodular e coloração amarela a marrom. A zona saprolítica, (derivada de saprolito do grego *saprós*=podre; *litos*=pedra) apresenta fragmentos milimétricos ou centimétricos de rocha alterada parcialmente, encontrados dentro de um plasma argiloso. A espessura desse horizonte pode


variar de 7 a 15 metros quando repousado sobre rochas sedimentares, ígneas félsicas e máficas, ou pode ser bastante espessa quando se apoiam em rochas ultramáficas e metamórficas com foliação subvertical.

O horizonte pálido ou transicional representa um estágio de transição entre a rocha-mãe e o horizonte argiloso. Esse horizonte é caracterizado pela grande quantidade de fragmentos da rocha-mãe envolvidos por auréolas de intemperismo de coloração pálida, devido à decomposição de minerais máficos, sulfetos e matéria orgânica, sem a formação de óxi-hidróxidos de ferro.

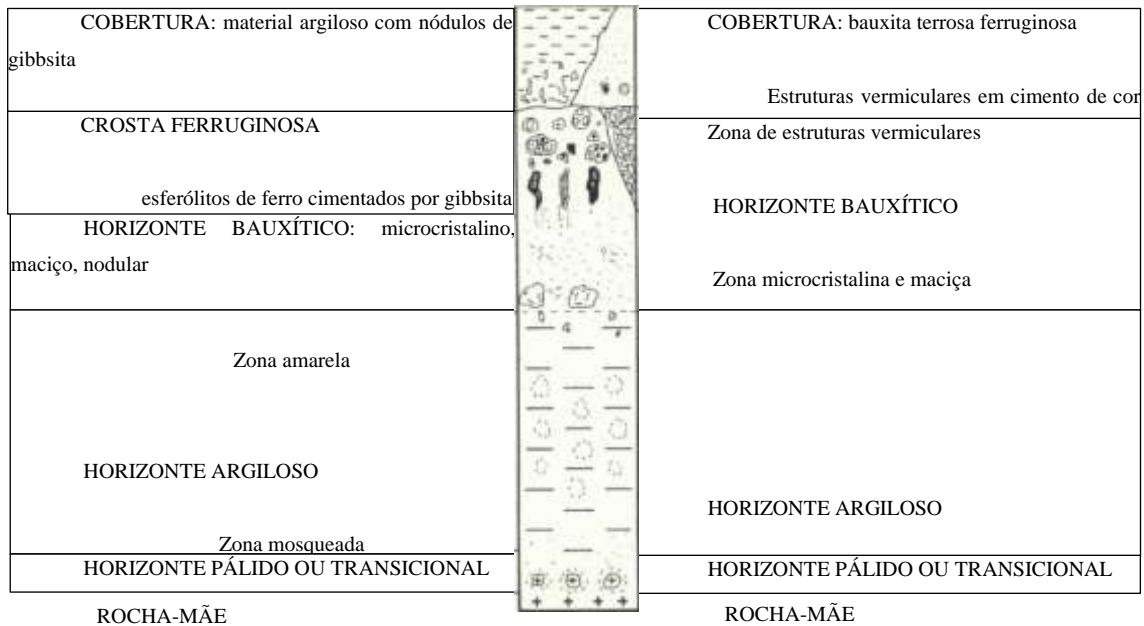
Em sua composição química, os lateritos imaturos da Amazônia apresentam um decréscimo dos teores de  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{MgO}$  e  $\text{K}_2\text{O}$  na direção da rocha-mãe para o horizonte ferruginoso. Entretanto, os teores de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  e  $\text{TiO}_2$ , crescem em direção às camadas superiores do horizonte ferruginoso. Observação se faz em relação aos núcleos das concreções, dos nódulos e dos esferoides, que apresentam uma importante relação com a natureza da rocha-mãe, pois podem discriminar as mineralizações que são associadas à rocha de origem.

Os lateritos maduros autóctones apresentam perfis mais desenvolvidos que os lateritos imaturos e são formados pelos horizontes: crosta ferruginosa, horizonte bauxítico e/ou fosfatos de alumínio, horizonte argiloso e o pálido ou transicional, conforme Figura 2.5 e Figura 2.6.

Nesses perfis, a crosta ferruginosa, normalmente próxima à superfície e de coloração marrom avermelhada, apresenta nódulos, concreções e esferólitos vermelhos de óxi-hidróxidos de ferro cimentados por fosfatos/hidróxidos de alumínio de cor branca e amarela.

CROSTA FERRUGINOSA (1-7m):  esferólitos e fragmentos em cimento de cor		CROSTA FERRUGINOSA:  Estruturas vermiculares em cimento de cor
HORIZONTE DE FOSFATOS DE ALUMÍNIO (2-8m):  estruturas colunares, esferoidais, brechóides.		HORIZONTE DE FOSFATOS DE ALUMÍNIO:  estruturas vermiculares de óxi-hidróxidos de ferro
Zona amarela  HORIZONTE ARGILOSO (30-50m)  Zona mosqueada		HORIZONTE ARGILOSO, rico em estruturas laminares e tabulares
HORIZONTE PÁLIDO OU TRANSICIONAL: 0,5-  ROCHA-MÃE		HORIZONTE PÁLIDO OU TRANSICIONAL  ROCHA-MÃE

**Figura 2.5** Perfil simplificado lateritos fosfálticos maduros autóctones na Amazônia. (adaptado COSTA, 1991)



**Figura 2.6** Perfil simplificado lateritos bauxíticos maduros autóctones na Amazônia. (adaptado COSTA, 1991)

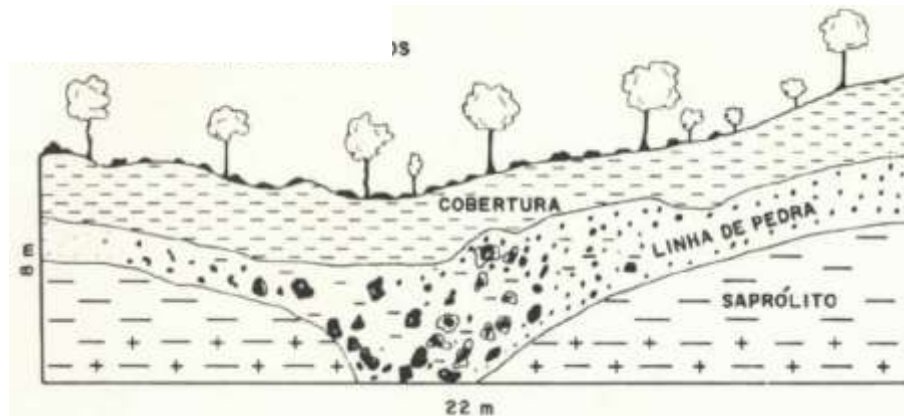
O horizonte bauxítico/fosfato de alumínio de coloração amarela, creme e até vermelha com blocos métricos e centimétricos, nódulos e esferólitos, encontra-se logo abaixo da crosta ferruginosa, formando uma camada dura. Este horizonte está ausente nos lateritos imaturos.

Logo abaixo se encontram os horizontes argilosos e o pálido ou transicional. O argiloso subdivide-se em zonas: amarela, mosqueada e saprolítica. Assim como os lateritos imaturos, o horizonte transicional também é uma camada de transição entre o saprolítico e a rocha-mãe.

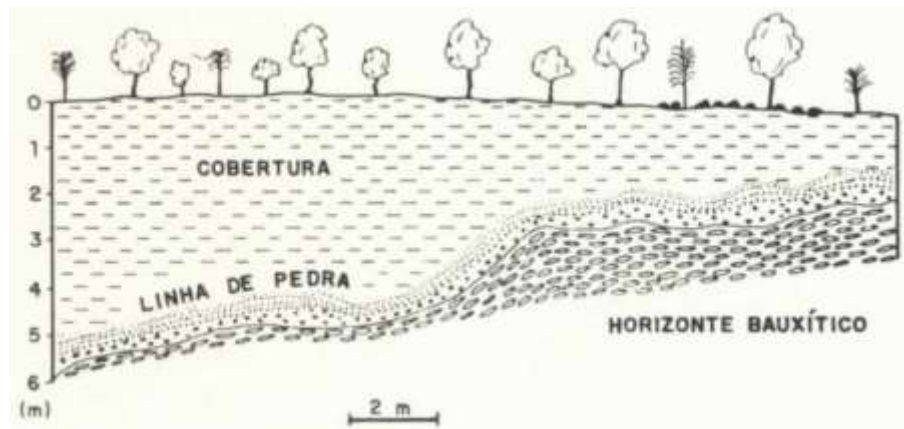
Os lateritos maduros possuem um espectro de espécimes minerais maior que os lateritos imaturos. Nesses lateritos formam-se ouro, hematita, goethita, goethita com alumínio, maghemita, gibbsita, fosfatos de alumínio, caulinita, esmectita, ilita, entre outros. Seu modo de ocorrência típico é em forma de morros ou platôs, podendo fazer parte de um relevo recente de terreno no caso de movimentação tectônica em bloco que pode provocar o nivelamento do relevo.

Os lateritos alóctones podem ser provenientes de lateritos maduros, mas em geral são característicos de lateritos imaturos (Figura 2.7 e 2.8). Ocorrem na forma de “linhas de pedra” que são corpos lenticulares de fragmentos de lateritos dentro de uma matriz argilo-arenosa, presentes por toda a região amazônica. As linhas de pedra normalmente são camadas em formato cônico ou convexo com extensão até em centenas de metros e espessura centimétrica

até métrica. Essas linhas são resultantes de intemperismo químico seguido de erosão, na forma de avalanches, escorregamentos, aluvião e transporte aquoso.



**Figura 2.7** Lateritos alóctones – linhas de pedra de perfis imaturos. (COSTA, 1991)



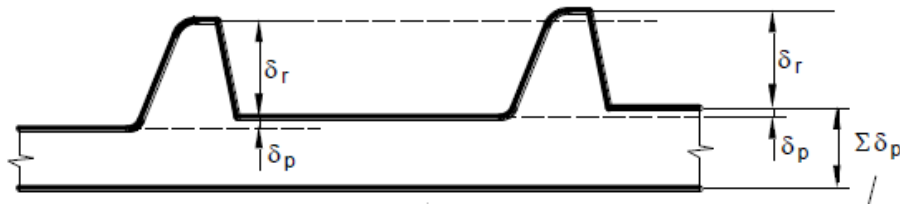
**Figura 2.8** Lateritos alóctones – linhas de pedra de perfis maduros. (COSTA, 1991)

Na Amazônia, os construtores de estradas utilizam o solo rico em concreções, nódulos e esferólitos de óxi-hidróxidos de ferro presentes na superfície ou a poucos metros de profundidade. A esse solo dão o nome de “piçarra”, “cascalho” ou “laterita”, que corresponde a alguns depósitos de linhas de pedras ou mesmo ao horizonte concrecionário dos lateritos imaturos.

Há outra formação ferruginosa composta de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, porém de natureza não-laterítica em forma de camadas ou bolsões distintos da formação dos horizontes lateríticos. Essas rochas ferruginosas não lateríticas são chamadas de Grês do Pará (pedra do Pará) ou pedra Jacaré, de coloração escura e com grânulos de quartzo, e muito empregada na região no ramo da construção civil.

### 2.3 COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS

Os constituintes das camadas dos pavimentos sofrem alterações de tensões quando da passagem dos veículos sobre a superfície de rolamento. No momento que a carga se propaga pelo perfil estratificado da estrutura de um pavimento rodoviário, as tensões tendem a provocar deformações elásticas e plásticas. Uma parcela desses deslocamentos verticais, quando cessada a ação da carga, é recuperada pela ação elástica dos materiais constituintes das camadas; porém outra parte desses deslocamentos não são recuperados totalmente pelo retorno das partículas de solos à posição original. Esses deslocamentos recuperáveis são denominados na literatura de pavimentos como deslocamentos elásticos ou resilientes ( $\delta_r$ ), enquanto que a parcela não recuperável é definida como deslocamento plástico ou permanente ( $\delta_p$ ). A Figura 2.9 ilustra esse entendimento.



**Figura 2.9** Esquema de deslocamentos com cargas repetidas. (DNIT-ME 134/2018)

À medida que ocorre a passagem cíclica dos veículos, os deslocamentos permanentes vão se acumulando ao longo das camadas até que seu resultado final, que corresponde à soma de todos os deslocamentos verticais acumulados em cada camada, surge na superfície do pavimento sob a forma de um defeito denominado afundamento por trilha de roda (ATR). Quando os deslocamentos são tomados em relação à altura de referência ( $H_0$ ) antes da ação das cargas, são definidos os conceitos de deformação específica resiliente para os deslocamentos resilientes, e deformação específica permanente, para os deslocamentos permanentes, conforme Eq. 2.3 e 2.4. Assim a deformação específica total ( $\epsilon_t$ ) seria dada pela soma dessas duas parcelas, conforme Eq. 2.5.

$$\epsilon_r = \frac{\delta_r}{H_0} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_p = \frac{\delta_p}{H_0} \quad (2.4)$$



$$\varepsilon_t = \varepsilon_r + \varepsilon_p \quad (2.5)$$

Onde:

$\varepsilon_r$  Deformação específica resiliente.

$\varepsilon_p$  Deformação específica permanente.

$\varepsilon_t$  Deformação específica total.

$\delta_r$  Deslocamento resiliente.

$\delta_p$  Deslocamento permanente.

$H_0$  Altura de referência.

Os ensaios de cargas repetidas são utilizados para a determinação dos parâmetros de resiliência dos solos, bem como na previsão de modelos de deformação permanente dos materiais constituintes das camadas do pavimento. São importantes, pois possibilitam avaliar os materiais a serem utilizados em pavimentação a fim de minimizar os danos causados por uma escolha inadequada.

O conhecimento do módulo de resiliência dos solos a serem empregados como camadas de um pavimento rodoviário e, obtido a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas, proporciona um dimensionamento do pavimento, baseado em modelos mecanísticos, com ordem de grandeza mais aproximada dos níveis de tensões em que as camadas estão submetidas. De posse dessa informação, o engenheiro poderá ter uma expectativa de comportamento quanto à capacidade do material particulado de recompor as deformações sofridas, quando cessadas as cargas atuantes. Essa noção de resiliência pode fornecer importante compreensão da deformabilidade do solo a ser utilizado nos projetos rodoviários. Segundo MEDINA e MOTTA (2015), o conceito clássico da resiliência refere-se à energia armazenada por um corpo que sofreu deformação elástica, mas que foi devolvida em forma de deformação recuperável quando se cessaram as tensões que causaram a deformação, ou seja, é a energia potencial de deformação.

Desde os primeiros estudos sistemáticos de deformabilidade de pavimentos de Francis Hveem, de 1955, citados por MEDINA e MOTTA (2015) muito se pesquisou sobre os materiais até que em 1977 a COPPE/UFRJ desenvolveu no Brasil os ensaios tecnológicos para avaliação das propriedades mecânicas dos materiais de pavimentação. Para solos, utiliza-se o ensaio de compressão triaxial de cargas repetidas, que procura reproduzir as condições de campo, quando são empregadas tensões de compressão e confinantes controláveis para representar o volume e

tipo de tráfego e as frequências em que esses carregamentos se repetem, com a finalidade de indicar a recorrência das cargas dos veículos. Mesmo que as condições reais de carregamento sejam de difícil simulação, o ensaio de cargas repetidas em solos é uma boa ferramenta para previsão do comportamento mecânico do solo nas camadas do pavimento.

Esse ensaio de laboratório, introduzido nos anos 50 para os estudos de deformabilidade dos solos do subleito da pista experimental da AASHTO, usualmente utiliza a tensão principal vertical ( $\sigma_1$ ) variável e confinantes horizontais ( $\sigma_2=\sigma_3$ ) constantes. Assim, tem-se a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) dada pela diferença entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Ao fim do ensaio são obtidos os valores dos deslocamentos verticais resilientes ( $\delta_r$ ), através de transdutores do tipo LVDT, para cada tensão desvio. A deformação específica resiliente ( $\epsilon_r$ ) pode ser obtida por meio da Eq. 2.3, anteriormente descrita, onde  $H_0$  é a altura de referência do medidor de deslocamento LVDT desconsiderando o deslocamento permanente acumulado para a tensão desvio utilizada.

Assim, o módulo de resiliência (MR) obtido no ensaio, define-se pela expressão (Eq. 2.6):

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (2.6)$$

Onde:

MR Módulo de resiliência.

$\sigma_d$  Tensão desvio.

$\epsilon_r$  Deformação específica resiliente.

O módulo de resiliência de solos depende do estado de tensões a que o material é submetido, sendo função da tensão confinante e da tensão de desvio, bem como da natureza e constituição mineralógica do solo. Inúmeros modelos de módulo resiliente foram sendo desenvolvidos com intuito de melhor representar a grandeza a partir do tipo de solo que estava sendo analisado. Dentre os modelos, destacam-se os descritos por MEDINA e MOTTA (2015) para solos arenosos (Eq. 2.7), argilosos (Eq. 2.8) e compostos (Eq. 2.9).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.7)$$

$$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (2.8)$$

$$MR = k_1^{-1} \sigma_3^{-k_2} \cdot \sigma_d^{1-k_3} \quad (2.9)$$

Nesses modelos, os parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  são coeficientes de regressões que denotam a influência das tensões. Segundo descrição dos autores, o modelo arenoso é observado para solos com menos de 50% passante na peneira de abertura 0,074mm, e por esse modelo, o módulo depende principalmente da tensão confinante ou da soma das tensões principais. O modelo argiloso é observado em solos com mais de 50% passante na peneira nº 200. Se nesses solos, o percentual de silte, entre os diâmetros 0,074 e 0,05mm, for menor que 50%, o solo apresenta um módulo resiliente relativamente maior do que se o solo for siltoso. Para esses solos, o módulo dependerá principalmente da tensão desvio e sendo esses materiais utilizados em camadas inferiores do pavimento, será pequena a contribuição na deformação total, considerando os valores baixos de tensões desvio nas camadas de subleito e reforço de subleito. O modelo composto é um modelo genérico que pode ser usado para todos os tipos de materiais, e vem sendo muito empregado no país, por se ajustar melhor aos pontos experimentais. Entretanto, a boa prática recomenda que se verifiquem os variados modelos para se utilizar o mais adequado ao solo estudado.

O valor do módulo resiliente pode variar conforme a umidade, energia e método de compactação e mesmo depois de compactado, as condições climáticas e hidrológicas podem contribuir para essa variação (BERNUCCI et al., 2010). Em sua tese de doutoramento BERNUCCI (1995) encontrou valores na ordem de 100 a 500 MPa para solos finos lateríticos utilizados em vias de baixo volume de tráfego.

#### 2.4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLOS

Considerando que, a cada dia, as composições veiculares transportam cargas maiores e também o próprio volume diário cresce, ocasionando níveis de tensões transmitidos às camadas inferiores do pavimento cada vez maiores, torna-se evidente a importância dos estudos de predição dos defeitos dos pavimentos rodoviários. Assim, modelos de desempenho dos pavimentos abordam as principais ocorrências que são o trincamento por fadiga do revestimento e a deformação permanente acumulada nas camadas do pavimento, principalmente as inferiores responsáveis por grande parcela desse defeito representado na superfície do pavimento pelo afundamento de trilha de roda.

Como visto, as camadas do pavimento, ao serem submetidas a ciclos de tensões, sofrem deformações resilientes (reversíveis) em virtude de o solo ser um material com certa elasticidade. Porém como o solo não é um material puramente elástico, também há ocorrência de deformações permanentes (irreversíveis). Assim, diz-se que o solo, ao ser submetido a cargas cíclicas, como ocorre na passagem dos veículos, produz uma deformação que parte se recompõe, mas outra parcela será uma deformação residual.

Apesar de não ser a causa principal da deterioração dos pavimentos brasileiros, em virtude de o método de dimensionamento em vigor determinar espessuras de camadas que protegem o subleito, é importante fazer consideração sobre os modelos de deformação permanentes que vem sendo propostos (MOTTA, 1991).

Segundo MOTTA (1991) o modelo de Barksdale determina a deformação total do pavimento como um somatório das deformações em cada camada, segundo a expressão (Eq. 2.10):

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n (\varepsilon_p^i h_i) \quad (2.10)$$

Onde:

$\delta_{total}^p$ : profundidade total do afundamento de trilha de roda sob o carregamento

$\varepsilon_p^i$ : deformação específica plástica média da  $i$  – éssima camada

$h_i$ : espessura da  $i$  – éssima camada

$n$ : número total de camadas

Segundo GUIMARÃES (2009), antes da proposição de seu modelo de deformação permanente em solos brasileiros constituintes de pavimentos, três principais modelos de deformação permanente foram utilizados em programa de avaliação estrutural de pavimentos em pesquisas realizadas na Universidade de Maryland nos Estados Unidos e na versão brasileira desenvolvida em pesquisas na COPPE/UFRJ. Esses modelos são os de Monismith de 1975, de Uzan de 1981 que utilizavam parâmetros obtidos de ensaios triaxiais de cargas repetidas como também de dados presentes na literatura, e o modelo de Tseng e Lytton de 1989, montado a partir de banco de dados.

No modelo de Monismith, representado pela Eq. 2.11, o ajuste dos dados de deformação plástica segundo o número de repetições de carga é feito através de um procedimento de mínimos quadrados.

$$\varepsilon^p = AN^b \quad (2.11)$$

Onde:

$\varepsilon^p$ : deformação específica permanente

N: número de aplicações de carga

A, b: coeficientes determinados experimentalmente

O modelo de Uzan, também faz uso de coeficientes de regressão obtidos de forma experimental. A expressão se origina da integração do modelo de Monismith (GUIMARÃES, 2001, 2009).

O modelo de deformação permanente em solos brasileiros (Eq. 2.12) desenvolvido por GUIMARÃES (2009) tem apresentado parâmetros de regressão com bons ajustes aos dados experimentais. Esse modelo serviu de base para a elaboração da norma técnica rodoviária de determinação da deformação permanente de solos, a instrução de ensaio DNIT-IE 179/2018, bem como já se encontra na base de dados de modelos do Método Nacional de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis – MeDiNa, desenvolvido no País. Nesse modelo, a deformação permanente ( $\varepsilon_p$ ) é uma taxa percentual. Os coeficientes  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ,  $\psi_3$ ,  $\psi_4$  são parâmetros de regressão não-linear;  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$  corresponde ao estado de tensões,  $\rho_0$  é a pressão de referência (atmosférica) e N o número de ciclos de repetição de carga.

$$\varepsilon_p = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (2.12)$$

## 2.5 ESTUDOS DESENVOLVIDOS NA REGIÃO AMAZÔNICA

Considerando que a proposta deste estudo se refere à avaliação de solos tropicais da região Norte do Brasil, para emprego em pavimentação rodoviária, os resultados desta pesquisa poderão contribuir para ajustes de modelos de deformação permanente. Também contribui para formação de banco de dados geotécnicos, e mapeamento de solos com desempenho mecânico satisfatório para camadas de pavimento. Assim a pesquisa disponibiliza dados da região norte, especificamente do estado do Pará, em sua região do sudoeste, por onde atravessa a rodovia BR163. Contribuindo para o rol de estudos semelhantes realizados na região amazônica, como os descritos a seguir.

VERTAMATTI (1988) apresentou uma contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia baseando-se nas investigações em aeroportos das metodologias MCT e resiliente. O estudo contribuiu para o conhecimento das propriedades geotécnicas dos solos tropicais de textura fina, plintíficos e concrecionados. Os solos estudados foram de obras aeroportuárias na Amazônia Legal. Empregou-se as metodologias classificatórias MCT, Resiliente, e caracterização e análise mineralógica da fração areia. Desenvolveu-se um equipamento para os ensaios triaxiais dinâmicos. Apresentou-se a realidade aeroportuária e de materiais da região, conduzindo à descrição de materiais e definição de macrozonas com diferentes aptidões geotécnicas. Concluiu que os resultados propiciam uma visão global das características e propriedades dos solos típicos da Amazônia, permitem o estabelecimento de padrões de comportamento geotécnico e critérios MCT/Resiliente adaptados para a seleção adequada desses materiais, com vistas a seu uso em camadas de pavimentos.

DELGADO (2012) realizou a análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão para emprego em sublastro ferroviário. O estudo de caso foi aplicado em trecho de expansão da Estrada de Ferro Carajás. Discutiu novos critérios de seleção de material baseado no seu comportamento mecânico. Concluiu que apesar do material não atender aos critérios de dimensionamento clássicos, apresenta características adequadas para utilização na situação real de campo.

DER OSTEN (2012) estudou quatro solos da região oeste do Maranhão em áreas de ocorrência próximas da Estrada de Ferro Carajás, com a finalidade de serem utilizados como camada de sublastro ferroviário nas atividades de expansão da referida obra de infraestrutura de transportes. As amostras analisadas não atendiam aos critérios de seleção propostos pela metodologia tradicional, ou seja, quanto a sua capacidade de suporte medida pelo ensaio do Índice Suporte Califórnia, como aos índices de consistência e granulometria. A pesquisa buscou a indicação desses solos baseada na classificação MCT e à luz da mecânica dos pavimentos, nos aspectos de deformação permanente e módulo resiliente mensurados em equipamento de compressão triaxial de cargas repetidas, bem como a pesquisa do fenômeno do *shakedown* ou acomodamento das deformações permanentes.

Para a escolha dos materiais, a autora propôs inicialmente a análise tátil-visual com a finalidade de selecionar, entre as amostras disponíveis, solos que possuíssem textura fina e com alguns pedregulhos em sua composição granulométrica. Outro critério de seleção consistiu em escolher pelo menos um solo que apresentasse comportamento não laterítico para que servisse de comparação. Foram procedidas as caracterizações completas dos solos quanto à

granulometria por peneiramento e sedimentação, densidade real dos grãos, limite de liquidez e plasticidade e encontrado o teor de umidade ótima de compactação.

Para classificação pela metodologia MCT, procedeu-se a compactação de corpo de prova em miniatura, descrito no ensaio de compactação Mini-MCV, e a medida da perda de massa por imersão da amostra em água.

A avaliação das propriedades mecânicas desenvolveu-se a partir da obtenção do módulo de resiliência. Ainda foram avaliadas as deformações permanentes em sete ensaios de compressão triaxial de carga repetida com diferentes pares de tensões.

Os resultados obtidos da classificação MCT revelaram que três dos quatro solos analisados foram classificados como laterítico argiloso, enquanto que um dos solos foi enquadrado como não laterítico arenoso, mas ficando este próximo da região de fronteira com a faixa laterítico arenoso.

Os valores de módulo resiliente encontrados, considerando a tensão desvio que melhor apresentou correlação, demonstraram em comparação à brita graduada simples, que um solo apresentou baixo módulo, dois com altos módulos e um solo apresentou módulo semelhante à brita graduada.

Em relação à análise das deformações permanentes, foi verificado que as amostras eram muito deformáveis para os estados de tensões utilizados. Entretanto, para o nível de tensões correspondentes ao que o material seria submetido quando empregado como sublastro ferroviário, constatou-se a compatibilidade em relação ao ensaio de laboratório, mesmo com amostras de granulometria distintas entre si.

Na avaliação da ocorrência do fenômeno shakedown, em três amostras ocorreu o acomodamento das deformações permanentes. Entretanto, ao se analisar as deformações iniciais, considerando uso em sublastro ferroviário, essas amostras apresentaram restrições de uso em virtude dessas deformações serem elevadas. Isso levou à adoção de limites para os estados de tensões de trabalho para esses solos.

A autora concluiu que as deformações permanentes seriam inferiores a 1,5 mm, consideradas aceitáveis para a utilização em sublastro ferroviário e que para o nível de tensões empregado, ocorreria o acomodamento das deformações.

Ainda em seu trabalho, DER OSTEN (2012) apresentou uma simulação numérica no programa Ferrovias 3.0 utilizando os parâmetros de projeto, os resultados de módulo a fim de comparar as deformações geradas na simulação com os resultados de deformação permanente encontrados nos ensaios de cargas repetidas. Nesse dimensionamento, foi verificado que o nível

de tensões no topo do sublastro foi compatível com resultados dos ensaios de cargas repetidas, definindo, assim, o par de tensões que corresponderia ao valor real de solicitação.

SOUSA (2016) analisou as características geotécnicas e resilientes de quarenta amostras de solos de ocorrências ao longo da Estrada de Ferro Carajás (EFC) a fim de propor seu uso como materiais para uso nas camadas de pavimento ferroviário. Para isso, realizou ensaios de caracterização, incluindo granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de consistência e de compactação mini MCV e perda de massa por imersão, a fim de realizar a classificação MCT. Foram realizados ensaios de microscopia eletrônica de varredura e de espectrometria de raios X por dispersão de energia. No estudo foi analisado o comportamento resiliente, com obtenção do módulo de resiliência por meio de ensaio em equipamento triaxial de cargas repetidas.

Assim concluiu que vinte e dois solos estudados poderiam compor determinadas camadas do pavimento ferroviário. Determinadas amostras que não se enquadravam para uso através da metodologia clássica, apresentaram comportamento resiliente satisfatório e classificação MCT de comportamento laterítico. Não foi possível realizar uma correlação precisa entre todos os elementos químicos predominantes nas amostras e os minerais característicos de solos lateríticos, exceto para as amostras com o Ferro como elemento principal predominante.

BARBOSA (2017) realizou um estudo de viabilidade de um solo do Acre para a produção de agregados calcinados para emprego em bases de solos-agregado. Para isso realizou caracterização física, química e mineralógica, e análise térmica, calcinou os agregados em laboratório, caracterizou a mistura solos-agregado e realizou ensaios de módulo resiliente. Concluiu que a mistura resultou em agregados satisfatórios e apresentando potencial de uso, quando comparadas com lateritas da região e com outros tipos de solo.

GOMES (2018) estudou a aplicabilidade de solos tropicais com granulometria transicional para emprego em camada de pavimento na Estrada de Ferro Carajás. No estudo, esses solos foram identificados com porcentagem entre 30 e 97% passante na peneira de abertura 2,00 mm. Para isso, foram analisados um banco de dados de cerca de 700 solos com resultados de ensaios de caracterização clássica, classificação MCT e módulo de resiliência, de pesquisas desenvolvidas pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto Militar de Engenharia, Universidade Federal de Ouro Preto, Instituto Tecnológico da Aeronáutica e pela Universidade de São Paulo. Além disso, foram caracterizados e classificados pela metodologia convencional e pela MCT, e determinados os módulos de solos coletados ao longo da Estrada de Ferro Carajás. O estudo buscou relacionar os parâmetros de caracterização e classificatórios com os módulos de resiliência, a fim de prever um possível valor de MR. Destacou que esses solos



de granulometria transicional por vezes são descartados para uso em pavimentação, por não se enquadrarem na metodologia clássica e não serem finos o suficiente para serem classificados, a rigor, pela metodologia MCT.

O estudo permitiu verificar que há um bom relacionamento entre os valores de módulo de resiliência e os índices físicos dos solos para desenvolvimento de anteprojetos ferroviários.

Verificou que, os solos com granulometria transicional (porcentagem passante na peneira nº10, entre 30 e 97%), embora não podem ser avaliados pela metodologia MCT, possuem competência mecânica para aplicação em pavimentação. No estudo, esses solos apresentaram módulos de resiliência superiores a 200 MPa.

Não se encontrou uma correlação numérica entre o Módulo de Resiliência e os resultados dos ensaios tradicionais. Possível fato pode ser devido às diferenças pedogenéticas desses solos.

Através de análise numérica, pôde-se verificar um desempenho compatível para aplicação dos solos tropicais de granulometria transicional em camada de sublastro ferroviário.

Constatou-se que realizar ensaios triaxiais de cargas repetidas é de extrema importância para o projeto básico e para o projeto executivo, não se justificando a ausência de ensaios de módulo pelo preço para realização desses ensaios se comparados ao valor de investimento de um projeto ferroviário.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para subsidiar a avaliação do comportamento dos materiais, na presente pesquisa, foram realizados ensaios físicos e mecânicos nos laboratórios do Instituto Militar de Engenharia – IME e COPPE/UFRJ, na cidade do Rio de Janeiro, do Instituto Federal do Pará-IFPA, em Belém do Pará, no laboratório de pesquisas ANP da Concessionária da Rodovia 040 - VIA 040, localizada na região metropolitana de Belo Horizonte e no laboratório de análises minerais do CPRM na cidade de Manaus. As amostras de solo foram caracterizadas fisicamente a partir dos ensaios normatizados da metodologia clássica a saber: análise granulométrica de solos com sedimentação, densidade real dos grãos, determinação do limite de liquidez de solos, determinação do limite de plasticidade, determinação da umidade ótima de compactação e massa específica seca máxima pelo ensaio de compactação de amostras não trabalhadas e determinação do índice suporte Califórnia. Após essa primeira fase, os solos foram classificados pela metodologia MCT, e verificadas suas constituições mineralógicas e de estrutura em ensaios de microscopia eletrônica de varredura. A base metodológica do trabalho consistiu na análise dos resultados de caracterização, classificação e estrutura microscópica em conjunto com a interpretação dos ensaios de módulo resiliente de solos, conforme prescreve a norma DNIT – ME 134/2017, e dos ensaios de deformação no equipamento LWT, a partir das adaptações propostas, nesse equipamento, por BRAZETTI (2013) e MALKO (2015).

#### 3.1 ASPECTOS GERAIS DA RODOVIA BR-163/PA

A rodovia BR-163 é uma rodovia federal longitudinal que atravessa de norte a sul do País, ligando os estados do Pará na fronteira do Brasil com Suriname (trecho predominantemente planejado até a cidade de Santarém/PA) até o entroncamento com a BR-472/RS no Rio Grande do Sul (trecho planejado do Rio Grande do Sul até Iporã do Oeste em Santa Catarina). Possui uma extensão total, excluindo os trechos planejados, de 3725,8 km, segundo o Plano Nacional de Viação - PNV (DNIT, 2015). Considerando apenas o trecho no estado do Pará, sua extensão a partir da cidade de Santarém à divisa entre os estados Pará e Mato Grosso soma uma quilometragem de 1063,2 km, o que representa cerca de 28,5 % da extensão total da rodovia.

Dentro do estado do Pará, ainda segundo o PNV 2015, essa rodovia possui cerca de 440,7 km pavimentados, ou seja, mais de 50% de sua extensão no estado ainda não estão pavimentados ou estão em obras de pavimentação.

Segundo o Relatório Gerencial de Obras do DNIT (DNIT, 2018) os trechos em obras de pavimentação da BR-163/PA estão abrangidos por seis contratos diretos (empresas) e dois delegados ao Exército Brasileiro, através de seu 8º Batalhão de Engenharia e Construção. Os dois termos de cooperação com o Exército somam 145,3 km de rodovia com serviços de pavimentação.

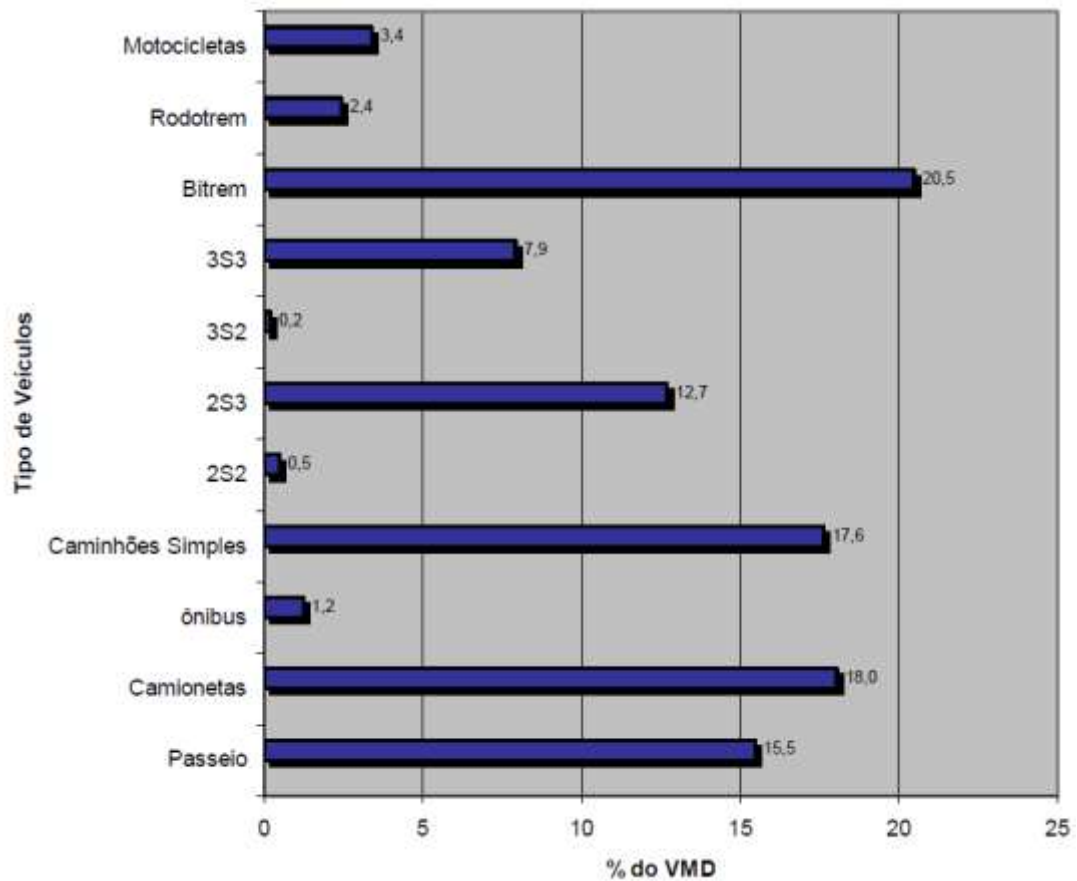
Essa preocupação em garantir trafegabilidade à rodovia deve-se a grande importância no cenário nacional do agronegócio em que está inserida. É uma rodovia muito importante para o escoamento de grãos especialmente a soja, produtos da pecuária, produtos madeireiros e outras produções vindas do centro-oeste (Mato Grosso); além de proporcionar um deslocamento mais seguro e confortável à população que, em trechos não pavimentados, sofrem com a formação de atoleiros ou “borrachudos” (revestimento primário saturado) devido à ação do período invernos amazônico entre os meses de novembro a maio.

O Relatório de Revisão do Remanescente do Projeto Executivo (DNIT-SR/PA, 2017) do trecho entre os km 354,9 e km 419,9 sob delegação apresentam inúmeras informações sobre o projeto de execução dos serviços de pavimentação dessa rodovia, conforme descrito a seguir.

No que se refere aos estudos de tráfego, o número de repetições N (USACE) atual de  $7,7 \times 10^6$ , com projeções para 2021 e 2026, respectivamente,  $6 \times 10^7$  e  $10^8$ .

Nesse trecho considerado, os elementos geométricos indicam, terrenos planos/ondulados, trechos de pista simples com faixa de rolamento de 3,5 m de largura e acostamento 2,5 m e velocidade base de 80 km/h. O tráfego médio diário estimado em 2011 era de 1462 veículos com nível de serviço C, para uma projeção em 2021 de cerca de 3080 veículos, passando para o nível de serviço D.

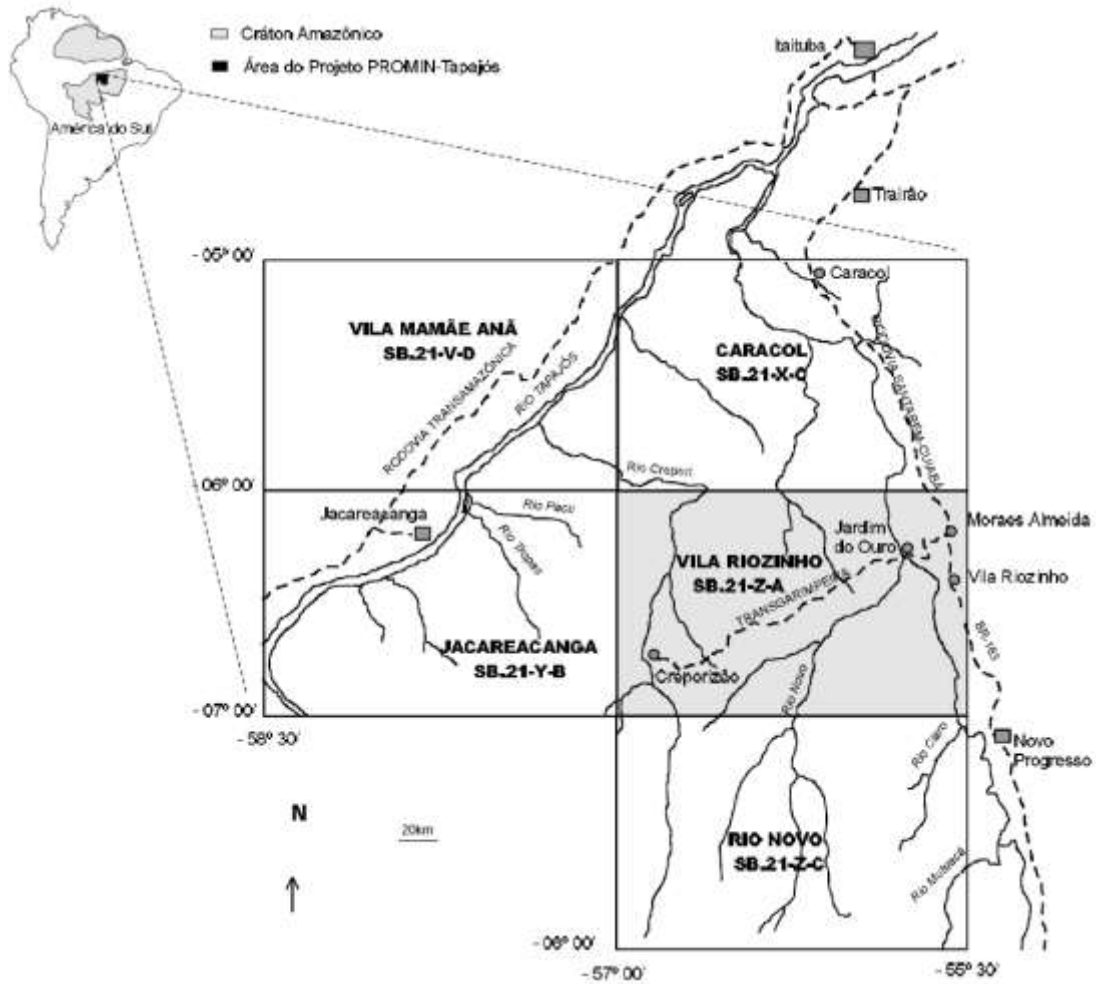
Quanto à composição típica do tráfego, evidencia-se a grande quantidade de bi trem correspondendo a cerca de 20% da composição do tráfego, conforme é possível visualizar na Figura 3.1.



**Figura 3.1** Composição percentual do tráfego na BR-163/PA. (DNIT-SR/PA, 2017)

Sob os aspectos geológicos a região caracteriza-se pelas ocorrências litológicas de idades diferentes, muitas das vezes são recobertas por mantos de alteração com espessuras variadas, dificultando a visualização dos afloramentos. Contribuindo ainda mais para isso, as condições climáticas da região provocam grande alteração das rochas, assim não são tão comuns ocorrências de afloramentos de rocha sã. Ainda segundo o Relatório, de forma geral não há grande variação de tipos litológicos, contendo rochas ígneas no embasamento e as sedimentares definidas na maioria nas ocorrências.

Recorrendo a mapas geológicos da região, verifica-se que a área pertence a Província Mineral do Tapajós – PROMIN Tapajós e se localiza na folha geológica denominada Vila Riozinho de código SB.21-Z-A, conforme CPRM (2000). Segundo o relatório a área é recoberta, quase a totalidade por floresta tropical amazônica, de matas altas e fechadas, com o aparecimento localizado de savanas no noroeste da folha, onde ocorrem campos de permeio com arbustos. A Figura 3.2 apresenta um recorte esquemático onde é possível visualizar o posicionamento da BR-163/PA na folha geológica.



**Figura 3.2** Recorte esquemático da localização da Folha Vila Riozinho. (CPRM, 2000)

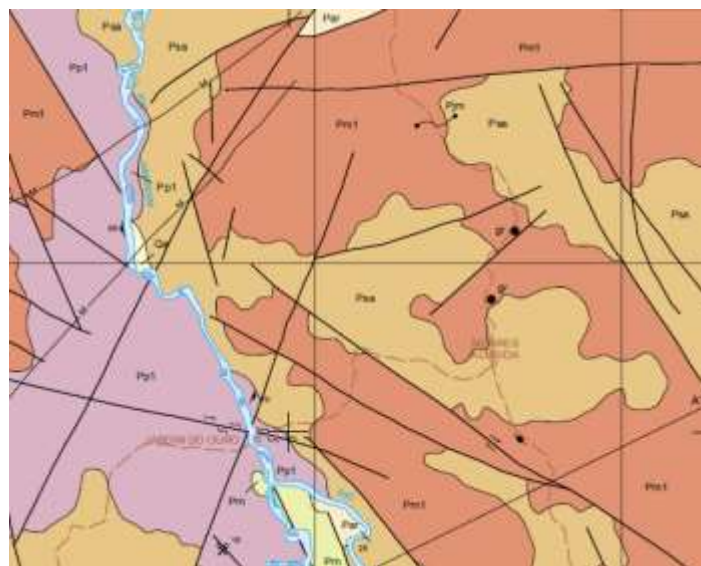
As informações do relatório constam que as aluviões se concentram ao longo dos principais caminhos de drenagens e perfazem menos de 0,5% da área da Folha. Essas coberturas aluvionares são compostas por sedimentos arenosos e argilosos inconsolidados e semi consolidados, com níveis de cascalho associados.

Já os perfis lateríticos são considerados imaturos e incompletos, passando de um saprólito com esfoliação esferoidal para um horizonte pálido pouco espesso (1 a 3m). Os horizontes mosqueado e argiloso apresentam espessuras variadas, podendo atingir dezenas de metros, ou podem estar ausentes. Os níveis concrecionários e de fragmentos (*stone lines*) são raros e atingem espessuras centimétricas (10 a 20 cm), mas as coberturas (carapaças) de lateritas ferruginosas são espessas (5 a 20m) e frequentes. Nos perfis lateríticos verificados em escavações, os saprólitos graníticos, apresentam superposição da alteração intempérica frente a hidrotermal. Os horizontes pálido e argiloso, mostram-se truncados por coberturas de tríticas coluvionares de latossolos com níveis de clastossubangulosos de quartzo de veios e concreções ferruginosas, como exemplificado na Figura 3.3.



**Figura 3.3** Exemplo de nível de concreções ferruginosas. (CPRM, 2010)

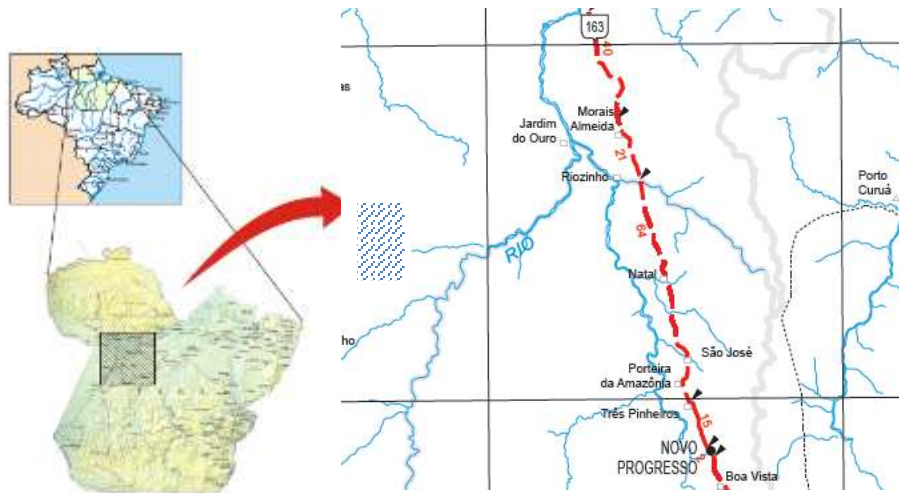
A Figura 3.4 apresenta um recorte da folha Vila Riozinho podendo verificar a passagem da BR-163/PA por regiões de formação de feldspato alcalino-granitos, sienogranitos com biotita e granitos com antibólio (coloração escura no mapa – código Pm1); e de riolitos, riodacitos, dacitos e andesitos (coloração mais clara no mapa – código Psa).



**Figura 3.4** Destaque da Carta geológica Vila Riozinho. (CPRM, 2010)

### 3.2 MATERIAIS

Os solos utilizados na pesquisa foram fornecidos e coletados em conjunto com o 8º Batalhão de Engenharia e Construção do Exército – 8º BEC, oriundos de duas jazidas próximas ao distrito de Moraes Almeida, município de Itaituba, no oeste do estado do Pará (Figura 3.5), nas distâncias de transportes compatíveis com as indicadas em projeto, dentre as disponíveis para os serviços de pavimentação da BR-163/PA. Foram coletadas oito amostras de um solo fino proveniente da jazida Bira I, considerado uma alternativa para ampliação de jazidas para o trecho a ser executado; e fornecidas oito amostras de um solo do tipo laterita pedregulhosa da jazida denominada Bira II, este último material previsto no referido projeto de construção daquela via.



**Figura 3.5** Área de estudo: destaque do mapa multimodal DNIT (2013).

A jazida de laterita nomeada Bira I e de solos fino, Bira II; são localizadas, respectivamente, em torno de 7,5 km e 11 km do Destacamento Xingu do 8º Batalhão de Engenharia e Construção do Exército, responsável pelos serviços de pavimentação do segmento da rodovia. A Figura 3.6 apresenta a localização das referidas jazidas.



**Figura 3.6** Recorte da localização das jazidas dos materiais. (Google Earth, 2018)

Como é possível visualizar, as duas jazidas possuem acesso direto para a BR-163/PA através de uma estrada vicinal de propriedade particular a 4 km da pedreira do 8º BEC. Ressalta-se, que as duas jazidas estão próximas da pedreira (distante 2,5km do centro do distrito de Moraes Almeida), de onde serão extraídas as rochas para a produção das britas necessárias para o serviço de construção rodoviária.

O procedimento de coleta das amostras deformadas seguiu o preconizado na norma DNER-PRO 003/94, e consistiu na setorização das jazidas em formato de malha retangular para locação dos oito pontos de coleta afastados de uma distância de 20 m, por ser a dimensão padrão de uma estaca rodoviária, com o propósito de buscar uma melhor representatividade na coleta das amostras. As amostras foram acondicionadas em sacos plásticos envolvidos por sacas do tipo “sarrapilha” com mesma capacidade de 60 kg dos anteriores, subdivididas em porções para facilidade de transporte e que garantissem a quantidade suficiente para realização dos ensaios físicos e mecânicos (Figura 3.7a, b, c).





**Figura 3.7** Coleta e transporte de amostras: a) Laterita; b) Solo fino; c) Acondicionamento; d) Transporte de Santarém para Belém

As amostras foram transportadas, com o apoio do 8º Batalhão de Engenharia e Construção do Exército – 8º BEC (Figura 3.7d), do local de coleta até o porto fluvial da cidade de Santarém, a fim de serem embarcadas em Navio do tipo Amazônico até Belém e posteriormente ao Rio de Janeiro.

### 3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental da pesquisa está baseado nos ensaios de caracterização, de classificação MCT e nos ensaios mecânicos de compressão triaxial de cargas repetidas e ensaios de deformação no equipamento LWT.

### 3.3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização serão necessários para verificação da composição granulométrica das amostras; identificação dos limites de consistência que indicam a plasticidade dos solos; estimar suas expansões; e fornecer a classificação clássica para fins rodoviários dos materiais estudados.

Foram realizados os ensaios de caracterização completa clássica dos materiais através da granulometria com sedimentação (DNER-ME 051/94), densidade real (DNER-ME 093/94), limite de liquidez (DNER-ME 122/94), limite de plasticidade (DNER-ME 082/94), compactação utilizando amostras não trabalhadas (DNIT-ME 164/2013). A expansão e o suporte do material pela metodologia clássica foram determinados pela norma DNIT-ME 172/2016. A Figura 3.8 ilustra alguns procedimentos de caracterização realizados.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)

**Figura 3.8** Ensaio de Caracterização no IFPA: a) Preparo de amostras; b) Destorroamento; c) Granulometria; d) Densidade real; e) Limite de liquidez; f) Limite de plasticidade; g) Expansão; h) Índice Suporte Califórnia

Em uma primeira análise tátil visual, estimou-se que as amostras de laterita se tratavam de um cascalho argiloso vermelho claro; enquanto que o solo fino poderia ser uma areia argilosa vermelha. Após os procedimentos de caracterização, confirmou-se a estimativa prévia de caracterização das lateritas, mas possuindo uma graduação aberta com alta plasticidade e baixa expansão; e o solo fino, em verdade, se tratava de uma argila arenosa com alta plasticidade e expansão.

Após a primeira fase de ensaios, verificaram-se os parâmetros estatísticos como média e desvio padrão dos valores de caracterização para seleção das amostras mais representativas da coleta inicial, para que fossem transportadas ao Rio de Janeiro para a realização dos demais ensaios de classificação, microscopia eletrônica de varredura e ensaios de deformação em equipamento de desgaste, módulo de resiliência e deformação permanente. Dessa forma, foram selecionadas duas amostras de cada solo, que apresentavam os valores dos parâmetros de caracterização mais medianos, entre as amostras caracterizadas inicialmente.

### 3.3.2 ENSAIOS DA CLASSIFICAÇÃO MCT

Para a classificação MCT a norma DNER-CLA 259/96 indica os ensaios da metodologia MCT para a realização da classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias. Os procedimentos utilizam corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. Os ensaios indicados são: a compactação Mini-MCV e a determinação da perda de massa por imersão em água.

O procedimento de ensaio de compactação Mini-MCV, prescrito na norma rodoviária DNER-ME 258/94, consiste basicamente em compactar a fração do solo passante na peneira granulométrica de abertura 2,0 mm, conforme o número de golpes ( $n$ ) previsto na referida norma, interrompendo este procedimento de compactação até que a diferença entre altura do corpo de prova compactado com “4n” golpes e a correspondente altura para “n” golpes, seja menor que 2,0 mm. Ao fim do ensaio serão obtidas famílias de curvas de compactação e curvas denominadas Mini-MCV, de onde será possível extrair os dados para realizar o procedimento de classificação.

A Figura 3.9 ilustra os principais equipamentos e etapas a serem realizadas durante esse primeiro ensaio.



**Figura 3.9** Ensaio de compactação Mini-MCV no IME: a) Aparelhagem; b) Amostras preparadas; c) Compactador; d) Aferição; e) Compactação

Para o ensaio de perda de massa por imersão em água, a norma DNER-ME 256/94, descreve que esse parâmetro denominado ( $P_i$ ) será obtido após a quantificação da massa



desprendida do corpo de prova compactado anteriormente, quando o mesmo é submerso em água por no mínimo 20 horas, na posição horizontal com seu topo saliente em 1,0 cm para fora do molde metálico de compactação. O valor de “Pi” também será usado para fins de classificação MCT.

Nesse ensaio são utilizados os mesmos corpos-de-prova moldados no ensaio Mini-MCV, passando a ideia que esse ensaio seria a continuação do anterior. Nesse método, a perda de massa por imersão é definida como sendo a massa seca que se desprende do corpo-de-prova quando ele é imerso em água, em condições normatizadas, expressa em termos de porcentagem da massa seca da parte do corpo-de-prova que fica saliente ao molde durante o ensaio.

O ensaio consiste em deslocar o corpo-de-prova, usando o extrator, de forma que fique com um comprimento saliente de 10 mm para fora do molde compressão e posicioná-lo horizontalmente sobre o suporte. Em seguida deve-se encher a cápsula de água, dentro do recipiente de imersão, e centraliza-la com o centro da base do molde. Após esses procedimentos, deve-se encher o recipiente de imersão lentamente até que se obtenha uma lâmina de água pelo menos 1,0 cm cobrindo o molde cilíndrico. Nos primeiros minutos de ensaio devem ser realizadas algumas observações no que se refere ao comportamento do conjunto, como desagregações, desprendimentos, bolhas, etc. os moldes só poderão ser retirados do recipiente de imersão na posição horizontal e depois que decorridos pelo menos 20 h de ensaio. Nesse momento, realizar anotações sobre a forma da porção de solos que permaneceu dentro do molde.

A Figura 3.10 ilustra algumas etapas do segundo ensaio descrito.



(a)



(b)



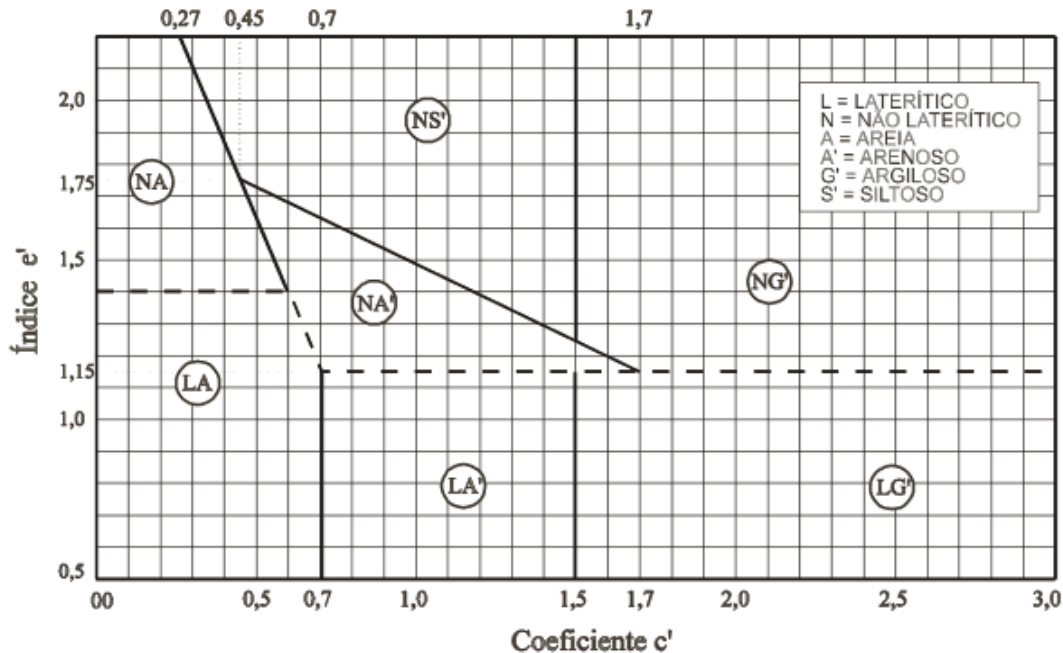
(c)

**Figura 3.10** Ensaio de perda de massa por imersão no IME: a) Posicionamento dos moldes; b) Imersão em água; c) Porção de solo desprendida

A partir dos resultados desses dois ensaios, será possível determinar os parâmetros da classificação MCT, conforme a norma DNER-CLA 259/96. A referida norma estabelece alguns conceitos a serem empregados para fins classificação de solos. O coeficiente  $c'$  corresponde ao coeficiente angular da parte retilínea e mais inclinada da curva Mini-MCV, correspondente ao Mini-MCV=10, onde normalmente ocorre necessidade de realizar interpolação gráfica. O coeficiente  $d'$  corresponde ao coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada da curva de compactação, correspondente a 10 golpes, obtida no ensaio Mini-MCV. O Parâmetro “Pi” é a perda de massa por imersão para Mini-MCV=10 ou 15, quando a altura final do corpo-de-prova for superior ou inferior a 53mm, respectivamente; e assim como mencionado anteriormente, esse procedimento normalmente exige interpolação gráfica apropriada. Por fim, o coeficiente  $e'$  será determinado pela Eq. 3.1.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{Pi}{100} + \frac{20}{d}} \quad (3.1)$$

De posse dos coeficientes  $c'$  e  $e'$ , realizar o cruzamento desses dois parâmetros no ábaco de classificação MCT. A região onde o intercepto das coordenadas formadas por esses parâmetros recair, será considerada a classificação MCT do solo, conforme Figura 3.11.



**Figura 3.11** Ábaco de classificação MCT. (NOGAMI e VILLIBOR, 1995)

### 3.3.3 ENSAIOS MECÂNICOS

Para a avaliação do comportamento mecânico dos solos, o programa experimental da pesquisa baseia-se nos ensaios mecânicos de compressão triaxial de cargas repetidas e ensaios de deformação no equipamento LWT. Dessa forma será possível avaliar os seguintes parâmetros:

- a) Módulos de resiliência em ensaios triaxiais de cargas repetidas das amostras;
- b) Avaliação da deformação permanente a partir dos ensaios triaxiais de cargas repetidas e das deformações nas amostras no equipamento de roda carregada LWT.
- c) Verificação da ocorrência do acomodamento das deformações permanentes nos ensaios triaxiais de cargas repetidas e a partir das observações no equipamento LWT.
- d) Estimação de cenários de dimensionamento de pavimentos asfálticos com emprego dos parâmetros determinados, através do Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa desenvolvido no País.

O ensaio triaxial de cargas repetidas para a determinação do módulo de resiliência (MR), descrito na norma DNIT-ME 134/2018 consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico a carregamentos cíclicos, com aplicação controlada das tensões principais verticais ( $\sigma_1$ ) e horizontais de confinamento ( $\sigma_3$ ), com a correspondente medição, através de transdutores do tipo LVDT, das deformações provocadas ao corpo de prova. Para obtenção do módulo de resiliência de materiais a serem empregados em camadas de base e sub-base, utilizam-se os pares de tensões, conforme especificado na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** Pares de tensões – materiais de base e sub-base. (DNIT-ME 134/2018)

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1 / \sigma_3$
0,020	0,020	2
	0,040	3
	0,060	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,050	0,050	2
	0,100	3
	0,150	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4
0,105	0,105	2
	0,210	3
	0,315	4
0,140	0,140	2
	0,280	3
	0,420	4

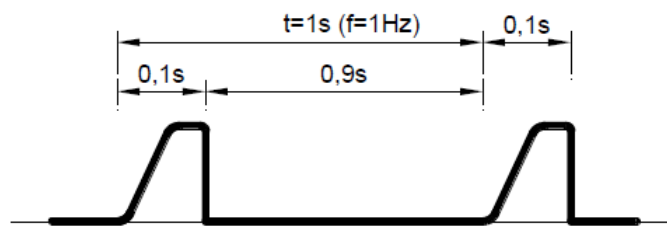
Os pares de tensão são formados pela tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e tensão desvio ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ). A primeira fase de carregamentos consiste no condicionamento das amostras para eliminar as primeiras deformações permanentes que podem ocorrer nas aplicações iniciais da tensão desvio, essa fase também busca minimizar o efeito da história de tensões a que o solo esteve submetido. Na fase de condicionamento, são aplicados pares de tensões conforme a Tabela 3.2, para materiais de base e sub-base.

**Tabela 3.2** Pares de tensões do condicionamento - materiais de base e sub-base. (DNIT-ME 134/2018)

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1 / \sigma_3$
0,070	0,070	2
0,070	0,210	4
0,105	0,315	4



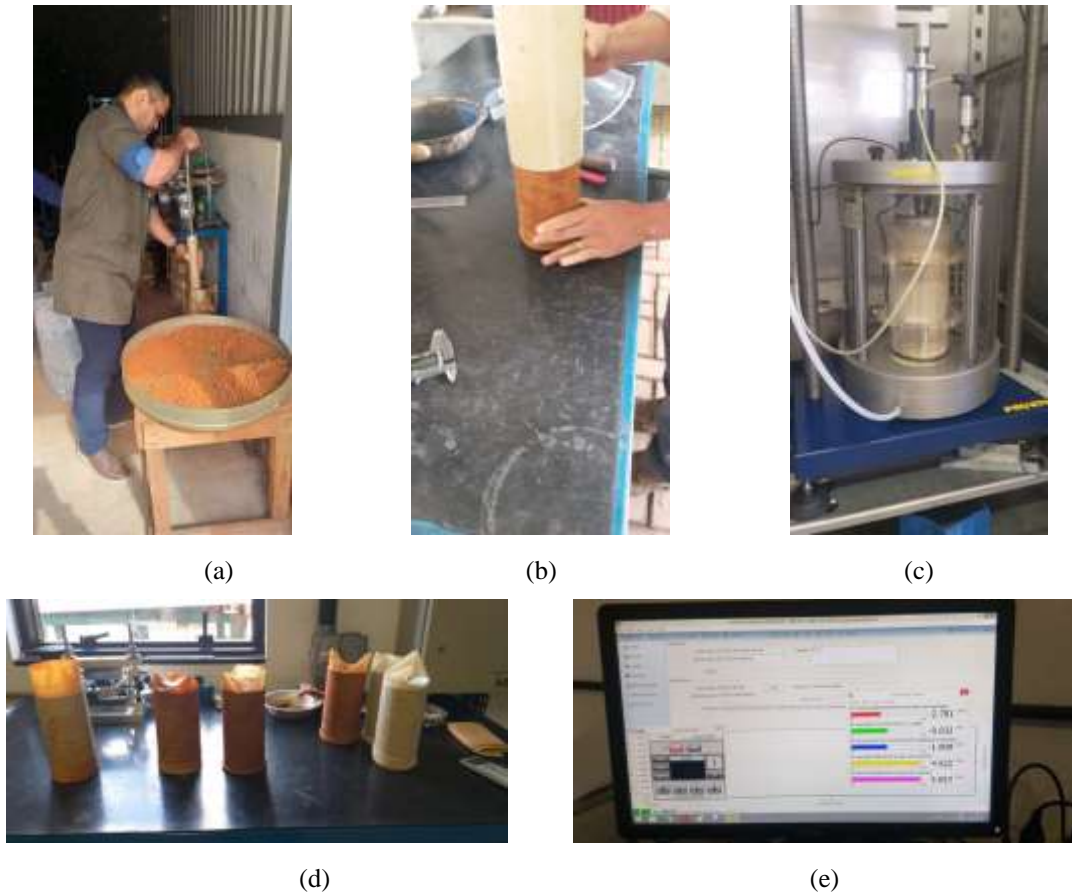
Na fase de condicionamento são aplicadas 500 repetições da tensão desvio, permanecendo a tensão confinante constante. A frequência de aplicação das repetições, de acordo com a norma DNIT-ME 134/2018, pode ser de 1,0 Hz, que corresponde a 60 ciclos por minuto. Cada repetição corresponde à aplicação de um pulso de carga com duração de 0,1s seguida de 0,9s de repouso, conforme esquematizado na Figura 3.12. No caso da frequência de aplicação das repetições seja de 2,0 Hz, correspondendo a 120 ciclos por minuto, a duração de um pulso de carga é de 0,1s com um período de repouso de 0,4s. Na pesquisa foi utilizado equipamento de cargas repetidas configurado para aplicação de cargas com frequência de 2 Hz.



**Figura 3.12** Esquema de repetição da carga com 1,0 Hz de frequência. (DNIT-ME 134/2018)

Após essa fase, inicia-se a obtenção do módulo com aplicação dos dezoito pares de tensões com mínimo de dez ciclos de carga em cada. Assim serão obtidos os MR's para cada par de tensões. Os dados devem ser registrados para pelo menos cinco repetições de carga, com diferença entre leituras de no máximo 5% entre si. Assim, para o cálculo do MR deverá ser tomada a média dessas leituras.

A aparelhagem usada no ensaio é formada, em suma, por prensa pneumática, célula triaxial, sistema pneumático de carregamento, sistema de vácuo, transdutor de carga axial, sistema de medição do deslocamento vertical, LVDT's, computador, pedra porosa, membrana de borracha, encamisador, cilindro tripartido, soquete de compactação, balança, estufa, entre outros. Na Figura 3.13 são apresentados alguns dispositivos utilizados nesta pesquisa.



**Figura 3.13** Ensaio de cargas repetidas para MR na Via 040: a) Molde e cilindro; b) Encamisador; c) Prensa e célula triaxial; d) Membranas de borracha; e) Sistema de aquisição de dados

As etapas do ensaio consistem no preparo das amostras: secagem ao ar ou em estufa ( $<60^{\circ}\text{C}$ ); destorroamento e quarteamento; umedecimento do material conforme teor de umidade pretendido, normalmente próximo da umidade ótima de compactação; escolha do molde que melhor se adequa às relações entre as dimensões máximas dos grãos e o diâmetro do molde e repousar o material umedecido por no mínimo 12 horas, em câmara úmida. Ainda, MEDINA e MOTTA (2015), descrevem em detalhes os procedimentos do ensaio para determinação do Módulo de Resiliência.

Essas etapas podem ser visualizadas na sequência de ilustrações da Figura 3.14, extraídas do anexo da norma vigente de determinação do módulo de resiliência.



1 - Moldagem do corpo de prova (CP) compactador mecânico.



2 - Compactação da penúltima camada com anel complementar.



3 - Corpo de prova após a compactação da última camada



4 - Rasando o corpo de prova após a retirada do colarinho



5 - Corpo de prova depois de rasado



6 - Pesagem do corpo de prova



7 - Retirada do CP do cilindro tripartido



8 - Retirada do CP do cilindro tripartido.



9 - Amostra moldada pronta para o ensaio (CP).



**Figura 3.14** Sequência de fotos do ensaio de MR (DNIT-ME 134/2018)

Obtidos os valores de MR para cada par de tensões, e calculados seu valores médios, procede-se a verificação de melhor enquadramento possível nos modelo do tipo arenoso (Eq. 2.7), argiloso (Eq. 2.8) ou composto (Eq. 2.9), conforme descrição de MEDINA e MOTTA (2015); com a correspondente determinação de coeficientes de regressão e verificação do comportamento dependente do MR em função da tensão desvio (solos finos) ou tensão confinante (solos grossos).

O ensaio no equipamento LWT (*Loaded Wheel Tester*), Figura 3.15, faz parte da metodologia dos ensaios de microrevestimento asfáltico, em que visa determinar o excesso de asfalto e adesão de areia correspondente para minimizar essa exsudação de material betuminoso em revestimentos desse tipo, conforme prescreve a norma ABNT NBR 14841/2015.



(a)

(b)

**Figura 3.15** Equipamento LWT utilizado na pesquisa: a) Vista geral; b) Controlador de ciclos



Entretanto, o princípio de funcionamento desse equipamento corresponde à simulação de tráfego de veículos sobre o pavimento, pois as cargas são movimentadas de forma cíclica sobre uma roda de borracha de teste de carga. O instrumental é composto basicamente por um motor rotativo que movimenta o braço contendo a roda com carga aplicada sobre o corpo de prova prismático. O número de ciclos é medido por um controlador eletrônico de passadas (Figura 3.15b), onde cada ciclo corresponde a duas passadas da roda de teste.

É possível aumentar a carga do ensaio, até o limite do equipamento, bem como o número de ciclos de carregamento. A roda ao percorrer a extensão do corpo de prova, provoca uma deformação permanente em formato de trilha de roda sobre o material.

Segundo BRAZETTI (2013) os registros bibliográficos mais específicos da origem do equipamento datam de meados de 1974, quando uma lama asfáltica utilizada numa obra rodoviária foi sujeita a avaliação em laboratório por um novo tipo de equipamento, denominado *loaded wheel tester* – LWT, em que esse equipamento simulava as condições de tráfego de campo. Dessa forma, esse estudo gerou uma pesquisa que a Benedict Slurry Seal Inc, submeteu ao comitê de pesquisa e desenvolvimento da International Slurry Seal Association – ISSA. Na pesquisa era proposta a análise e adoção do novo ferramental para a simulação de tráfego de veículos e, sua possível aplicação em projetos de lamas asfálticas, quando eram sujeitas a um trânsito elevado. Ao longo dos anos, a metodologia sofreu críticas, mas a essência inicial do equipamento, somada ao baixo custo e simplicidade, fez com que permanecesse em uso até os dias atuais.

Os ensaios foram executados no IME e o equipamento utilizado na pesquisa possui adaptação desde 2013 para ser utilizado nos ensaios de deformação em corpos-de-prova de solos, tratados com aditivos, solos com tratamento betuminoso e solos in natura, objeto desta pesquisa. As adaptações realizadas por BRAZETTI (2013) referem apenas a troca do tipo de roda, substituída para resistir em ensaios com solos, uma vez que a roda de borracha original não suportava a exaustiva carga de testes em CP's com superfícies mais rígidas do que o objeto de estudo do equipamento, como ocorre com solos tropicais adequadamente compactados. As especificações do novo tipo de roda usada para solos encontram-se descritas no relatório de pós-doutoramento daquele pesquisador.

Em uma primeira fase, outra modificação proposta refere-se à troca dos moldes originais, por moldes mais resistentes e que suportassem a carga de prensagem na moldagem. Contudo, mantendo as dimensões padrões dos corpos-de-prova. Na segunda fase de ensaios com o

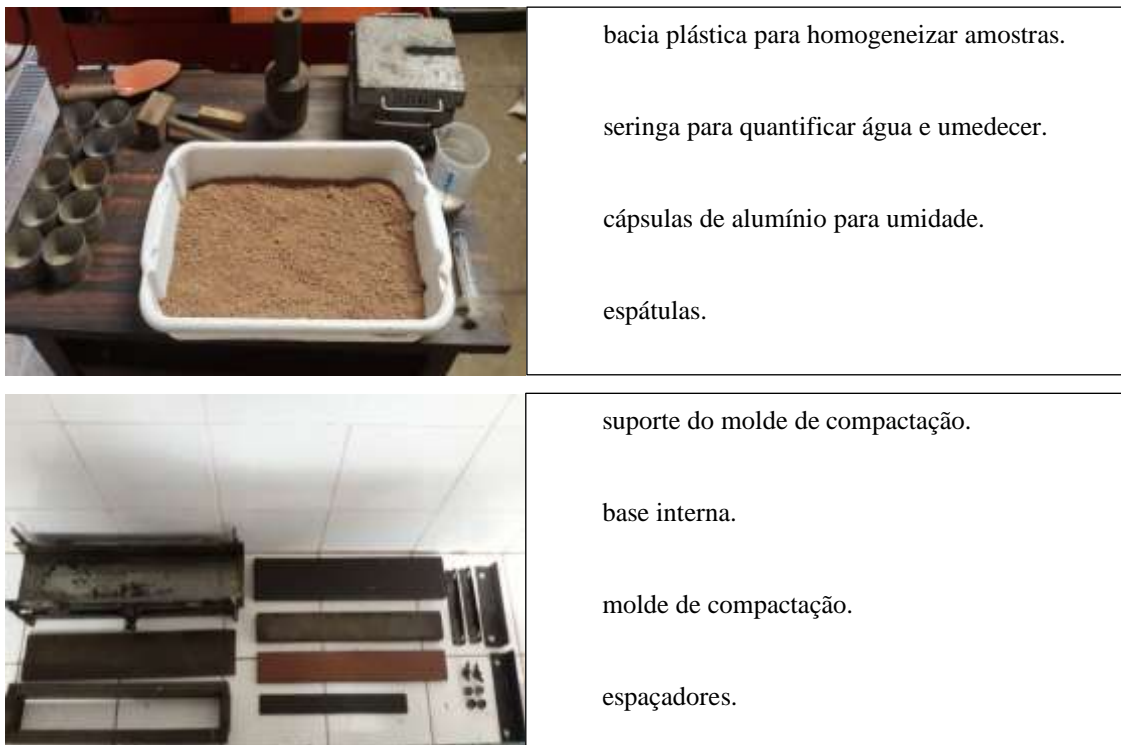
equipamento LWT foram utilizados moldes de dimensões maiores para que o corpo-de-prova suportasse a altas repetições.

O sistema do LWT é formado por ciclos controlados, o que garante um ensaio uniforme e preciso para as condições em que os CP's serão submetidos na simulação da carga repetida. Possuindo uma massa de cerca de 96 kg e dimensões 410 (largura) x 430 (altura) x 1430 mm (comprimento), é considerado um simulador portátil pois pode ser transportado por duas pessoas.

Cada ciclo (duas passadas da roda de carga) pode durar até menos que cerca de 0,73 s. BRAZETTI (2013) menciona, ainda, conforme descrição de fabricantes do equipamento que em uma hora de ensaio é possível realizar 5280 passadas sobre o corpo-de-prova, e que o equipamento simula o tráfego de um milhão de veículos em menos de 25 min de testes, quando a máquina está carregada com a carga máxima.

Ao se medir efetivamente o tempo que determinado número de passadas da roda carregada, realizadas pelo braço do equipamento, foi possível verificar que a frequência de repetição do equipamento alcançou valor próximo de 1,6 Hz.

As Figuras 3.16 e 3.17 apresentam os principais dispositivos e acessórios utilizados nos ensaios de deformação com o uso do equipamento LWT em corpos de prova de solos *in natura*.



**Figura 3.16 Acessórios para o ensaio LWT.**



**Figura 3.17 Prensa hidráulica para CP's do LWT.**

O procedimento de moldagem foi adaptado com base em descrição de MALKO (2015), entretanto como os corpos-de-prova seriam preparados para simular a passagem dos veículos e correspondente medição dos afundamentos formados pela roda; foram realizadas moldagens iniciais a fim de verificar o comportamento do solo quanto ao preenchimento do molde de compactação, altura rasada do CP e carga a ser aplicada na prensa hidráulica de carregamento estático, a fim de obter a massa específica aparente seca em torno do valor obtido em ensaio de compactação. Assim a moldagem dos CP's pôde ser organizada na seguinte sequência e ilustrada na Figura 3.18:

a) Secagem da amostra, secando-a ao ar, ou estufa ( $<60^{\circ}\text{C}$ ), a fim de alcançar a umidade higroscópica;

b) Destorroamento da amostra e uso da fração passante com relação menor que 4 entre a espessura do molde e tamanho máximo das partículas. Como a espessura do molde utilizado era de 20 mm, constatou-se que os solos deveriam ser peneirados na peneira de abertura 4,8 mm.

c) Redução a uma fração representativa de solo suficiente para moldagem do CP e determinação da umidade de compactação. Verificou-se, após tentativas que esse valor correspondia a cerca de 1000 g.

d) Umedecimento da amostra para alcançar um teor de umidade próximo da ótima de compactação;

- e) Montagem do conjunto de moldes, suporte, base, fixadores e porcas;
- f) Moldagem do CP em três camadas, utilizando a prensa de compressão estática com uma carga em torno de 10 a 12 t, com o auxílio do espaçador de 20 mm e travessa maciça de metal.
- g) Retirada dos fixadores e do molde superior e molde compressão de dentro do suporte.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

**Figura 3.18** Ensaio no Equipamento LWT: a) Preparo da amostra; b) Conjunto de moldagem montado; c) Compactação por camadas; d) Compressão estática; e) CP moldado



Para o estudo, mediu-se o afundamento da trilha de roda gerada, ao se variar o número de ciclos para cada carregamento. Foram utilizados cinco estágios de carregamento padrões do equipamento; variando para cada padrão de carga, o número de ciclos na taxa de 50 ciclos (100 passadas) até o limite de acomodamento das deformações, ou ruptura do corpo de prova. A taxa de variação dos ciclos foi estimada a partir das observações iniciais de formação das trilhas. Observou-se, que a cada aumento médio de 50 ciclos para a carga, ocorria uma mudança sinuosa no formato longitudinal do afundamento da trilha de roda.

Dessa forma, seria possível relacionar o afundamento para cada carga, com aumento do número de ciclos de carregamento, estimando o comportamento do solo em conjunto com os valores de MR, classificação MCT obtida e com os parâmetros de granulometria e plasticidade de cada tipo de solo. Para que se pudesse estimar o comportamento do afundamento da trilha utilizando observações de um simulador de tráfego portátil que corresponde ao LWT.

O ensaio consistia, depois de moldados os corpos-de-prova; anotar sobre a superfície do CP os eixos e pontos de medição dos afundamentos; prender devidamente a amostra à pista de teste do LWT, usando fixadores apropriados; regular o controlador de ciclos para o número de repetição desejada; ajustar as cargas de testes no parafuso de fixação; acionar o contador, que em contagem regressiva, fazia o aparelho desligar ao alcançar o valor zero; retirar o CP do equipamento; e efetuar as medidas de deslocamentos verticais permanentes (fundamentos) através de extensômetros, com curso mínimo de 30 mm e graduação 0,01 mm, nos pontos de medição anteriormente indicados. Para melhor acurácia nas medições, inicialmente realizar a leitura de referência, depois de ensaiado o CP realizar a leitura final. O afundamento será a diferença entre essas leituras. Essas etapas estão sinteticamente representadas na Figura 3.19.



(a)



(b)



(c)

**Figura 3.19** Leitura de afundamentos: a) Marcação dos pontos de medição; b) Fixação do CP na pista de teste; c) Medição de afundamentos

As amostras foram moldadas por compressão estática próximo da umidade ótima e no ramo seco variando em torno de 3 a 5% dessa umidade padrão de referência. O motivo deve-se a constatação, pelas observações iniciais, que corpos de prova moldados próximos da umidade ótima geravam trilhas onduladas, enquanto os moldados no ramo seco provocavam trilhas levemente planas, ao longo de seu comprimento longitudinal (Figura 3.20).



(a)

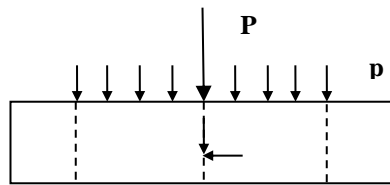


(b)

**Figura 3.20** Características das trilhas de roda: a) Trilhas onduladas – ATR com “costela de vaca”; b) Trilhas planas – ATR uniforme

Por fim extrair o corpo-de-prova do molde com auxílio da prensa hidráulica uma base de extração e um extrator tipo perfil U.

Para avaliar a ação das tensões e deslocamentos produzidos no corpo de prova, recorreu-se inicialmente à função de Boussinesq (Eq. 3.2 e 3.3) para a carga concentrada vertical na superfície do CP posicionada no eixo de formação da trilha de roda. Assumiu-se como hipóteses simplificadoras, segundo a Figura 3.21, que as tensões vertical ( $\sigma_z$ ) e horizontal ( $\sigma_x$ ) corresponderiam, respectivamente, às tensões de principais ( $\sigma_1$ ) e ( $\sigma_3$ ) de um elemento sob o eixo da roda; a distância radial ( $r$ ) corresponde à metade da largura da roda; a carga concentrada ( $P$ ) sendo distribuída pela área de contato entre a roda e a superfície do CP, considerada circular, forneceria a tensão distribuída na superfície de contato ( $p$ ); uso de coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) usual para o tipo de solo do ensaio; o módulo de elasticidade do material ( $E$ ) corresponderia ao valor de MR dependente da tensão de melhor enquadramento no ensaio de módulo resiliente. Considera-se, no cálculo a integração das fórmulas de Boussinesq (Eq. 3.4 e 3.5).



**Figura 3.21** Simplificação do modelo de distribuições de tensões na seção transversal do CP

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \quad (3.2)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ (1 - 2\mu) \left[ -\frac{1}{r^2} - \frac{z}{r^2} (r^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} - 3r^2 z (r^2 + z^2)^{-\frac{5}{2}} \right] \right\} \quad (3.3)$$

$$\sigma_z = p \left\{ 1 - \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (3.4)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{2} \left[ (1 + 2\mu) - \frac{2z(1+\mu)}{(z^2+r^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{(z^2+r^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (3.5)$$

A pior situação de carregamento será na superfície de contato com a roda, onde as tensões serão máximas. Assim será possível estimar a tensão de desvio no topo do CP como sendo  $\sigma_d = \sigma_z - \sigma_x$ . Segundo MEDINA e MOTTA (2015), as deformações permanentes acumuladas ( $\epsilon_p$ ) com a passagem repetida da carga, são expressas em geral por relações como a Eq. 3.6, onde N

é o número de repetições de carga e A e B são parâmetros experimentais. De forma simplificada, seria possível obter os respectivos parâmetros, a partir das medições dos afundamentos médios da trilha de roda e quantificação do número N. Ainda, os autores sugerem a extrapolação da curva  $\sigma_d \times \varepsilon_p$  para valores de tensão desvio baixos em modelos representados na Eq. 3.7, onde k e C são parâmetros experimentais. Caso ocorram bons enquadramentos, seria possível estimar de forma simplificada o possível comportamento do solo ao ser submetido à passagem repetida carga no equipamento de roda carregada.

$$\varepsilon_p = AN^B \quad (3.6)$$

$$\sigma_d = k\varepsilon_p^C \quad (3.7)$$

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Foram realizados ensaios de granulometria, densidade real, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação, e ISC a fim de se obter parâmetros físicos para caracterização e classificação das amostras, conforme tratado no capítulo 2.

A análise granulométrica, resumida na Tabela 4.1, revelou que a laterita, com concreções claramente visíveis, possui mais que 50% de fração pedregulhosa, considerando essas partículas, os grãos retidos na peneira de abertura 4,8 mm. Essa característica primária induz à classificação unificada como pedregulho. O solo fino apresentou percentual de finos maior que 50%, ou seja, a maior parte dos grãos desse solo passa na peneira de abertura 0,075 mm. Desse percentual grande parcela, 47,58%, indicaria a classificação primária como argila.

**Tabela 4.1** Resumo da granulometria da laterita e solo fino.

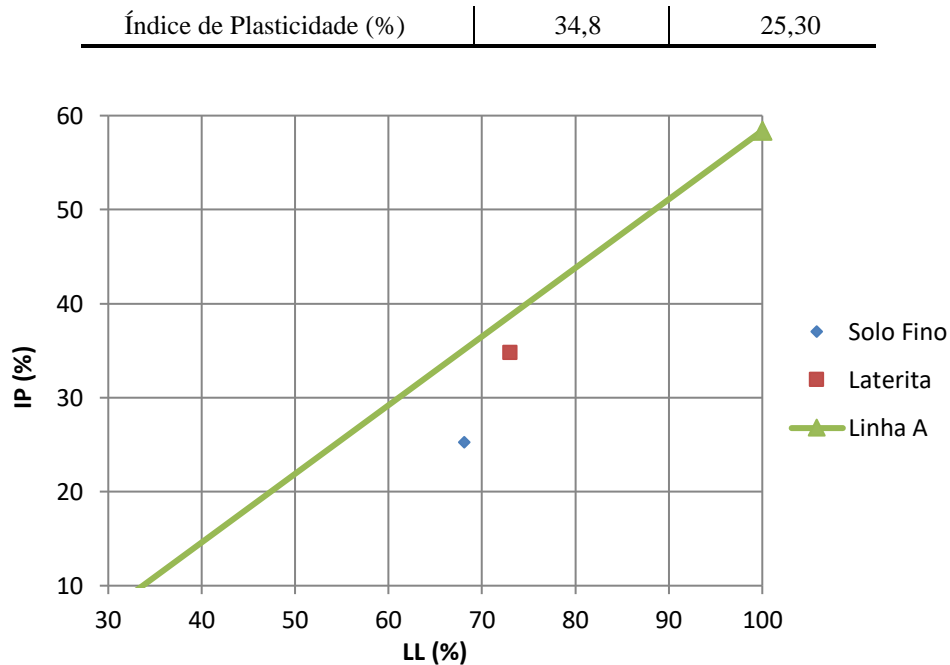
% Fração	Laterita	Solo fino
% Pedregulho	53,52	-----
% Areia grossa	6,88	9,68
% Areia média	3,33	32,56
% Areia fina	2,25	6,51
% Silte	6,66	3,67
% Argila	27,36	47,58

Para a laterita, como a fração que passa na peneira # 200 é significativa (34,02%), esse percentual de finos tende a indicar, sua característica secundária para uma classificação unificada. No caso do solo fino, o valor do limite de liquidez indicaria sua característica secundária de compressibilidade.

Dessa forma, com os valores do limite de liquidez e de plasticidade da laterita e do solo fino constantes na Tabela 4.2, é possível realizar uma avaliação secundária para sua classificação unificada, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos. Para isso, utilizando a Carta de Plasticidade de Casagrande (Figura 4.1), verifica-se o posicionamento dos solos com fins da referida classificação.

**Tabela 4.2** Parâmetros de Consistência da laterita e solo fino.

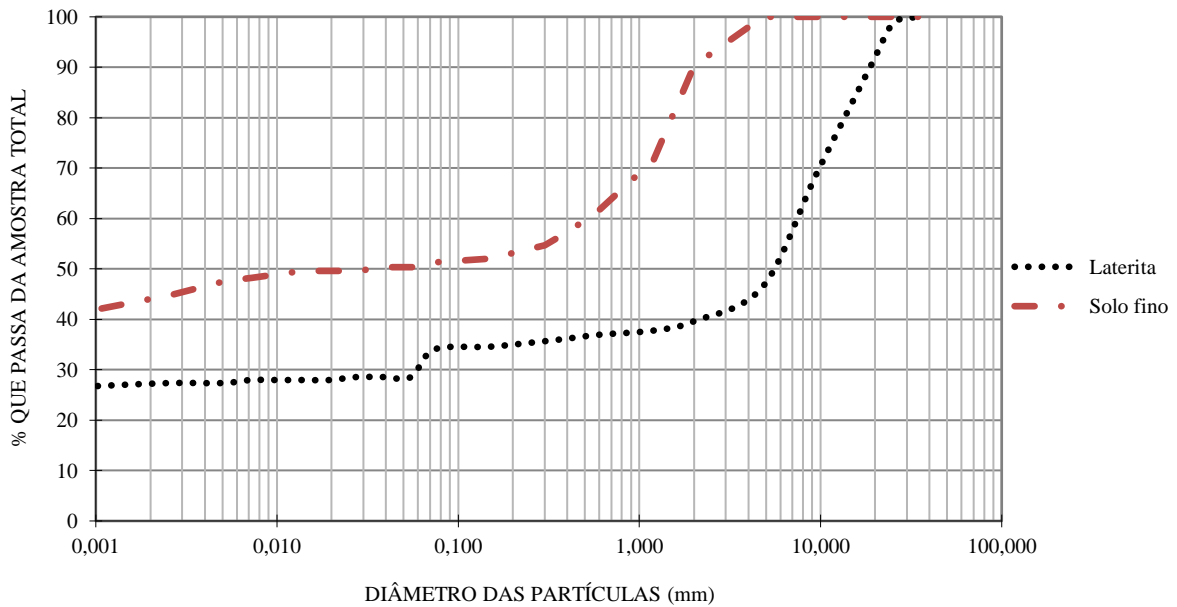
Parâmetro	Laterita	Solo fino
Limite de Liquidez (%)	73,00	68,10
Limite de Plasticidade (%)	38,2	42,80



**Figura 4.1 Carta de Plasticidade**

Por meio da Carta de Plasticidade, o SUCS indicaria a característica secundária dos solos. Para a laterita sua característica quanto à fração fina, indica uma amostra de pedregulho argiloso-siltoso (GC-GM), considerando que esse solo ficou posicionado próximo da Linha A. O solo fino seria classificado como um silte de alta compressibilidade (MH), seu posicionamento na Carta de Plasticidade definiu-se abaixo da Linha A e possuindo um LL acima de 50%.

Verifica-se por essa classificação que para os dois materiais, a fração de argila determinada pela granulometria não confirmou a classificação dos finos como argiloso. A explicação para esse fato pode ser devido à atividade da fração de argila presente nesses solos. Considerando a razão entre os IP's e a fração das partículas menores que 0,002 mm, das curvas granulométricas da laterita e do solo fino (Figura 4.2); é possível obter o valor da atividade da fração argila presentes nesses materiais. Para a laterita a atividade da fração argila resultou em 1,14, considerada atividade normal. A fração de argila do solo fino resultou em uma atividade de 0,58, considerada baixa atividade. Essa característica pode explicar o fato da classificação SUCS do solo fino ter resultado em um silte, mesmo com um percentual granulométrico maior de argila.



**Figura 4.2 Distribuição granulométrica da laterita e solo fino.**

Considerando os resultados da granulometria e dos índices de Atterberg, determinou-se a classificação rodoviária HRB para os solos estudados. A laterita, mesmo possuindo grande quantidade de fração pedregulhosa, foi classificada como solo A-2-7. Isso se deve ao alto valor do IP desse material (34,8%) decorrente da grande fração de finos presentes em sua composição granulométrica. Como o solo fino também possui alto valor de IP (25,3%), sua classificação resultou em A-7-5.

A partir dessas classificações, observa-se uma prévia contraindicação desses materiais para constituição de camadas de pavimentos. A laterita altamente plástica, pela classificação HRB é considerada regular como subleito. O solo fino, pelo mesmo sistema classificatório, é considerado um mau material de subleito.

A laterita ao ser compactada apresentou massa específica aparente seca máxima de 1,88 kg/cm<sup>3</sup> (Tabela 4.3), valor superior ao solo fino, cujo parâmetro foi de 1,64 g/cm<sup>3</sup>. Valores condizentes com solos granulares e argilosos, respectivamente. A maior superfície específica e plasticidade do solo fino contribuíram para a unidade ótima de compactação de 22,2% maior que a alcançada na compactação da laterita.

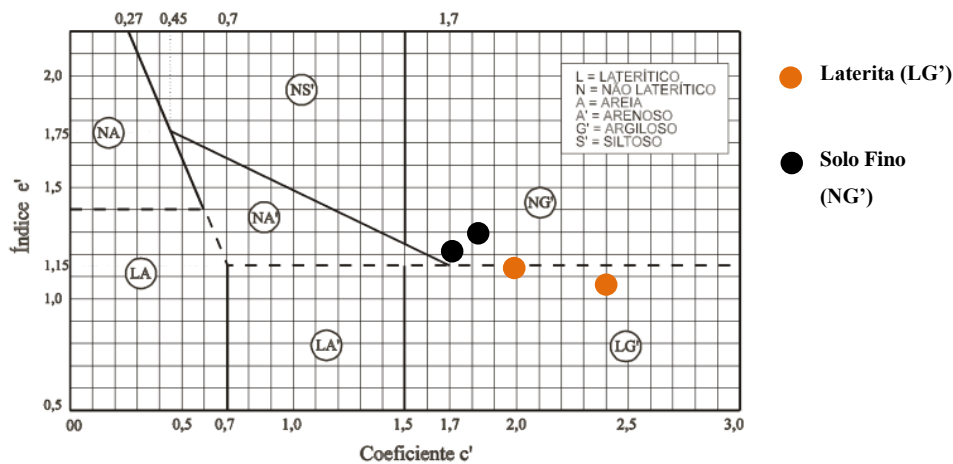
Quanto aos resultados obtidos de expansão, a laterita se mostrou menos expansível que o solo fino. O valor de 0,06% de expansão e um ISC de 65,4% da laterita já a indicaria, pelo atual método de dimensionamento empírico, como camada de sub-base. O mesmo não se pode afirmar sobre o solo fino, que possui uma expansão de 2% e um ISC de 17%. Parâmetros que inviabilizariam esse último material de ser utilizado como camada de sub-base rodoviária.

**Tabela 4.3** Parâmetros de Compactação, Penetração e Expansão.

Parâmetro	Laterita	Solo Fino
Massa específica aparente Máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,88	1,64
Umidade Ótima (%)	18,20	22,20
Índice Suporte (%)	65,40	17,00
Expansão (%)	0,06	2,00

Como se estudou solos tropicais, seria possível que, de acordo com os resultados obtidos, a classificação tradicional não os indicasse para compor camadas do pavimento. Assim, para buscar uma melhor classificação rodoviária desses solos, fez-se necessário avaliar a fração fina, com a metodologia MCT.

Para a classificação dos solos pela metodologia MCT foram realizados ensaios de compactação Mini-MCV e de perda de massa por imersão em água. Os ensaios foram realizados em duplicatas para uma melhor representatividade da classificação. A Figura 4.3 apresenta o posicionamento no ábaco classificatório dos índices obtidos nos ensaios mencionados.

**Figura 4.3** Classificação MCT das amostras.

Os coeficientes de erodibilidade ( $e'$ ) obtidos para a laterita 1,05 e 1,15 permitiram enquadrar a laterita no limiar entre o comportamento laterítico do não laterítico. Para o solo fino, esse parâmetro, cujos valores foram 1,2 e 1,3, o classificaram como um solo de comportamento não laterítico.

Quanto ao coeficiente de compactação, tanto para a laterita como para o solo fino, os valores obtidos foram maiores que 1,5. Isso demonstra um comportamento argiloso da fração fina para a laterita e para o solo fino.

Considerando essa análise e os resultados obtidos nos ensaios da metodologia MCT, foi possível realizar a classificação dos solos. Assim, a fração fina da laterita foi classificada como



um solo argiloso laterítico (LG’); enquanto que a fração fina do solo fino caracterizou-se como um solo argiloso de comportamento não laterítico (NG’).

A caracterização química para obtenção da relação sílica-sesquióxido de ferro e alumínio foi fornecida pelo 2º Grupamento de Engenharia do Exército. A partir dos resultados dos ensaios de Difração de Raios-X (DRX) e pela Espectrometria de Fluorescência de Raios-X (FRX), constantes no Anexo I, realizados pelo Laboratório de Análises Mineraias do CPRM, determinaram-se as relações sílica-sesquióxido de ferro e alumínio (Kr), e sílica-alumina (Ki), a fim de caracterizar os solos como lateríticos ou não.

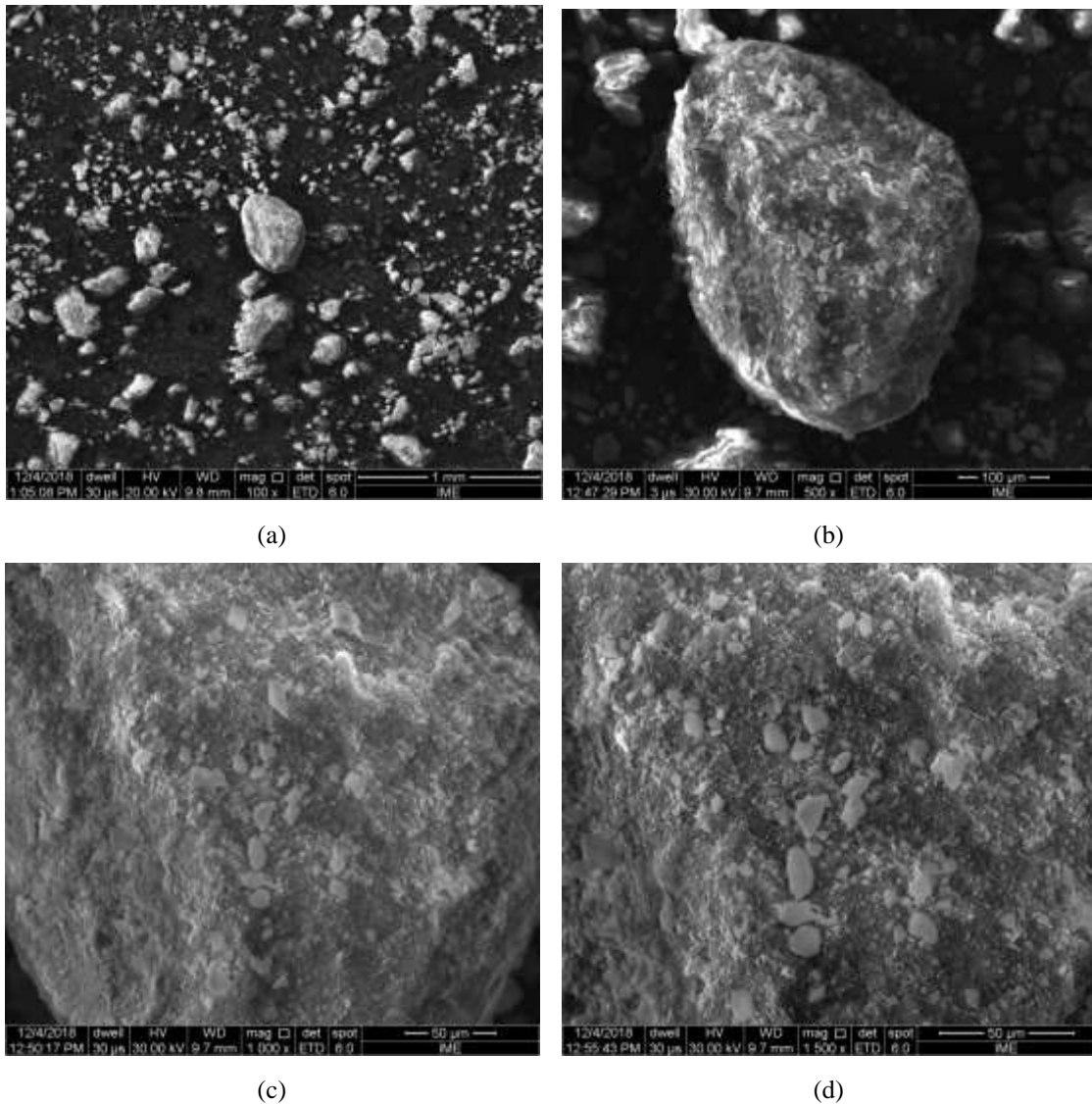
Para a laterita obteve-se os valores de 0,79 e 1,43, para as relações sílica-sesquióxido de ferro e alumínio, e sílica-alumina, respectivamente. Para o solo fino, os valores dessas relações, foram, respectivamente, 4,21 e 4,28 conforme Tabela 4.4. Como visto no capítulo 2, os solos com relação sílica-sesquióxido de ferro e alumínio menor que 2, são classificados como lateríticos, caso contrário são denominados como não lateríticos. Assim como os solos com relação sílica-alumina menor que 2 são ditos muito intemperizados, sendo pouco intemperizados caso essa relação seja maior que esse limite.

**Tabela 4.4** Resultados da análise química da laterita e solo fino.

Parâmetro	Laterita	Solo Fino
% Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	26,50	21,38
% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	33,76	2,94
% SiO <sub>2</sub>	24,70	62,36
Kr	0,79	4,21
Ki	1,43	4,58
Classificação	Laterítico	Não laterítico
Intemperismo	Muito	Pouco

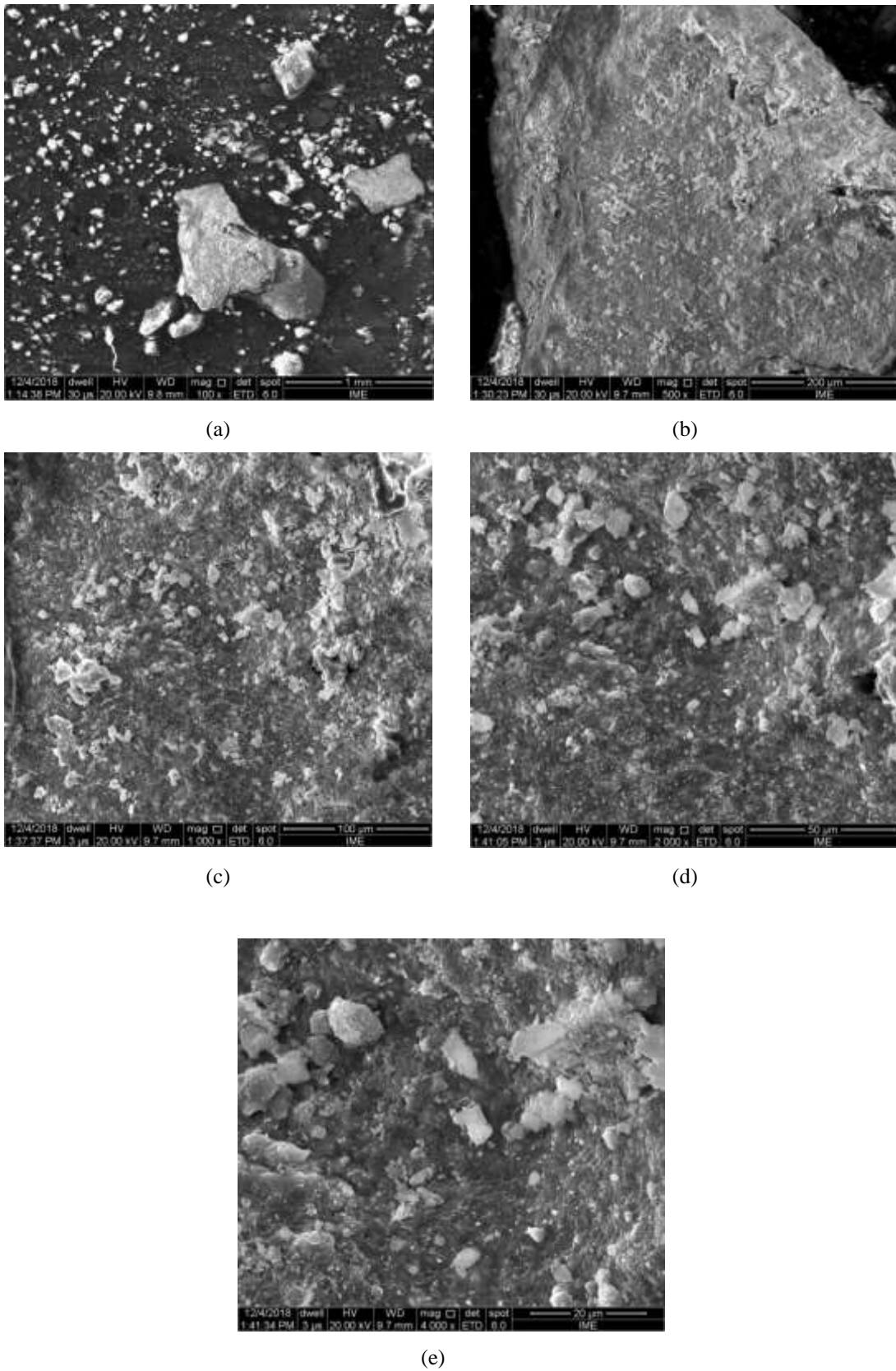
Assim a laterita foi classificada como solo laterítico enquanto que o solo fino, de acordo com a sílica-sesquióxido, foi caracterizado como solo não laterítico.

Foram realizados ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e espectrometria de raios X por dispersão em energia (EDS) para a visualização física do arranjo estrutural das partículas e qualitativa quanto aos componentes químicos presentes. Os ensaios foram realizados no laboratório de ciências dos materiais do IME, com ampliações de imagem em 100, 500, 1000 e 1500 vezes para a laterita (Figura 4.4) e 100, 500, 1000, 2000 e 4000 vezes para o solo fino (Figura 4.5).



**Figura 4.4** Ensaio MEV para a laterita: a) magnitude 100x; b) magnitude 500x; c) magnitude 1000x; d) magnitude 1500x.

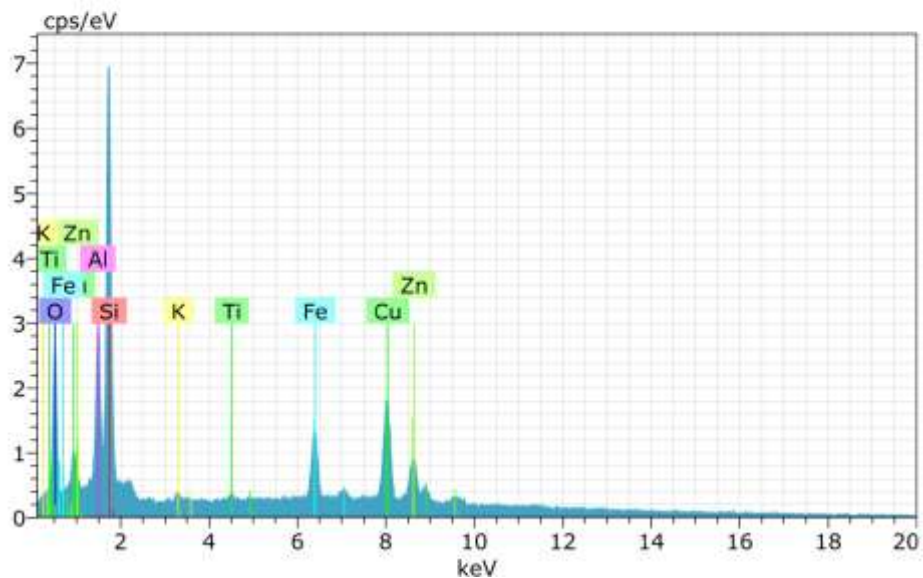
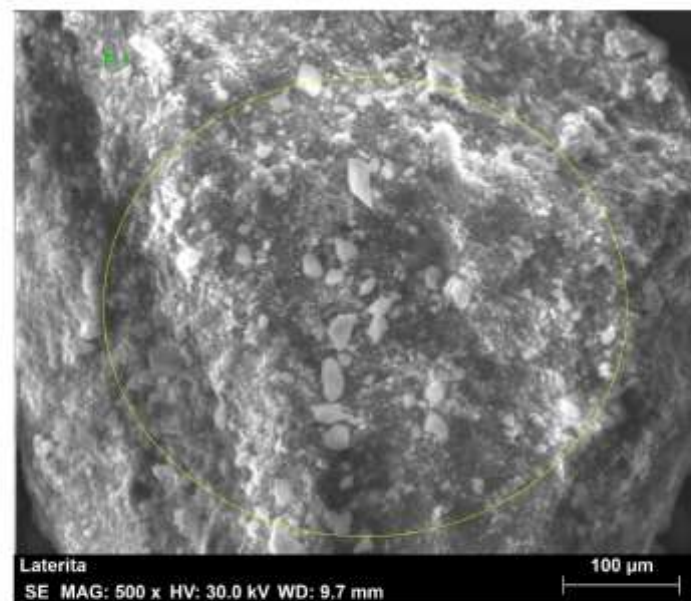
As imagens registradas das partículas da laterita mostram que os grãos desse material se aproximam da forma cúbica com leves angulações em sua superfície. Essa característica pode estar presente nos solos tropicais devido ao seu mecanismo de formação de origem sedimentar. A forma condensada dos grãos também é uma característica de solos que sofreram processo de laterização. O efeito da pressão e descompressão com a variação de temperatura e umidade provoca com o tempo a formação dessas concreções. Dessa forma, visualizando as imagens da microscopia é possível perceber na amostra de laterita, essas características primárias quanto à forma de sua partícula.



**Figura 4.5** Ensaio MEV para o solo fino: a) magnitude 100x; b) magnitude 500x; c) magnitude 1000x; d) magnitude 2000x; e) magnitude 4000x

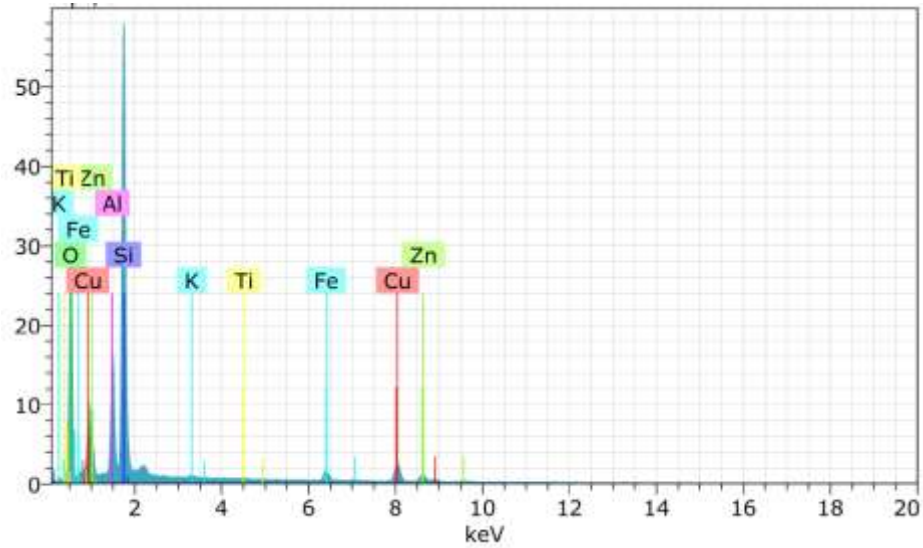
A partir das imagens das partículas do solo fino, visualiza-se que a forma dos grãos possui maior angulosidade superficial. Essa característica presentes em grãos de quartzo ficou evidente na amostra de solo fino em virtude desse material também possuir fração areia significativa. Nas imagens com maior aproximação, é perceptível que esses grãos angulosos possuem pequenos aglomerados aderidos em sua superfície. É possível que essas micro massas aderidas sejam da fração argila, com quantidade significativa nesse material.

Para uma melhor caracterização dos elementos químicos presentes, foram realizados ensaios de EDS sobre as imagens com magnitudes de ampliação de 50x, 100x, 500x e 750x para a laterita (Figura 4.6 a 4.9); e 50x, 250x e 500x para o solo fino (Figura 4.10 a 4.12).

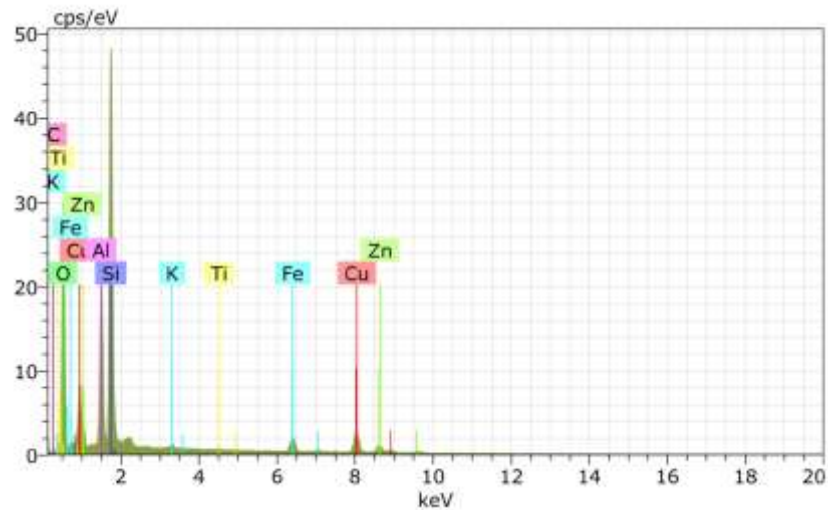


**Figura 4.6 EDS laterita 500x.**

Os elementos presentes na amostra de laterita são característicos de solos lateríticos como pode ser observado nos maiores espectros de Ferro, Oxigênio, Alumínio e Silício. Em outras proporções, Titânio, Cobre e Zinco podem estar presentes.

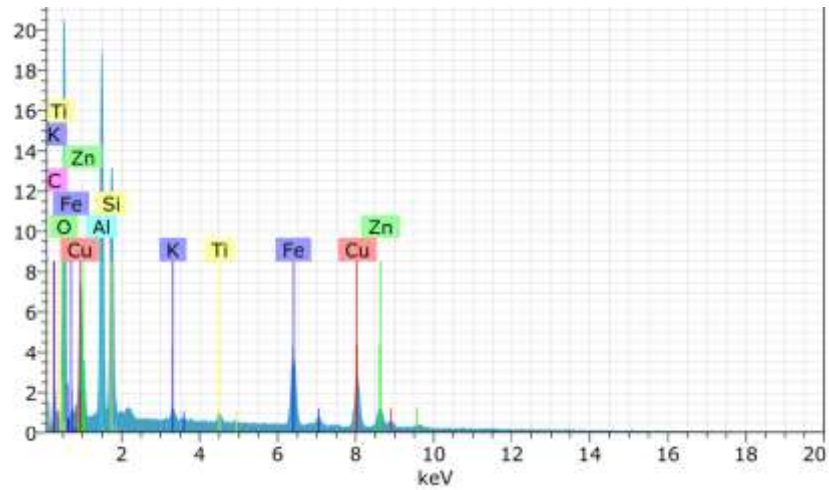


**Figura 4.7 EDS laterita 100x.**

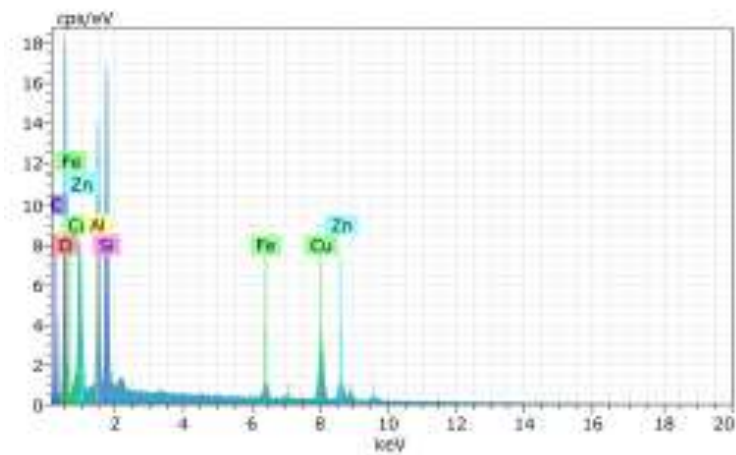
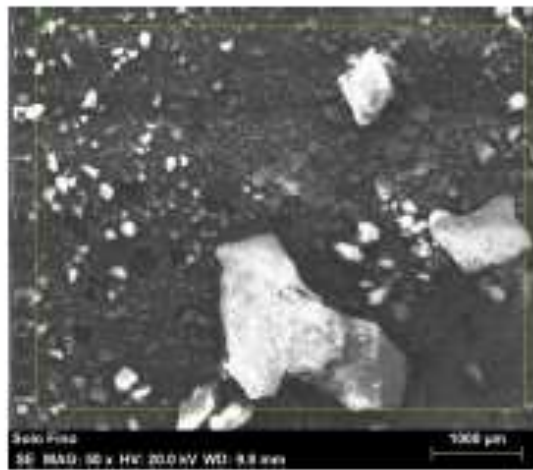


**Figura 4.8 EDS laterita 750x.**

Apenas na Figura 4.9 foi presente espectro de Carbono, é possível que esse elemento tenha sido captado da fita de preparação que fixa a amostra no molde.



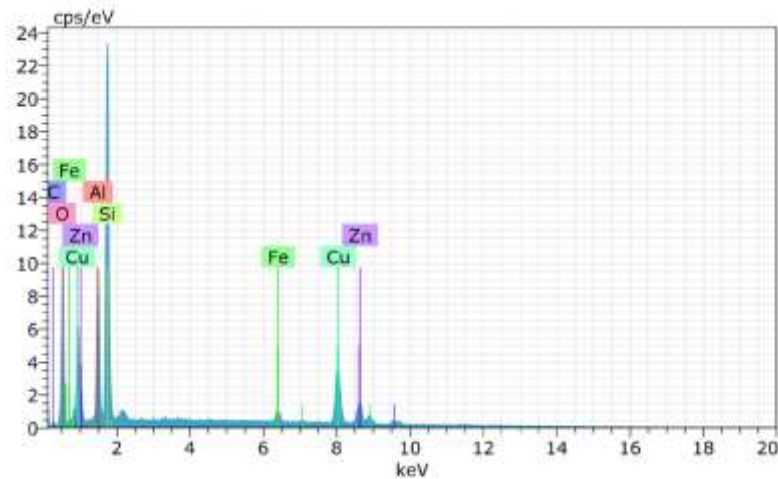
**Figura 4.9 EDS laterita 50x.**



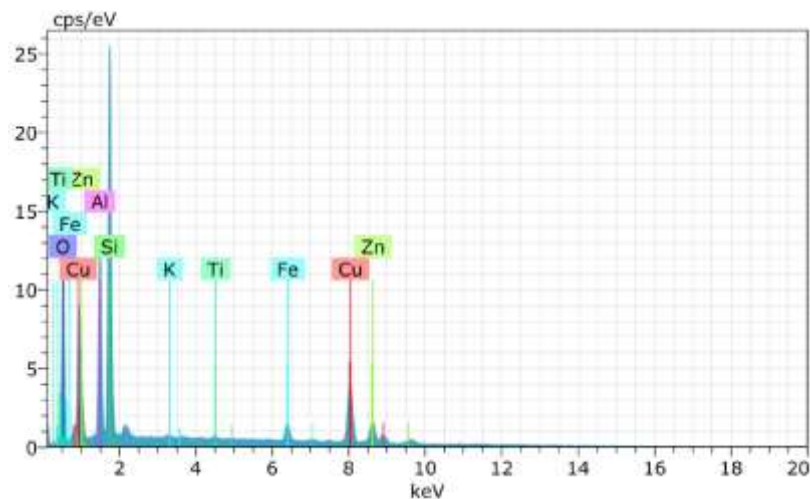
**Figura 4.10 EDS solo fino 50x.**

O espectro de Silício foi maior na análise da amostra de solo fino. Isso demonstra que a fração de areia é significativa conforme, determinada nos ensaios de caracterização física.





**Figura 4.11 EDS solo fino 250x.**



**Figura 4.12 EDS solo fino 500x.**

Em geral, o solo fino possui espectro muito semelhante ao da laterita. A presença de elementos aglutinantes, características das argilas, ao redor dos grãos sílica fornece plasticidade considerável a esse tipo de solo.

Na Tabela 4.5, é apresentada de forma sintética as classificações obtidas para os solos estudados.

**Tabela 4.5 Síntese das classificações obtidas da laterita e solo fino.**

Classificação	Laterita	Solo Fino
SUCS	GC-GM	MH
HRB	A-2-7	A-7-5
MCT	LG'	NG'
Relação Sílica-sesquióxido	Laterítico	Não laterítico

A partir desse quadro resumo, verifica-se que as classificações tradicionais fornecem um indicativo de não utilização da laterita e do solo fino, como materiais constituintes de sub-base.

O mesmo não ocorre para as classificações como solos tropicais. Por meio dessas metodologias, há um indicativo de se utilizar a laterita como material de sub-base, mas para o solo fino essa indicação ainda não estaria bem definida. Dessa forma, seria mais prudente avaliar seus comportamentos mecânicos para verificação de suas repostas frente a carregamentos repetidos como ocorre em campo.

#### 4.2 COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS

Considerando aspectos tratados no capítulo 2, foram ensaiadas as amostras de lateria e do solo fino, moldadas em moldes tripartidos de dimensões 100 x 200 mm (diâmetro e altura), compactadas, na energia intermediária (10 golpes para cada uma das 10 camadas) por se tratar de material para sub-base. O ensaio de determinação do módulo de resiliência se iniciou com a fase de condicionamento. Nessa fase, foram aplicados três pares de tensões, com 500 repetições da tensão desvio, mantendo a tensão confinante constante. A sequência de carregamentos da fase de acondicionamento utilizada na pesquisa consta na Tabela 4.6.

**Tabela 4.6** Tensões de condicionamento usadas na pesquisa.

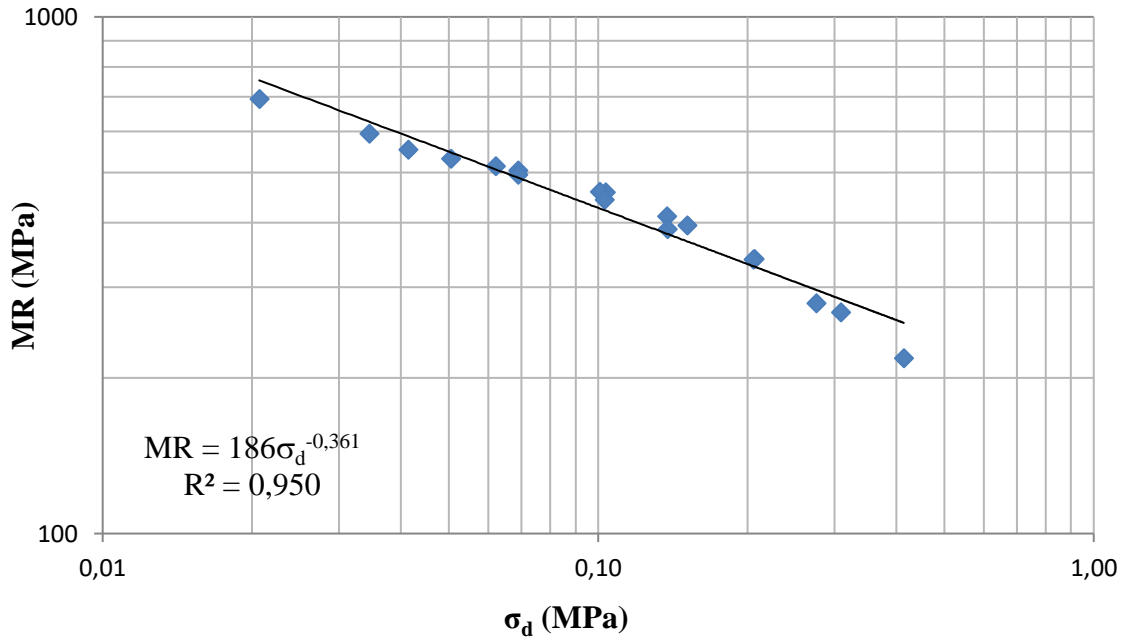
$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1 / \sigma_3$
0,070	0,070	2
0,070	0,210	4
0,105	0,315	4

Para a determinação do módulo de resiliência se utilizou todos os dezoito pares tensões indicados na norma DNIT-ME 134/2018. Para cada par de tensões foram aplicados no mínimo dez repetições de carga com a frequência de 2Hz.

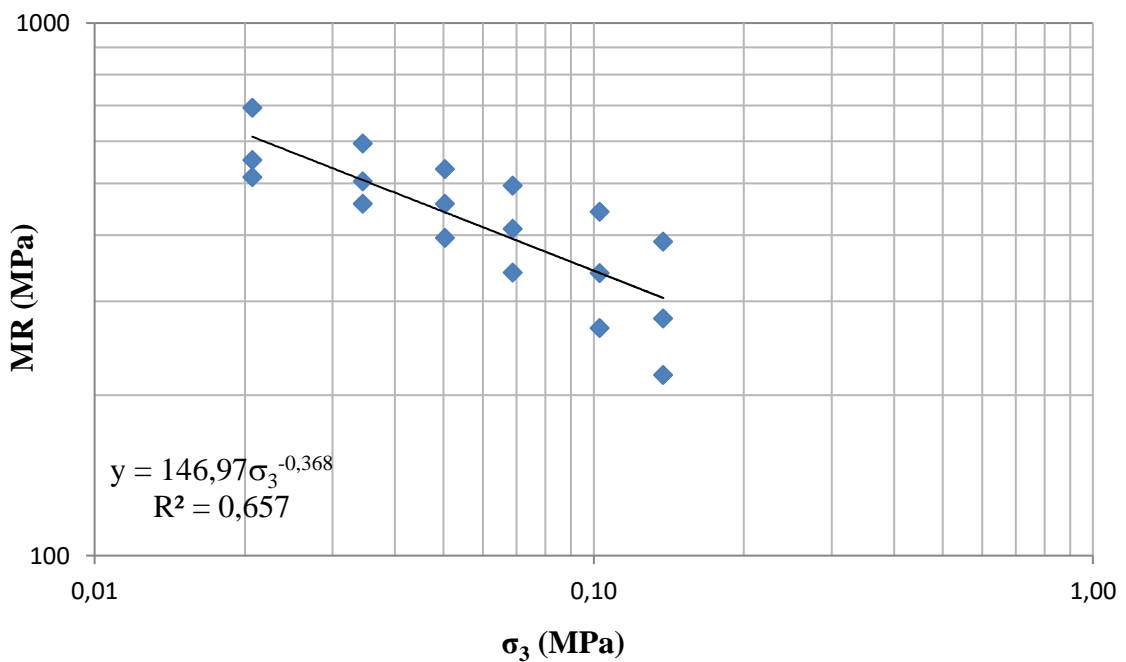
A partir dos resultados dos ensaios de módulo, para o solo fino, verificou-se que o melhor enquadramento do módulo foi pela tensão desvio, indicando o modelo para solos argilosos. A hipótese de dependência da tensão desvio demonstrada na regressão linear dos valores de MR (Figura 4.13) confirmou-se pela natureza do solo, considerado fino, de granulometria com fração passante maior que 50% na peneira 0,075 mm. Isso se mostrou de acordo com a classificação MCT, que o classificou como um solo argiloso. Na classificação pelo SUCS, esse material foi classificado como silte altamente compressível. Como abordado anteriormente, uma hipótese para essa classificação seria a atividade da fração argila presente. Entretanto, caso seja considerado a classificação a partir de sua característica primária, esse solo fino também seria classificado como argila.



O enquadramento do MR para o modelo argiloso pode ser verificado pelo valor de  $R^2=0,950$  em contraposição ao  $R^2$  do modelo arenoso, cujo valor foi de 0,657 (Figura 4.14). Assim obtêm-se os coeficientes de regressão para o modelo adotado  $k_1 = 186$  e  $k_2 = -0,361$ . Com os referidos coeficientes se faz a previsão do módulo de resiliência para os níveis de tensão a serem submetidos o material.



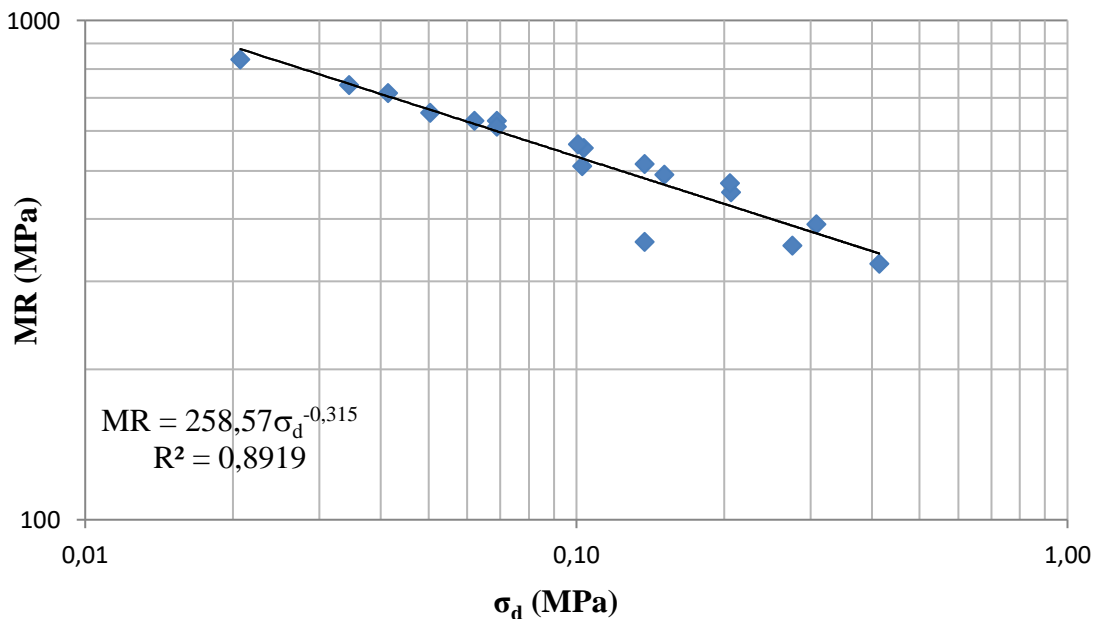
**Figura 4.13 Regressão linear do MR com a tensão desvio - solo fino.**



**Figura 4.14 Regressão linear do MR com a tensão confinante - solo fino.**

Observa-se que a variação do MR do solo fino, em torno de 200 e 700 MPa, demonstra uma compatibilidade para uso em pavimentação, indicando uma característica dos solos finos lateríticos, apesar de suas classificações rodoviárias indicarem o contrário. CHAGAS (2004) obteve, na região da BR-163/PA próximo à cidade de Santarém/PA, valores de módulo de resiliência para solos finos entre 60 e 350 MPa. Então, percebe-se no solo fino estudado que ocorre um grande aumento do MR para maiores estados de tensões. Esses resultados são maiores até dos encontrados por BERNUCCI (1995) para uma brita graduada simples, cujos MR's variaram entre 100 e 400 MPa. Entretanto vale ressaltar que apesar desse solo ser classificado, segundo a metodologia MCT, como um solo de comportamento não laterítico, seu coeficiente de erodibilidade tem valor próximo de um solo fino laterítico, constatação que se verificou no posicionamento desse solo no ábaco de classificação MCT.

Para a laterita, os valores médios de MR também alcançaram compatibilidade com descritos em literatura, variando entre 320 a 840 MPa, para as tensões do ensaio. Entretanto, o modelo de enquadramento esperado do tipo granular, não foi o que apresentou o melhor  $R^2$ , isso pode ser atribuído ao grande percentual de finos presentes nesse material e pelo fato de possuir uma graduação aberta, provocando um melhor enquadramento para o modelo composto, alcançando  $R^2 = 0,927$  (Figura 4.17). Dessa forma obtêm-se os coeficientes de regressão para o modelo adotado  $k_1 = 215,959$ ;  $k_2 = -0,133$  e  $k_3 = -0,226$ , para a previsão do módulo resiliente de acordo com os níveis de tensão a serem submetidos o material.



**Figura 4.15 Regressão linear do MR com a tensão desvio - laterita.**

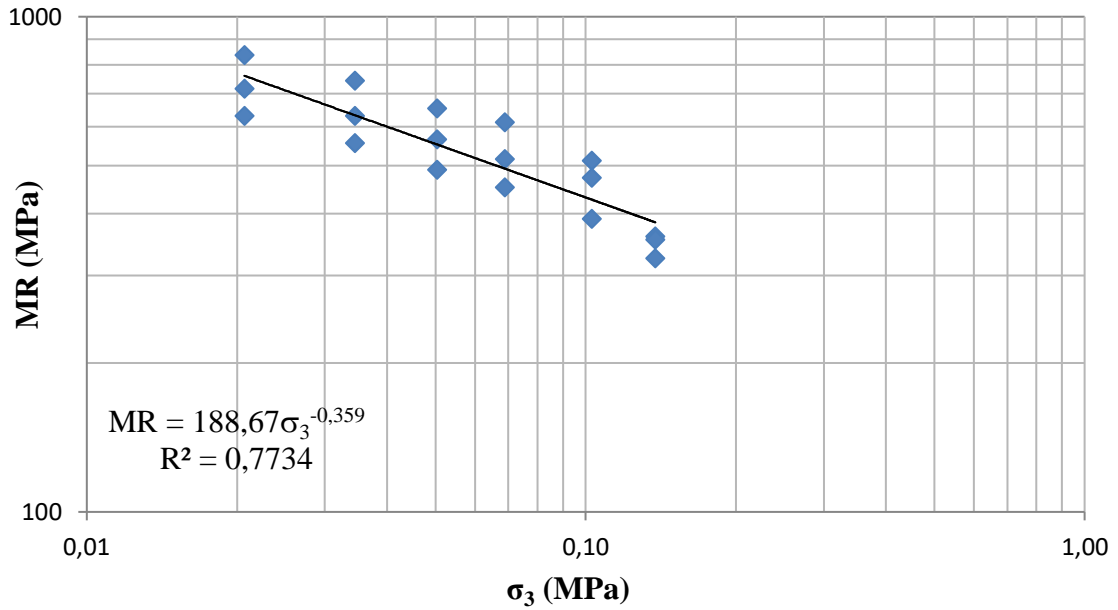


Figura 4.16 Regressão linear do MR com a tensão confinante - laterita.

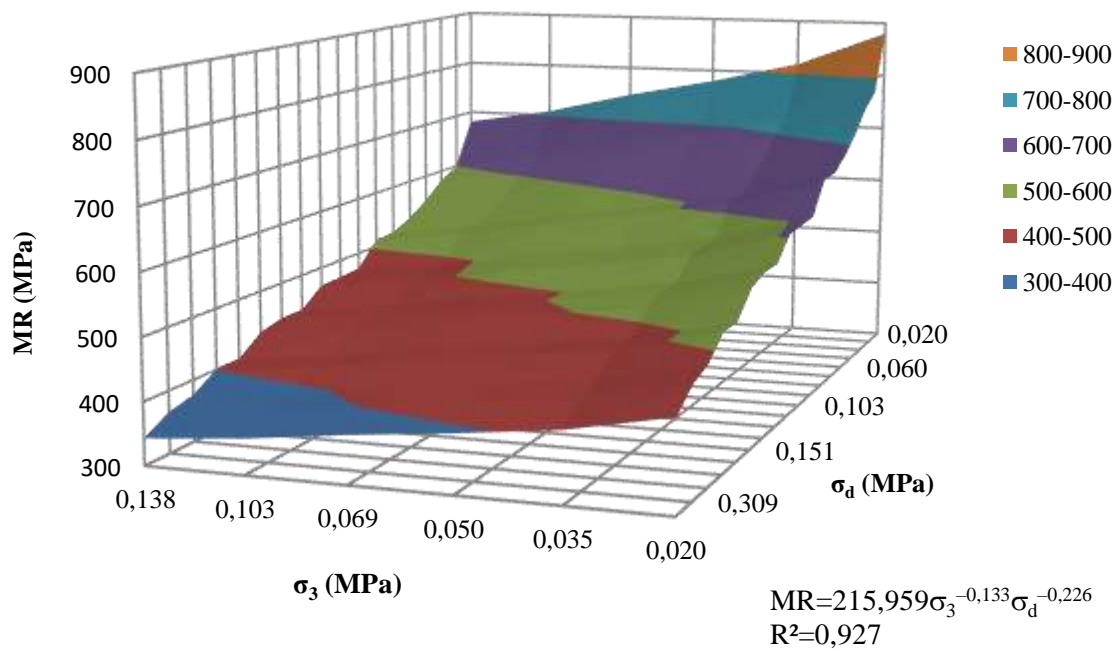


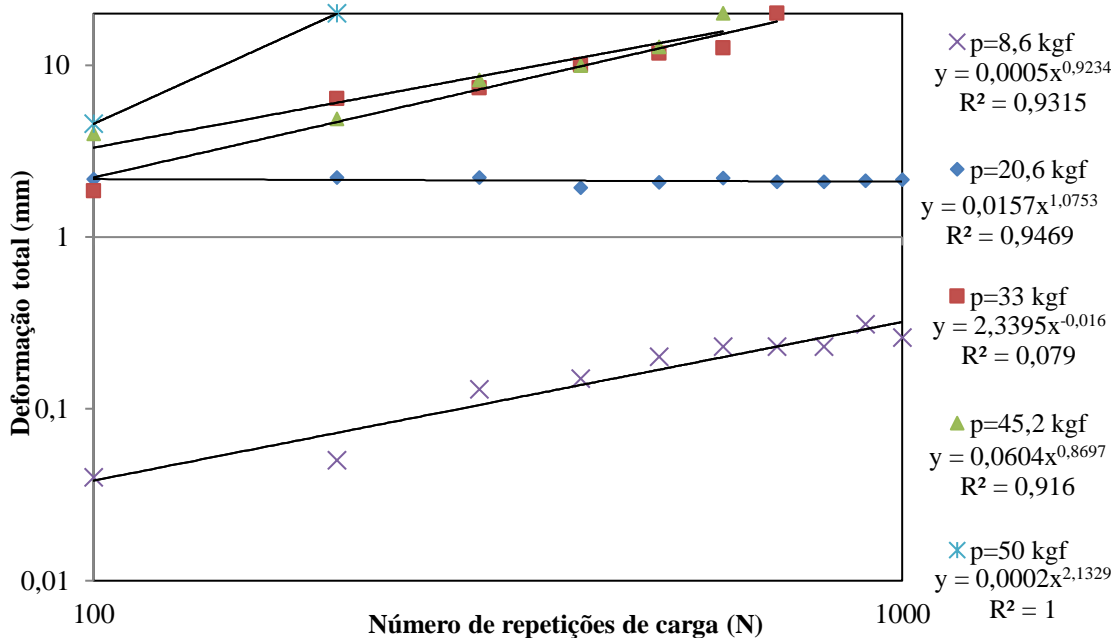
Figura 4.17 Variação do MR no modelo composto - laterita.

## 4.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS SOLOS

### 4.4.1 ENSAIO LWT

Na primeira fase dos ensaios de LWT foram realizadas medições dos afundamentos em cinco estágios de carregamento. O resultado condensado de medições de afundamentos no equipamento LWT para o solo fino e laterita, em função do número de repetições para as cargas de teste, são apresentados no ANEXO III.

Verificou-se que para níveis de tensões elevados (cargas 33; 45,2 e 50 kgf) o solo fino sofreu desgaste excessivo alcançando a ruptura com fragmentação total, representada pela deterioração da espessura total do corpo de prova. Entretanto, na Figura 4.18, em que os níveis de trabalho são mais baixos e não ocorreu rompimento (cargas 8,6 e 20,8), os enquadramentos foram considerados bons apenas utilizando o modelo exponencial de MONISMITH. Os valores de  $R^2$  para os dois primeiros estágios de carregamento foram 0,9315 e 0,9469, respectivamente.

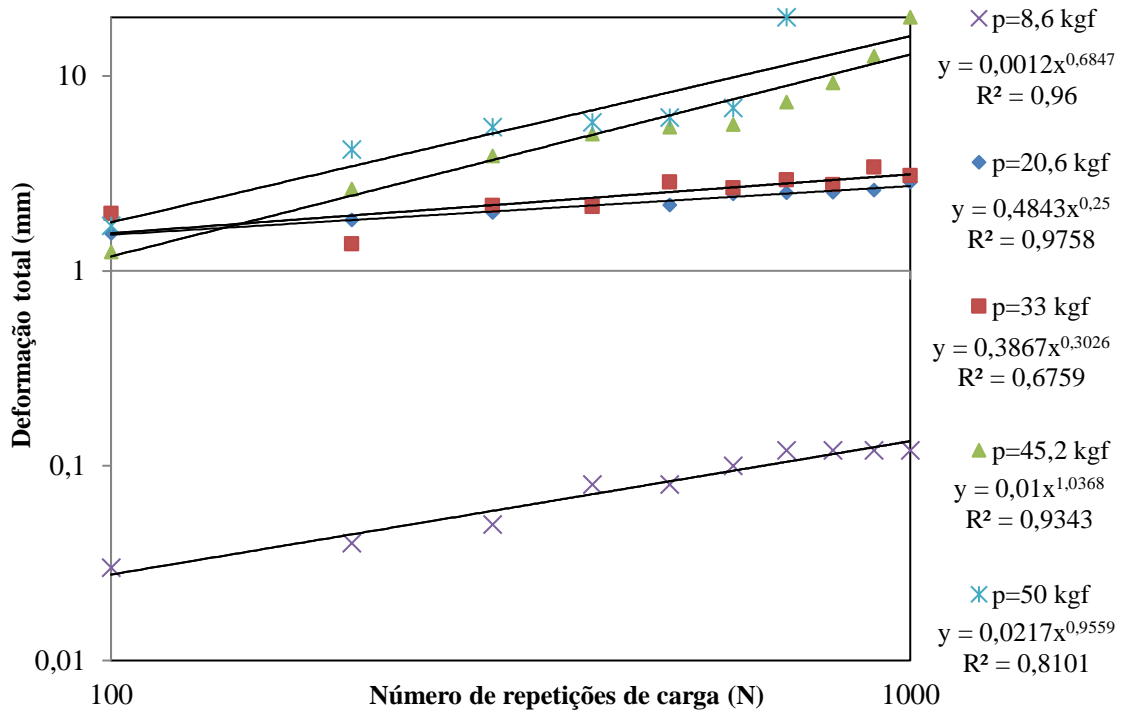


**Figura 4.18 Regressão linear da deformação do solo fino.**

O comportamento da laterita pôde ser analisado a partir dos resultados de deformações totais médias em função do número de ciclos para cada carregamento.

Assim como ocorreu para o solo fino, verifica-se que em altas cargas também há ruptura do corpo de prova de laterita, inclusive com formações de deformações excessivas a partir do

terceiro estágio de carregamento. Novamente constatou-se que para os níveis de tensões mais baixos do ensaio é possível alcançar melhores enquadramentos do modelo simplificado, onde se obteve R<sup>2</sup> na ordem de 0,96 e 0,97 para os dois primeiros estágios de carregamento, respectivamente, como pode ser observado na Figura 4.19.



**Figura 4.19 Regressão linear da deformação da laterita**

O valor da carga 8,6 kgf gerou tensão principal mais próximo de um material de sub-base de rodovia com tráfego moderado. Enquanto que para a carga 20,6 kgf, a tensão principal se aproximou de uma análise de material de base para uma rodovia de tráfego alto, conforme o ensaio convencional de deformação permanente (Tabela 4.7).

Assim, essas cargas poderão ser adotadas como limites mínimo e máximo de trabalho no LWT para a avaliação da deformação permanente nessas condições. Por outro lado, para as cargas elevadas, houve extrapolação nos níveis de tensões. Isso ratifica a faixa trabalho que o equipamento LWT deverá ser usado quando ensaiados corpos de prova in natura visando à avaliação do solo quanto a sua deformação total.

**Tabela 4.7 Comparativo entre as tensões nos ensaios LWT e DP.**

Equipamento LWT			DNIT 179/2018-IE		
P (kgf)	$\sigma_1$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)
			40	40	80

			40	80	120
			40	120	160
			80	80	160
8,6	2,15	215	80	160	240
			80	240	320
			120	120	240
			120	240	360
20,6	5,16	516	120	360	480

Entretanto essa fase limitou-se a menores aplicações de repetições de carga. Tal restrição foi devido à evolução excessiva das deformações, em virtude das grandes cargas e do tipo de confinamento e molde utilizado.

Assim, esse método inviabiliza a avaliação do acomodamento das deformações permanentes com o aumento do número de repetições de carga.

Dessa forma, foi necessária uma segunda fase de ensaios de deformação utilizando o equipamento LWT. Consistiu em submeter os corpos de prova de maiores dimensões que os usados na primeira fase (Figura 4.20). O comprimento do novo corpo de prova permaneceu inalterado em 380 mm, pois a distância percorrida pela roda é a mesma.



**Figura 4.20 Molde do corpo de prova utilizado na segunda fase dos ensaios LWT.**

A largura do CP foi alterada de 50 mm para 100 mm, para que se pudesse aliviar o confinamento lateral. Com isso, a massa de solo no CP pôde se tornar estável com a passagem repetida da roda e sem que ocorresse desmoronamento da lateral do corpo de prova.

A altura do CP pode ser variada, no molde, até 100 mm. Entretanto verificou-se que a altura de 50 mm se tornou suficiente para avaliar as deformações. Também essa altura possibilitou o uso de uma quantidade de material não superior a 4 kg por corpo de prova.

Com isso, foi possível avaliar de forma mais satisfatória a evolução das deformações permanentes ao longo do comprimento da trilha de roda. Além de realizar um controle melhor da tensão lateral de confinamento das laterais do corpo-de-prova; e alcançar maiores repetições de carga.

Foi verificado intervalo de incremento de cerca de 2 kgf de aumento da carga da roda para melhor representar os possíveis estados de tensões a que os materiais estariam submetidos em regime de trabalho em campo, conforme modelo descrito anteriormente.

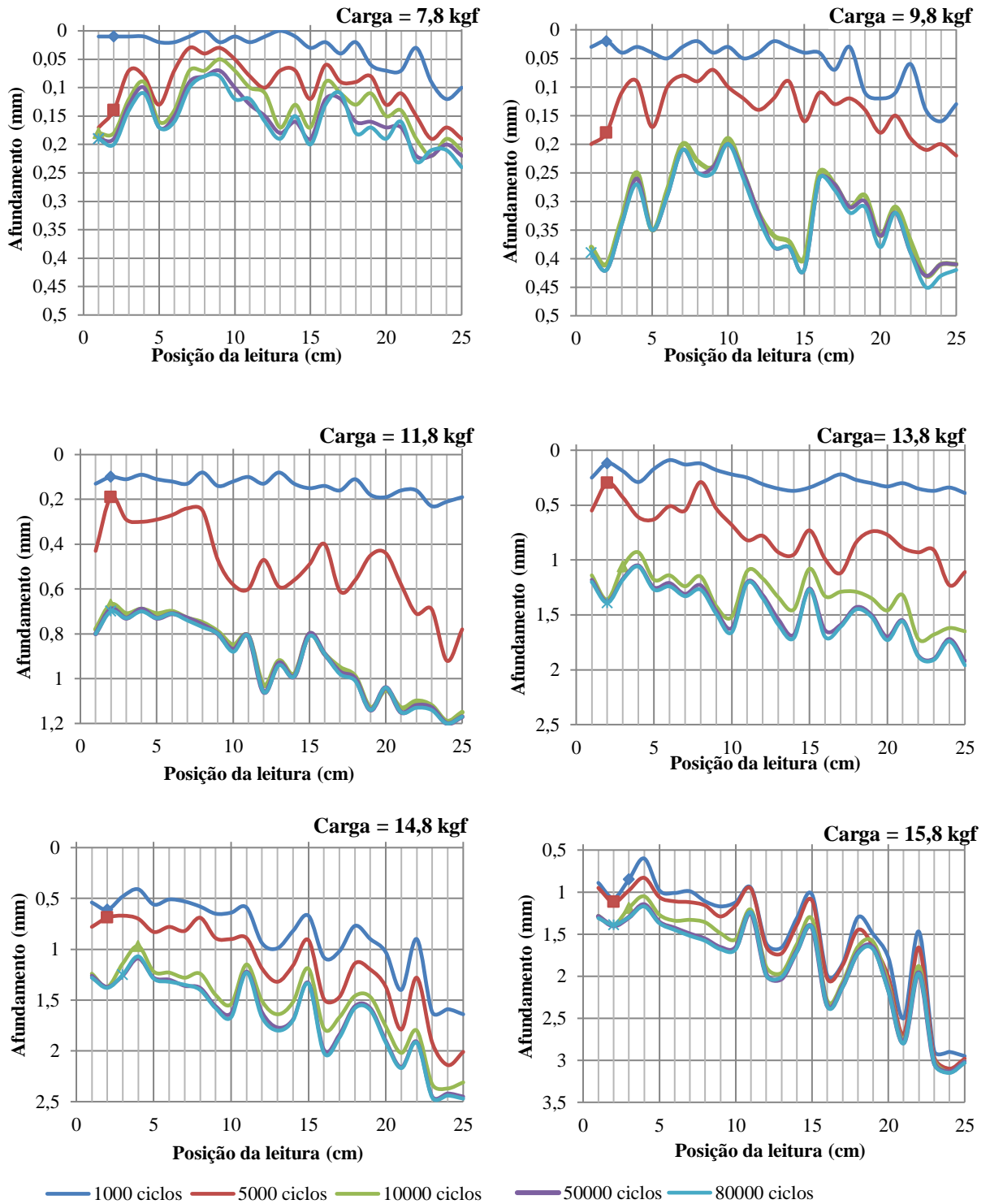
As leituras de afundamento, apesar de diferentes de certa posição na trilha de roda para outra posição, revelaram uma característica de evolução da deformação com tendência de acomodação. Essa tendência se tornava mais evidente à medida que o número de repetições de aplicação da carga aumentava.

Para o solo fino, a evolução da deformação permanente acumulada ao longo da distância percorrida pela roda de teste pode ser visualizada na Figura 4.21. É possível verificar maiores acréscimos de deformação vertical para os menores ciclos de carga.

Assim como ocorre uma tendência de diminuição desse acréscimo de deformação com o aumento de repetições da carga. Esse efeito induz a um princípio de acomodamento das deformações permanentes do material.

Para a carga de 7,8 kgf, a evolução da deformação ao longo do comprimento do CP revelou que, a partir da aplicação de 10.000 ciclos de carga, ocorreu uma tendência de acomodamento dessas deformações. Por exemplo, nas posições 13 e 15 cm, houve aumento significativo do afundamento até 10.000 ciclos.

Apesar de distintos os valores de afundamento em cada ponto, no geral a evolução da deformação com a posição é semelhante para os 10.000 ciclos. Uma possível explicação para essa diferença seria o efeito da rotação de tensões causado pela passagem da roda. Isso provocaria irregularidades de superfície, as quais se mostraram imperceptíveis visualmente para esse estado de tensões.



**Figura 4.21** Evolução dos afundamentos acumulados com a distância no CP – solo fino.



A evolução do afundamento com a carga de 9,8 kgf mostra que, a partir da aplicação de 10.000 ciclos de carga, no geral ocorreu a tendência de acomodamento dessas deformações. Especificamente para as posições 13 e 15 cm, o acomodamento ficou bastante evidente aos 50.000 ciclos de carga.

A partir desse estado de tensões, ocorreu aumento significativo dos afundamentos acumulados quando comparados com a carga inicial de 7,8 kgf. Surgiram, ainda, aumentos de deformação nas extremidades do CP. Um possível motivo para ocorrer esse fenômeno seria que nas extremidades, a roda exerce certa frenagem para retornar à posição anterior, uma vez que o movimento é do tipo vai e vem.

Para a carga de 11,8 kgf, a forma da deformação ao longo do comprimento do CP revelou que, a partir da aplicação de 10.000 ciclos de carga, ocorreu a tendência de acomodamento dessas deformações. Nesse carregamento, as posições 13 e 15 cm não apresentaram as maiores deformações acumuladas da região mediana do CP.

Basicamente para esse estado de tensões, a magnitude do aumento dos afundamentos dobrou quando comparados com a carga anterior de 9,8 kgf. Para a carga de 11,8 kgf, também ocorreram aumentos significativos de deformação nas extremidades do CP.

Com a carga de 13,8 kgf, a tendência de acomodamento das deformações ocorreu a partir da aplicação de 50.000 ciclos de carga. Novamente, para esse estado de tensões, a magnitude do aumento dos afundamentos dobrou quando comparados com o estágio de carregamento anterior de 11,8 kgf. Ainda, as posições 13 e 15 cm não apresentaram os maiores picos de afundamento.

Assim como anteriormente, a evolução dos afundamentos ao longo do comprimento do CP provocada pela carga 14,8 kgf, apresentou uma tendência de acomodamento dessas deformações, a partir da aplicação de 50.000 ciclos de carga.

A magnitude do aumento dos afundamentos na extremidade mais distante do motor rotativo do braço do equipamento foi maior que a extremidade oposta. Tal fato pode ser devido ao efeito do braço do equipamento “puxar” a roda carregada. Contribuindo para isso, há o efeito combinado de frenagem da roda quando chega nessa posição.

Com o carregamento de 15,8 kgf, a tendência de acomodamento das deformações ocorreu a partir da aplicação de 10.000 ciclos de carga. Para essa carga, também houve aumento dos afundamentos acumulados na extremidade mais distante do motor fixado ao braço rotativo do equipamento.

Nessa extremidade, os valores de afundamentos foram bem próximos, independentemente a aplicação de menor ou maiores repetições de aplicação da carga. Porém maiores que os estágios de carregamento anteriores.

As deformações acumuladas com o aumento do número de repetições de aplicação das cargas são representadas na Figura 4.22. As curvas de afundamento com o número de ciclos analisadas nesse capítulo, referem-se às posições 11 a 15 cm.

Essas posições foram tomadas para a análise em virtude de serem localizadas na porção mediana do comprimento do CP e por sofrerem menor influência do efeito de frenagem da roda. As curvas de deformação acumulada para os demais estágios de carregamento e posições do CP constam no ANEXO IV.

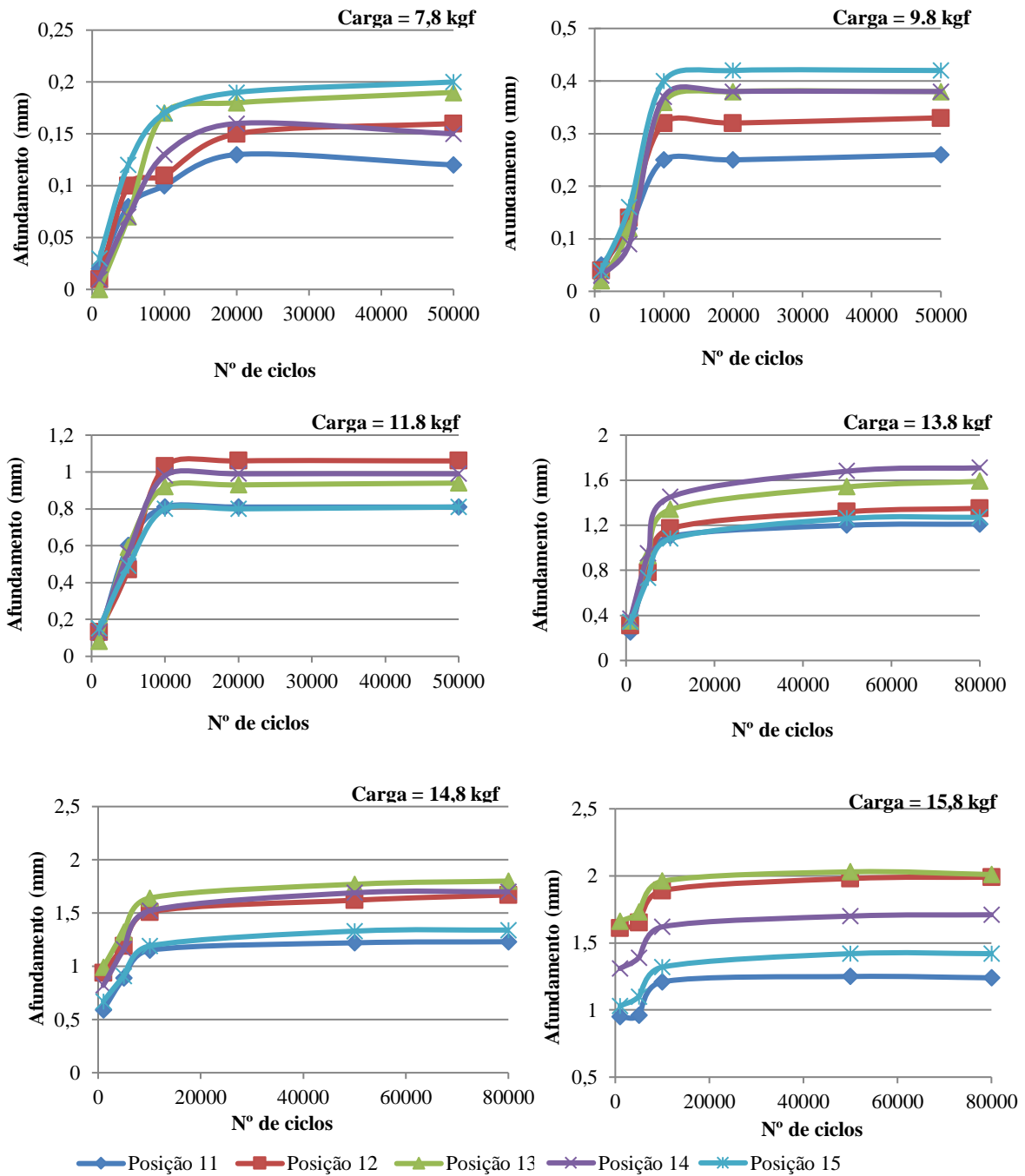
Assim como verificado nas curvas de evolução da deformação, as tendências de acomodamento das deformações ocorreram a partir de 10.000 repetições, para a carga de 7,8 kgf. Para esse carregamento, as deformações alcançaram valores máximos em torno de 0,2mm, nas posições 13 e 15 cm.

Isso corresponderia a um percentual de 0,4 % da altura do CP. Aos 10.000 ciclos, os afundamentos já mediam cerca de 0,17 mm. Esse aumento inicial representou aproximadamente 85% de toda deformação acumulada gerada nesses pontos. Como esperado, o primeiro estágio de carregamento produziu as menores deformações permanentes no CP.

As deformações acumuladas obtidas pelo carregamento de 9,8 kgf mediram em torno de 0,4 mm nas posições 13 e 15 cm, o que representa 0,8 % da altura do CP. Houve tendências de acomodamento das deformações a partir de 10.000 repetições. Praticamente aos 10.000 ciclos as deformações nessas posições alcançaram seus valores máximos, possuindo pequeno acréscimo de deformação com o aumento de repetições.

Para a carga de 11,8 kgf, houve tendências de acomodamento das deformações a partir de 10.000 repetições. Para essa carga, as deformações alcançaram valores próximos de 1,0 mm (posição 13 cm) e 0,8 (posição 15 cm).

Isso corresponderia a um percentual de 2,0 e 1,6 % da altura do CP, respectivamente. Até esse estágio, o solo fino respondeu com aumentos duplicados de deformação total acumulada com o incremento de carga da roda.



**Figura 4.22 LWT - Deformação acumulada nas posições 11 a 15 cm - solo fino.**

Os acomodamentos de deformação com ação da carga de 13.8 kgf ocorreram a partir de 50.000 ciclos. As deformações acumuladas totais nas posições 13 e 15 cm alcançaram 1,6 e 1,2 mm, representando 3,2% e 2,4% da altura do CP. No início do acomodamento, a posição 13 cm já possuía em torno de 93 % da deformação total, enquanto que na posição 15 cm a deformação alcançava quase sua totalidade.

Para a carga de 14,8 kgf, o acomodamento das deformações ocorreu a partir de 50.000 repetições. Para essa carga, as deformações acumuladas alcançaram valores em torno de 1,8 e 1,4 mm, nas posições 13 e 15 cm, respectivamente. Isso corresponderia a aos percentuais de 3,6 e 2,8 % da altura do CP.

Com a aplicação da carga de 15,8 kgf, as deformações acumuladas foram elevadas até 10.000 ciclos, onde se iniciou o processo de acomodamento das deformações plásticas.

Para essa carga, as deformações totais obtidas foram de 2,0 mm e 1,4 mm para as posições 13 e 15 cm, o que corresponderia aos percentuais de 4,0 e 2,8 % da altura do CP.

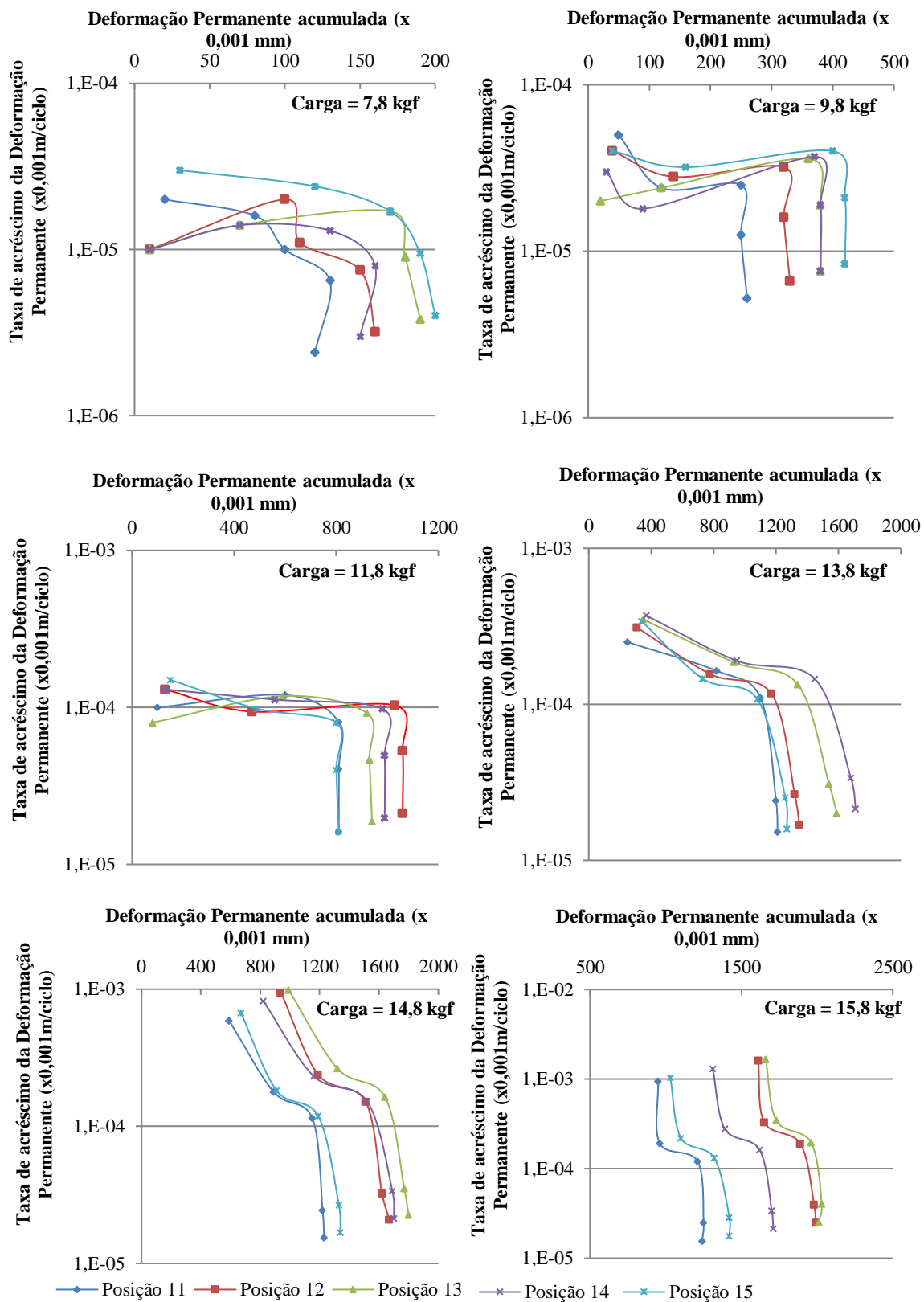
Nota-se que a partir do quarto estágio de carregamento, não houve aumentos significativos de deformação total com os incrementos de carga.

Para a pesquisa de acomodamento das deformações acumuladas (Figura 4.23), verificou-se a taxa de acréscimo de deformação por ciclo em função respectiva da deformação acumulada.

Dessa forma, é possível encontrar um limite de acomodamento plástico (*Shakedown*), conforme explanado por GUIMARÃES (2009), para o solo fino ensaio no equipamento LWT. Esse limite corresponde ao valor da taxa de acréscimo para a qual não há aumentos significativos de deformação plástica.

A pesquisa de acomodamento das deformações permanentes, para a carga 7,8 kgf, revelou que as deformações acumuladas com o aumento do número de repetições, seguem o modelo de acomodamento do tipo AB, segundo a norma DNIT 179/2018 – IE. Esse modelo indica significativas deformações iniciais, seguidas de acomodamento plástico. A indicação de um limite de acomodamento limitou-se a valores entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

O acomodamento das deformações permanentes provocadas pela carga 9,8 kgf, também indicou o modelo de acomodamento do tipo AB. Os resultados mostraram significativas deformações iniciais, seguidas de acomodamento plástico. A taxa de variação da deformação permanente acumulada indica o limite de acomodamento alcançado, cujo valor situou-se entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.



**Figura 4.23 LWT - Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada por ciclo nas posições 11 a 15 cm - solo fino.**

Para a pesquisa de acomodamento das deformações permanentes produzidas pela carga 11,8 kgf, houve a indicação do modelo de acomodamento do tipo AB. Os resultados mostraram significativas deformações iniciais, seguidas de acomodamento plástico. A taxa de variação da deformação permanente acumulada variou entre  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  mm/ciclo, indicando esse limite de acomodamento plástico.

A carga 13,8 kgf, indicou na pesquisa de acomodamento das deformações permanentes, o modelo de acomodamento do tipo AB. A taxa de variação da deformação permanente acumulada indica o limite de acomodamento variando entre  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  mm/ ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

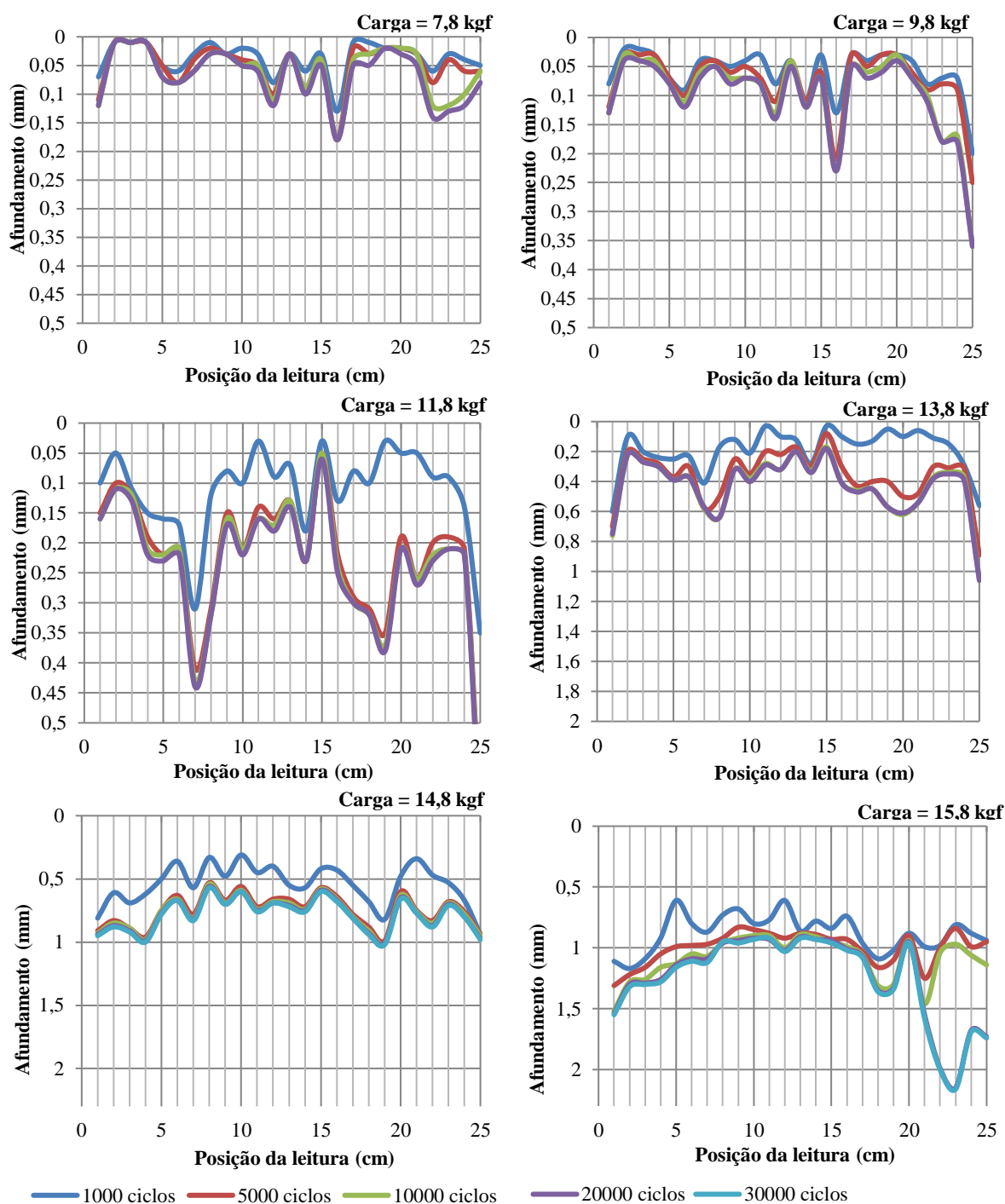
Para o carregamento de 14,8 kgf, o modelo de acomodamento foi o tipo AB. A taxa de variação da deformação permanente acumulada é indicada como o limite de acomodamento, que variou entre  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

Finalmente, para a carga 15,8 kgf, a pesquisa de acomodamento das deformações permanentes também indicou o modelo de acomodamento do tipo AB. Dessa forma, é ratificada a indicação desse modelo de acomodamento para o solo fino testado em equipamento LWT. Para essa carga, a taxa de variação da deformação permanente acumulada variou entre  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

Para todos os estágios de carregamento no ensaio LWT para o solo fino, o limite do *Shakedown* obtido, possui boa aproximação com valores obtidos em pesquisas sobre o tema realizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Para a laterita, a evolução da deformação permanente acumulada ao longo da distância percorrida pela roda de teste (Figura 4.24), também indicou maiores acréscimos de deformação vertical para menores ciclos de carga. Foi verificado que houve tendência de diminuição desse acréscimo de deformação com o aumento de repetições da carga, induzindo a um princípio de acomodamento das deformações permanentes do material.

Para a carga de 7,8 kgf, a evolução da deformação ao longo do comprimento do CP revelou que, a partir da aplicação de 10.000 ciclos de carga, ocorreu uma tendência de acomodamento dessas deformações. Os valores de afundamento em cada posição são diferentes, mas a evolução da deformação é semelhante com o aumento do número de repetições.



**Figura 4.24** Evolução dos afundamentos acumulados com a distância no CP – laterita.

Por exemplo, nas posições 12 e 14 cm ocorrem os maiores afundamentos localizados na porção mediana do CP. Como se observa diferente do que ocorreu com o solo fino, a laterita apresentou, em geral, menores deformações com o aumento do número de repetições de carga.

Com a aplicação da carga de 9,8 kgf, ocorreu uma tendência de acomodamento das deformações a partir de 10.000 ciclos de carga. Os maiores afundamentos registrados na porção central do CP também ocorreram nas posições 12 e 14 cm.

A situação de esforços de frenagem e retorno da roda é evidente na extremidade oposta ao motor de rotação, posição 25. É possível que nessa posição possa ter ocorrido desprendimento de grãos, resultado em um afundamento muito acima dos obtidos nos demais pontos ao longo do comprimento de percurso da roda carregada.

Na aplicação da carga de 11,8 kgf, ocorreu uma tendência de acomodamento das deformações partir da aplicação de 5.000 ciclos de carga. Para a parte central, as posições 12 e 14 cm apresentaram os maiores afundamentos como ocorrido nos estágios de carregamento anteriores.

A situação de esforços de frenagem e retorno da roda também é evidente na extremidade oposta ao motor de rotação, posição 25. Outros pontos de maiores afundamentos são próximos aos limites dos terços médios da superfície do CP (posições 7 e 19 cm).

O efeito da carga de 13,8 kgf indicou tendência de acomodamento das deformações partir da aplicação de 10.000 ciclos de carga. A formação dos afundamentos iniciou uma tendência mais constante para as posições centrais do CP.

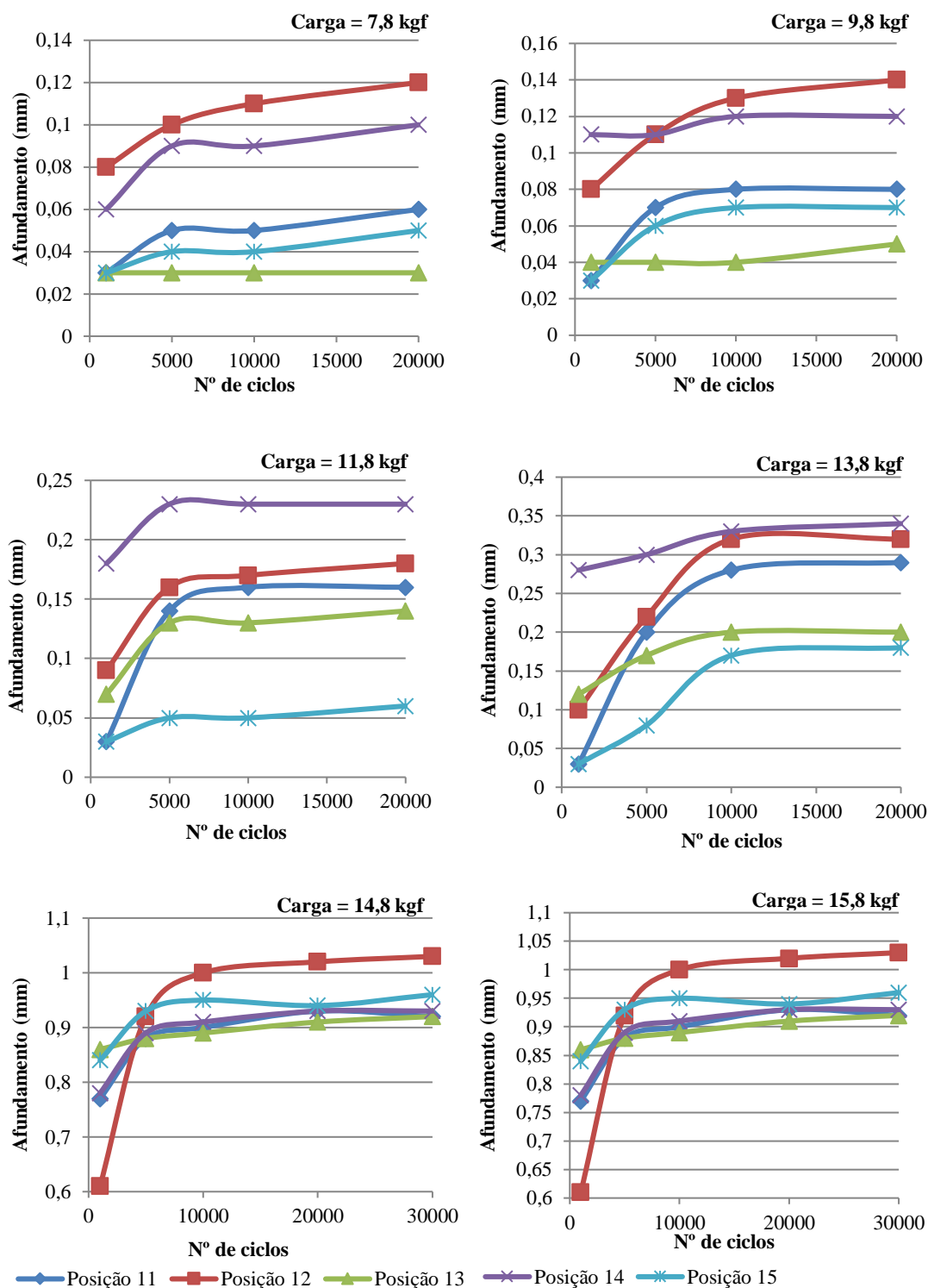
Ainda nessa porção, as posições 12 e 14 cm apresentaram maior deformação. A extremidade na posição 25 cm continua sendo crítica quanto à excessiva deformação permanente.

Ao se aplicar a carga de 14,8 kgf, o início da fase de acomodamento se deu a partir de 5.000 ciclos. Nesta situação, a formação dos afundamentos se fez de uma maneira mais constante em praticamente a totalidade da superfície do CP, exceto as extremidades. Os intervalos de variação entre os menores e maiores afundamentos não foram discrepantes.

A carga de 15,8 kgf provocou o início da fase de acomodamento a partir de 10.000 ciclos. Nesta situação, a formação dos afundamentos também se fez de forma mais constante, exceto na extremidade das posições 23 a 25. É possível que o efeito de frenagem e retorno da roda tenha influenciado nesse estágio de carregamento.

As deformações acumuladas com o aumento do número de repetições de aplicação da carga são representadas na Figura 4.25. A avaliação das deformações se fez na parte central do corpo de prova, entre as posições 11 a 15 cm.





**Figura 4.25 LWT - Deformação acumulada nas posições 11 a 15 cm – laterita.**

Assim como ocorreu com o solo fino, essa área central mostrou que os afundamentos são menos influenciados pelo movimento de frenagem na roda, que ocorre nas extremidades.

Os demais afundamentos registrados nas posições 1 a 10 cm e 16 a 25 cm, constam no ANEXO VI.

Na aplicação da carga 7,8 kgf, visualizam-se tendências de acomodamento das deformações a partir de 10.000 repetições, como mostrado anteriormente nos gráficos de evolução de afundamento.

Para essa carga, as deformações alcançaram, aos 20.000 ciclos, valores de 0,12 mm e 0,1 mm; para as posições 12 e 14 cm, respectivamente. Valores que correspondem a um percentual de 0,24 e 0,2 % da altura do CP. No início da fase a acomodamento as deformações passavam de 90% do afundamento total acumulado.

Para a carga de 9,8 kgf, houve tendência de acomodamento das deformações acumuladas a partir de 10.000 repetições. Com esse carregamento, as deformações nas posições 12 e 14 cm alcançaram aos 20.000 ciclos, valores em torno de 0,14 a 0,12 mm. Isso corresponderia a um percentual de 0,28 e 0,24 % da altura do CP.

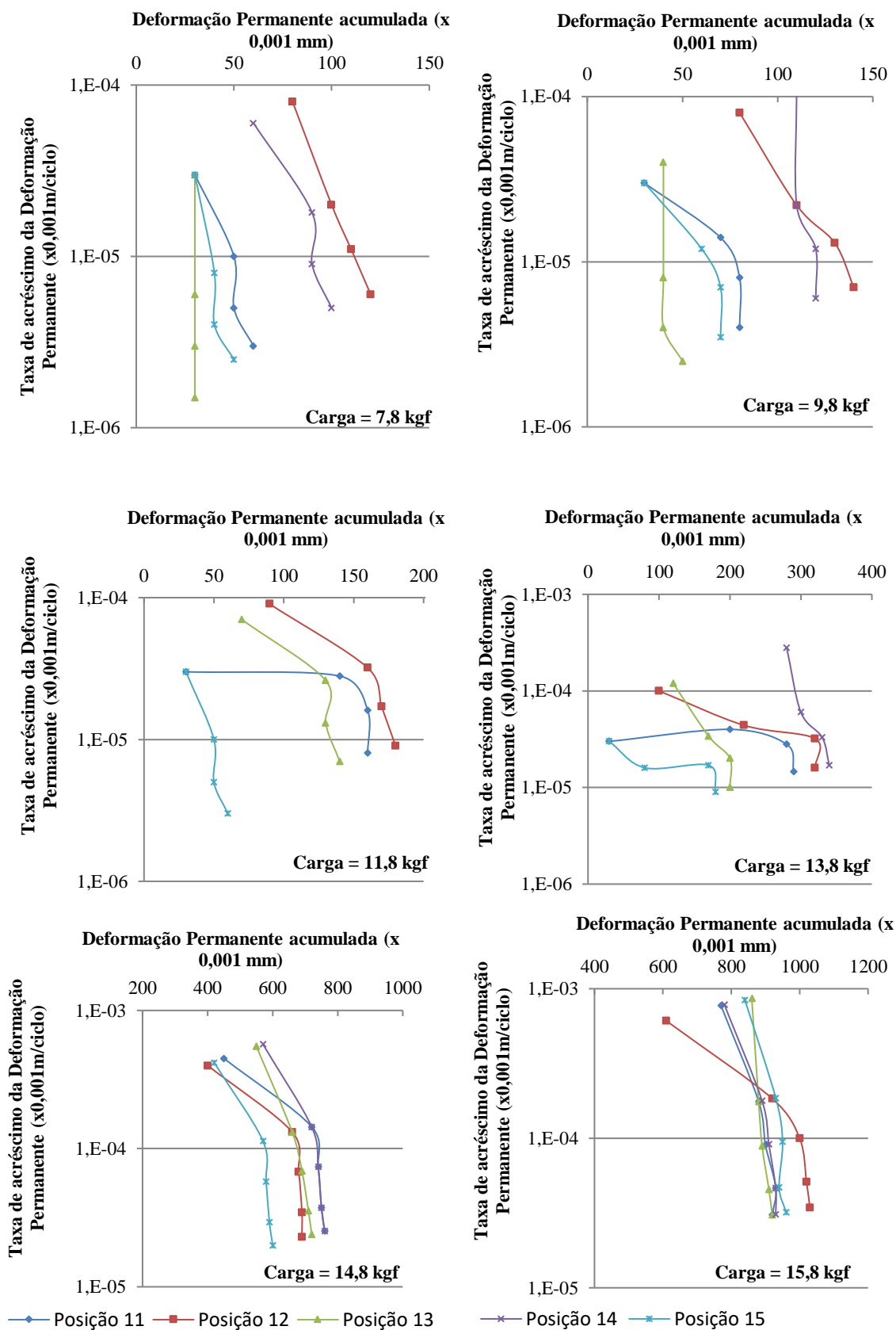
Com a aplicação da carga de 11,8 kgf, as deformações acumuladas tendiam ao acomodamento a partir de 5.000 repetições. Para essa carga, as deformações alcançaram valores em torno de 0,18 e 0,23 mm, nas posições 12 e 14 cm. O percentual correspondente da altura do CP é de 0,36 e 0,46 %.

A carga de 13,8 kgf produziu deformações que tenderam ao acomodamento a partir de 10.000 repetições. Nesse estágio, as deformações alcançaram valores em torno de 0,32 e 0,34 mm, nas posições centrais 12 e 14 cm. Valores que correspondem a um percentual de 0,64 e 0,68 % da altura do CP.

As deformações acumuladas produzidas pela carga de 14,8 kgf apresentaram tendência de acomodamento a partir de 10.000 repetições. Para esse estágio de carregamento, as deformações alcançaram, nas posições 12 e 14 cm, valores em torno de 1,03 e 0,9 mm aos 30.000 ciclos. Valores correspondentes a um percentual de 2,06 e 1,8 % da altura do CP.

Finalmente, para a carga de 15,8 kgf, as deformações acumuladas tenderam ao acomodamento a partir de 10.000 repetições. Para essa carga, as deformações alcançaram valores em torno de 1,03 a 0,93 mm. Esses afundamentos correspondem a um percentual de 2,06 e 1,86 % da altura do CP.

A pesquisa de acomodamento das deformações permanentes, para as posições centrais do CP (posição 11 a 15 cm) são representadas na Figura 4.26. No ANEXO VI encontram-se as demais curvas de taxa de acréscimo de deformação por ciclo para de terminação do limite de *Shakedown*.



**Figura 4.26** LWT - Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada por ciclo nas posições 11 a 15 cm – laterita.

A aplicação da carga 7,8 kgf indicou o modelo de acomodamento do tipo AB. A taxa de variação da deformação permanente acumulada determina o limite de acomodamento, o qual variou entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo, como taxa de acréscimo de deformação permanente. Valores com boa aproximação em relação aos obtidos em ensaios triaxiais convencionais de carga repetida.

A pesquisa de acomodamento das deformações permanentes para carga 9,8 kgf indicou o modelo de acomodamento do tipo AB. O limite de acomodamento alcançado variou entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

Ao ser aplicada a carga 11,8 kgf, o modelo de acomodamento obtido foi o tipo AB. O limite de acomodamento alcançado variou entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

A pesquisa de acomodamento das deformações permanentes para carga 13,8 kgf indicou o modelo de acomodamento do tipo AB. O limite de acomodamento alcançado variou entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

A variação do acréscimo de deformações permanentes com a aplicação da carga 14,8 kgf, conduziu ao modelo de acomodamento do tipo A. O limite de acomodamento alcançado variou entre  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  mm/ciclo de taxa de acréscimo de deformação permanente.

Para a carga de 15,8 kgf, também ocorreu indicativo do modelo de acomodamento do tipo A. O limite de acomodamento alcançado variou entre  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  de taxa de acréscimo de deformação permanente.

Assim como nos ensaios típicos de deformação permanente em equipamentos triaxiais de cargas repetidas, foi verificado o aumento exponencial da deformação permanente com o número de repetição de aplicação de carga, nos ensaios com o equipamento LWT, para o solo fino e laterita. À medida que se aumentava a quantidade de ciclos, a deformação total tende a um valor mais constante.

Obviamente, era de se esperar que a resposta de cada solo fosse distinta, considerando sua granulometria, plasticidade, resiliência e composições mineralógicas diferentes. Assim, o solo fino se mostrou mais deformável que a laterita para quaisquer cargas e número de ciclos. Entretanto, o solo fino tende ao acomodamento das deformações. Isso pode ter relação com o aumento da rigidez que o solo vai adquirindo com a compactação produzida pela passagem repetida da roda carregada. Essa condição contribuiria para o aumento do módulo de resiliência do solo, com o número de ciclos de carregamento.

Para esse ensaio, entende-se como menor número de repetições no regime do ensaio, a quantidade de ciclos menores que 10.000 repetições, e maiores repetições no regime, uma

quantidade de ciclos maior que 50.000. O valor de 10.000 ciclos se mostrou, na maior parte dos ensaios, como sendo o início do acomodamento plástico das deformações.

Na curva de deformação permanente acumulada ao longo da distância percorrida pela roda de teste é possível visualizar maiores valores de deformação vertical para menores ciclos de carga e uma tendência a diminuição do acréscimo de deformação com o aumento de repetições de carga, induzindo a um princípio de acomodamento das deformações permanentes do material.

#### 4.4.2 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

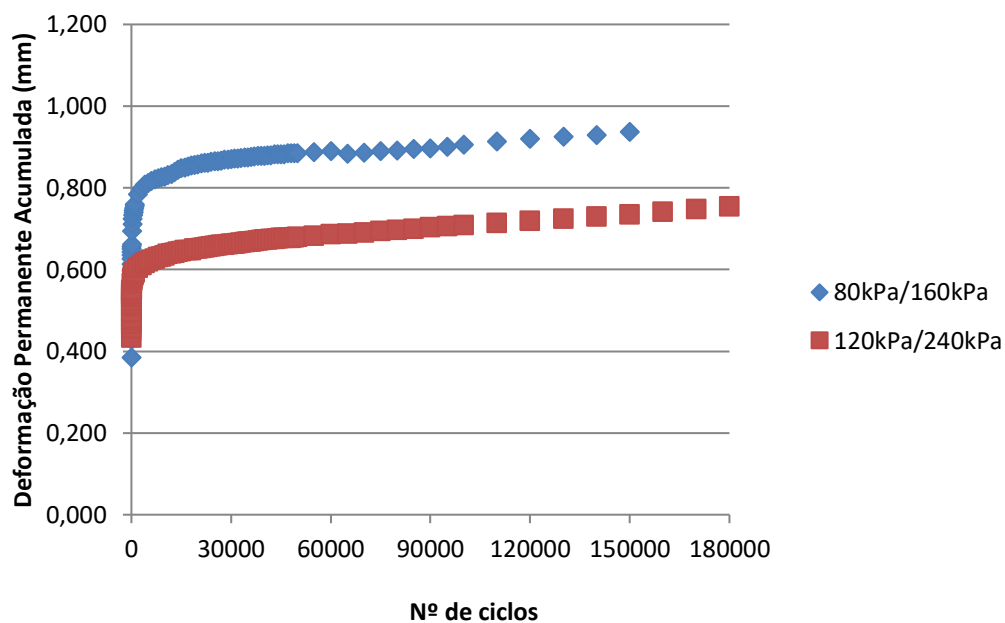
Para os ensaios de deformação permanente em equipamento triaxial de carga repetida foram utilizados pares de tensões mais próximos dos possíveis estados de tensão a serem submetidos aos solos estudados quando aplicados em campo. Esses pares referem-se a materiais a serem aplicados em sub-base rodoviária, considerando tráfego moderado e pesado. Essa situação representaria a rodovia BR-163/PA localizada na região da qual foram estudados os solos.

Assim foram utilizados os pares de tensões da norma DNIT 179/2018-IE:  $\sigma_3=80$  kPa/ $\sigma_1=160$  kPa; e  $\sigma_3=120$  kPa/ $\sigma_1=240$  kPa. Para cada material buscou-se determinar a deformação permanente e verificar o efeito do acomodamento das deformações plásticas.

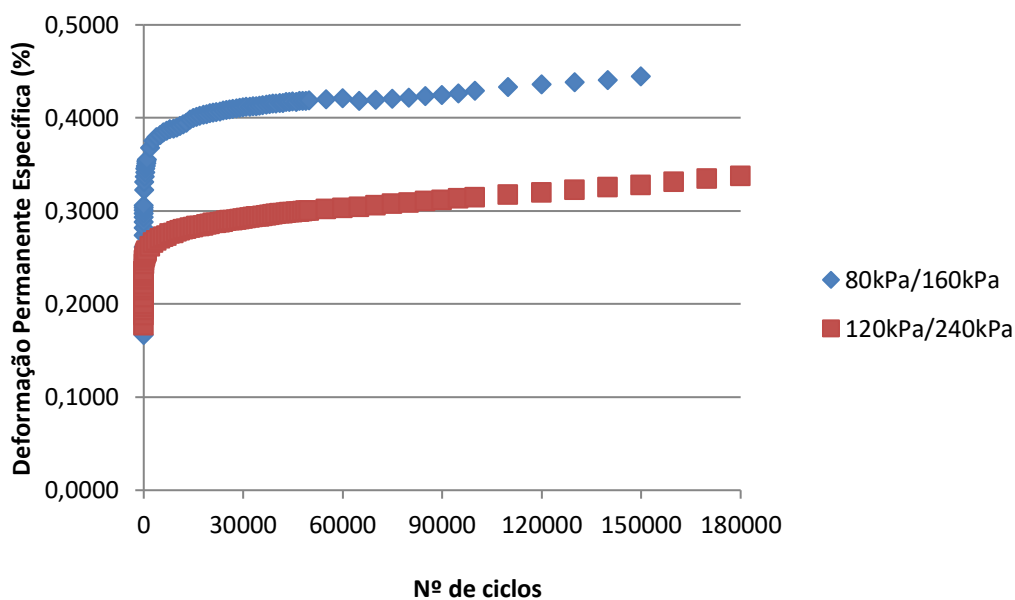
Para a pesquisa de *Shakedown*, a norma DNIT 179/2018-IE indica quatro modelos de acomodamento: modelo “A” quando ocorre acomodamento plástico e não haverá problemas de afundamento no pavimento (possui curva próxima de uma vertical); modelos “B” e “C” quando ocorre escoamento plástico e conseqüente contribuição para a deformação permanente (possui curva próxima de uma assíntota ou curva horizontal); modelo “AB” quando ocorrem significativas deformações iniciais seguidas de acomodamento plástico (possui curva ondulada com decaimento próximo de uma vertical).

A deformação permanente acumulada do solo fino indicou que esse material, para o estado de tensões a que foi submetido, deforma-se gradativamente com o aumento do número de ciclos.

Assim possui menores deformações para baixas repetições de carga e para maiores repetições, torna-se mais deformável, sem apresentar um patamar definido de acomodamento das deformações aos 150.000 ciclos de carga. A Figura 4.27 apresenta os resultados de deformação permanente do solo fino, considerando os estados de tensão atuantes.



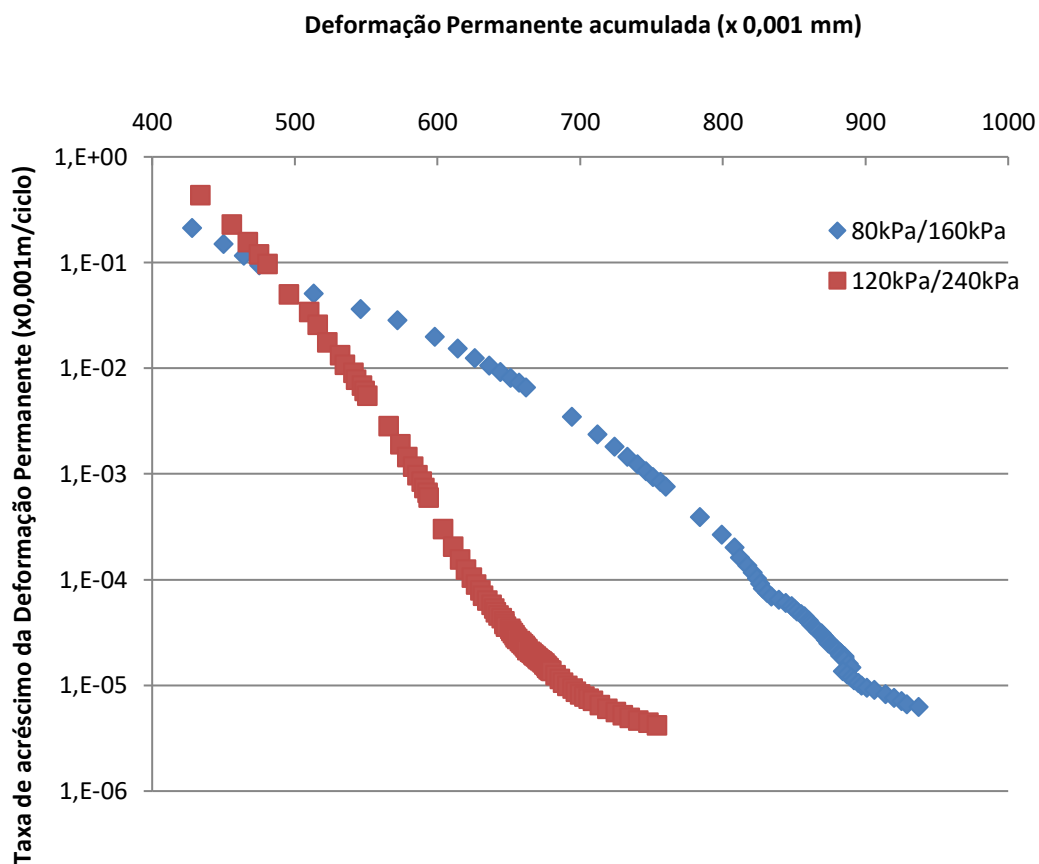
(a)



(b)

**Figura 4.27** Ensaio de deformação permanente do solo fino: a) Deformação permanente acumulada; b) Deformação permanente específica

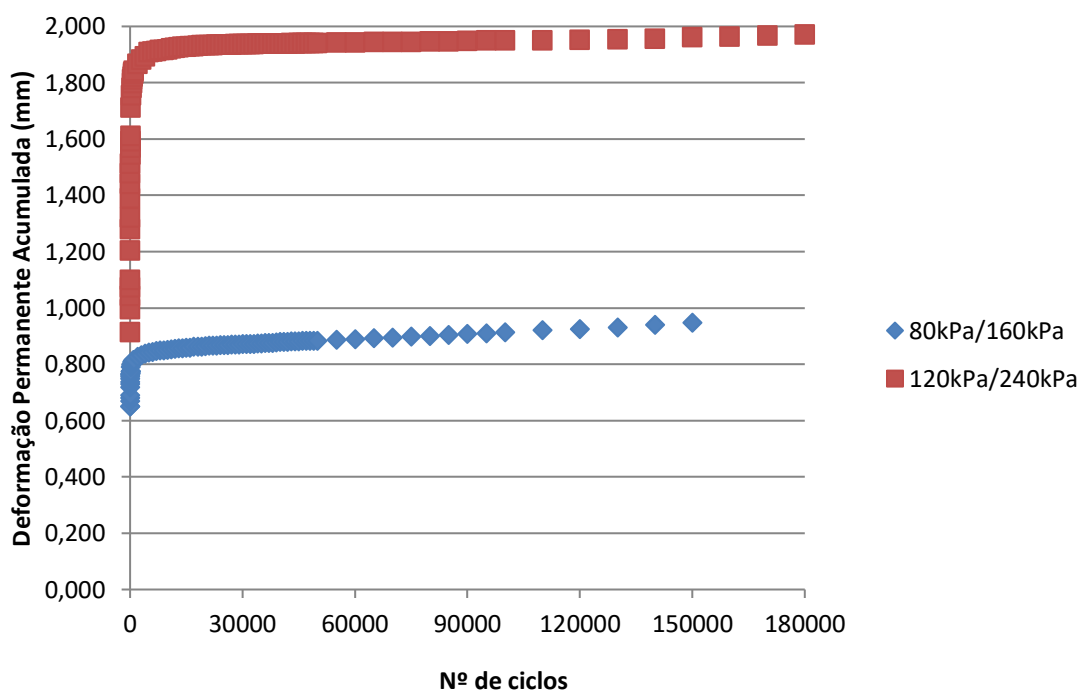
A pesquisa de acomodamento das deformações plásticas indicou um limite do *Shakedown* com taxa de acréscimo das deformações atingindo valores entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  mm/ciclo. Os modelos de acomodamento foram: modelo AB para as tensões 80 kPa/160kPa; e modelo B para as tensões maiores 120 kPa/240 kPa, conforme Figura 4.28.



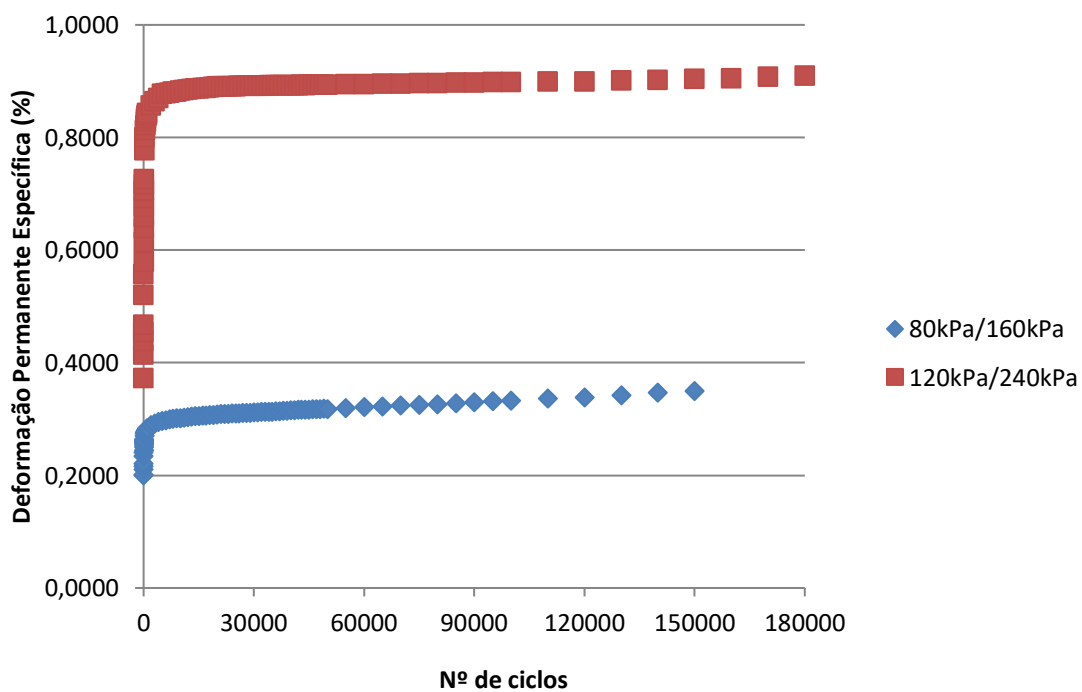
**Figura 4.28** Pesquisa do acomodamento das deformações plásticas do solo fino.

A deformação permanente acumulada da laterita indicou que esse material, para o estado de tensões a que foi submetido, deforma-se mais para os primeiros números de ciclos, permanecendo com o aumento não muito significativo para maiores repetições de carga.

Assim possui maiores deformações para baixas repetições de carga, e para maiores repetições, torna-se menos deformável, apresentando um patamar bem definido de acomodamento das deformações aos 150.000 ciclos de carga. A Figura 4.29 apresenta os resultados de deformação permanente da laterita, considerando os estados de tensão atuantes.



(a)



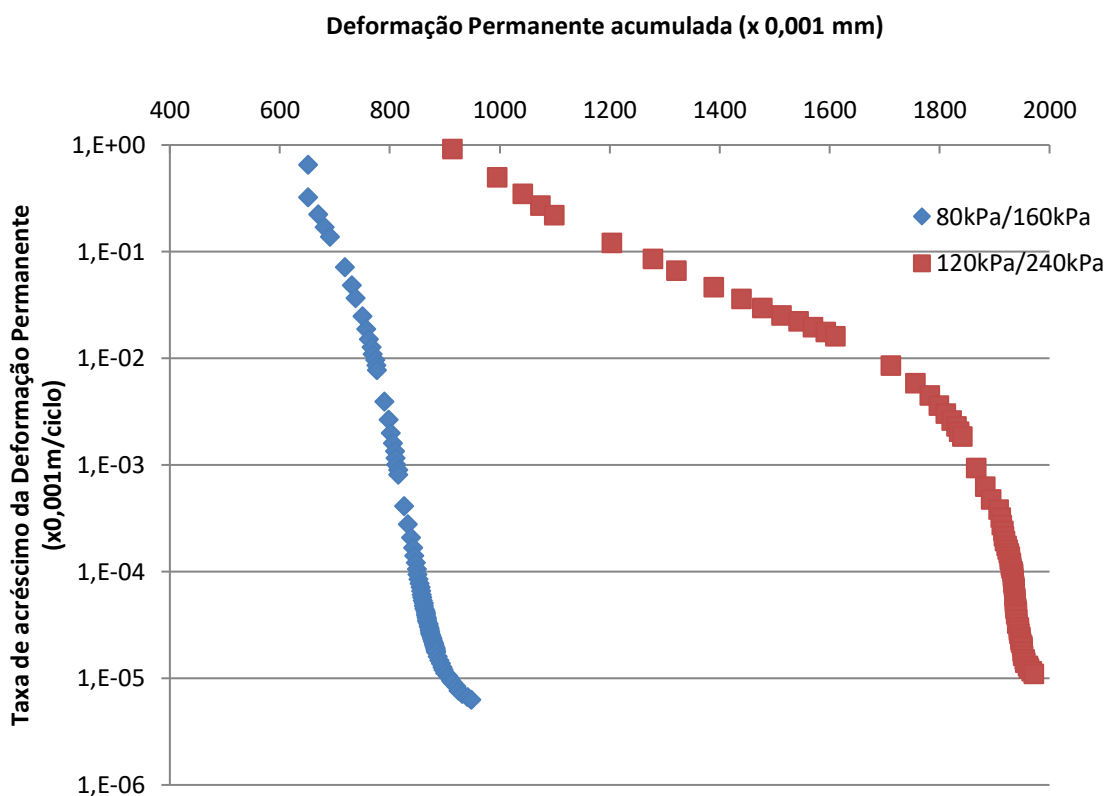
(b)

**Figura 4.29** Ensaio de deformação permanente da laterita: a) Deformação permanente acumulada; b) Deformação permanente específica

A pesquisa de acomodamento das deformações plásticas, para a laterita, indicou um limite do *Shakedown* com taxa de acréscimo das deformações atingindo valores entre  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$



mm/ciclo. Os modelos de acomodamento identificados foram: modelo tipo A para as tensões 80 kPa/160kPa; e modelo AB para as tensões maiores 120 kPa/240 kPa, conforme Figura 4.30.



**Figura 4.30** Pesquisa do acomodamento das deformações plásticas da laterita.

A partir dos ensaios dos resultados dos ensaios de deformação permanente, determinaram-se os parâmetros ou coeficientes de deformação permanente do modelo de GUIMARÃES (2009), Eq. 4.1.

$$\varepsilon_p = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (4.1)$$

Onde:

$\varepsilon_p$ : deformação permanente em forma de taxa percentual.

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ : parâmetros de regressão não-linear.

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

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

N: número de ciclos de repetição de carga

$\rho_0$ : pressão de referência (atmosférica)

Utilizando a técnica de regressão não linear múltipla, buscou-se a correlação entre o número de ciclos de repetição de carga e as tensões desvio e confinantes atuantes no CP. Esses coeficientes permitirão estimar a deformação permanente dos solos tropicais constituintes de pavimentos.

Na Tabela 4.8 estão indicados os parâmetros de deformação permanente, obtidos a partir dos ensaios de convencionais de cargas repetidas.

**Tabela 4.8** Parâmetros de Deformação Permanente do Modelo GUIMARÃES (2009).

Solo	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	$R^2$
Laterita	0,338832	1,063702	-0,448616	0,036600	0,959471
Solo fino	0,246221	0,994152	-0,514583	0,043881	0,983460

Observa-se um enquadramento de melhor acurácia do solo fino em relação à laterita. Isso se verifica pelo valor obtido do coeficiente de determinação  $R^2$  do solo fino (0,983) comparado ao da laterita (0,959). Isso pode ser devido à sensibilidade na variação de umidade dos CP's de laterita. Porém o enquadramento no modelo proposto por GUIMARÃES (2009), para ambos os materiais, reafirma a adequada aplicabilidade da formulação com objetivo de estimar a deformação permanente de solos tropicais constituintes de pavimentos.

Considerando todas as questões anteriormente tratadas nesse capítulo, e realizando análise das relações entre os ensaios de deformação permanente convencional e os ensaios de LWT, algumas questões poderão ser avaliadas.

Para a laterita, a Tabela 4.9 indica a razão entre os parâmetros de deformação específica obtidos nos ensaios de deformação permanente e nos ensaios de deformação com o equipamento LWT.

**Tabela 4.9** Razão entre deformação específica nos ensaios de deformação da laterita.

	Ensaio DP 80/160	Ensaio DP 120/240
Ensaio LWT 7,8 kgf	1,46	3,79
Ensaio LWT 9,8 kgf	1,25	3,25
Ensaio LWT 11,8 kgf	0,76	1,98
Ensaio LWT 13,8 kgf	0,52	1,34
Ensaio LWT 14,8 kgf	0,17	0,44
Ensaio LWT 15,8 kgf	0,17	0,44

Os resultados de deformação específica do ensaio de deformação permanente com as tensões 80/160 kPa possuem melhor relação (0,76) com os resultados do ensaio LWT com a

carga 11,8 kgf. Para o ensaio de DP com as tensões 120/240 kPa, a melhor razão (1,34) seria com o ensaio LWT com carga 13,8 kgf.

Ainda não se pode afirmar que essas razões seriam uma espécie de coeficiente de correlação entre os dois ensaios. Porém há um indicativo que os níveis de tensões entre esses ensaios podem estar equivalentes.

A Tabela 4.10 indica, para a laterita, a razão entre os limites de *shakedown* obtidos nos ensaios de deformação permanente e nos ensaios de deformação com o equipamento LWT.

**Tabela 4.10** Razão entre limites de *shakedown* nos ensaios de deformação da laterita.

	Ensaio DP 80/160	Ensaio DP 120/240
Ensaio LWT 7,8 kgf	6,67	6,67
Ensaio LWT 9,8 kgf	4,00	4,00
Ensaio LWT 11,8 kgf	3,33	3,33
Ensaio LWT 13,8 kgf	1,11	1,11
Ensaio LWT 14,8 kgf	0,50	0,50
Ensaio LWT 15,8 kgf	0,32	0,32

Nessa comparação, a razão (1,11) entre o limite de acomodamento nos dois ensaios de DP e o limite encontrado no ensaio LWT para a carga 13,8 mostra ser significativa. Entretanto, independentemente do estágio de tensão usado no ensaio de DP, a razão obtida com o ensaio LWT permaneceu a mesma. Apesar dessas razões não serem coeficientes de correlação entre os ensaios, elas indicam que há relações entre esses ensaios.

Para o solo fino, as razões entre os resultados obtidos nos ensaios de deformação são indicadas nas Tabelas 4.11 e 4.12.

**Tabela 4.11** Razão entre deformações específicas nos ensaios de deformação do solo fino.

	Ensaio DP 80/160	Ensaio DP 120/240
Ensaio LWT 7,8 kgf	1,11	0,84
Ensaio LWT 9,8 kgf	0,53	0,40
Ensaio LWT 11,8 kgf	0,21	0,16
Ensaio LWT 13,8 kgf	0,13	0,10
Ensaio LWT 14,8 kgf	0,12	0,09
Ensaio LWT 15,8 kgf	0,11	0,08

As razões entre os resultados de deformação nos ensaios de DP e LWT indicaram para o solo fino que apenas no primeiro estágio de carregamento ocorre uma equivalência. Entretanto deve-se ressaltar que a forma com que a carga de move ao logo do CP do solo fino em conjunto com a superfície do solo fino oferecer menor atrito com roda devido sua textura, pode

influenciar nesses níveis de deformação menores. Dessa forma, pode se explicar um como um motivo que ocasionou razões menores entre os ensaios de deformação.

**Tabela 4.12** Razão entre limites de *shakedown* nos ensaios de deformação do solo fino.

	Ensaio DP 80/160	Ensaio DP 120/240
Ensaio LWT 7,8 kgf	2,50	1,67
Ensaio LWT 9,8 kgf	1,15	0,77
Ensaio LWT 11,8 kgf	0,50	0,33
Ensaio LWT 13,8 kgf	0,40	0,26
Ensaio LWT 14,8 kgf	0,39	0,26
Ensaio LWT 15,8 kgf	0,39	0,26

Na avaliação das razões entre os limites de *shakedown* nesses ensaios, o ensaio de LWT com carga 9,8 kgf se aproxima dos resultados obtidos nos ensaios de DP convencional. Para os maiores estágios de carregamento do LWT (13,8 kgf; 14,8 kg e 15,8 kgf), as razões entre os limites de acomodamento das deformações passaram a ser constantes.

Assim, não é possível indicar um coeficiente de correlação direta entre os ensaios. Porém há um indicativo que para maiores estágios de carregamento que existe uma relação entre os limites de *shakedown* mesmo aumentando a carga da roda de teste.

#### 4.4.3 ESTIMATIVA DE CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO PELO MEDINA

Foram simulados cenários de dimensionamento pelo programa MeDiNa utilizando os resultados dos ensaios da laterita e do solo fino para uso como camada de sub-base. Do banco de dados do programa, foram escolhidos materiais compatíveis com os especificados no projeto de pavimentação da BR 163/PA, para serem usados nas demais camadas da estrutura.

O relatório de atualização do remanescente do projeto executivo da BR 163/PA, fornece informações de estudos de tráfego (Tabela 4.13), a partir a abertura do tráfego em 2013, que não ocorreu, e estimativas para o ano de 2021 e 2026, já com a rodovia possivelmente em operação.

**Tabela 4.13** Número de Repetições N (USACE).

Número N Acumulados BR 163/PA		
2013	2021	2026
$7,7 \times 10^6$	$6,0 \times 10^7$	$1,0 \times 10^8$

Esse relatório indica uma taxa de crescimento do volume de tráfego na ordem de 4,5% ao ano considerando a não abertura do tráfego em 2013. Esse crescimento é devido à consolidação do tráfego vindo do Mato Grosso e a aceleração do crescimento das cidades do Pará que margeiam a rodovia ou que estejam na área de influência da via.

Para a estimativa de crescimento do tráfego classificado para o trecho, esse relatório indica a evolução apresentada na Tabela 4.14.

**Tabela 4.14** Crescimento do tráfego classificado BR 163/PA. (DNIT-SR/PA, 2017)

Ano	Passageiro	Camionetas	Ônibus			Caminhões													Motocicletas	Total
			2C	3C	4C	2C	3C	2S1	2S2	2S3	3S2	3S3	2C2	2C3	3C2	3C3	Bitrem	Flodotrem		
2007	18	85	16	0	0	45	116	0	60	170	2	19	0	0	0	14	742	73	18	1.377
2008	18	88	17	0	0	47	121	0	247	179	2	20	0	0	0	15	868	85	18	1.726
2009	19	92	17	0	0	49	127	0	347	188	2	21	0	0	0	16	980	97	19	1.975
2010	20	97	18	0	0	51	133	0	417	197	2	22	0	0	0	16	1.082	107	20	2.181
2011	21	101	19	0	0	53	139	0	470	206	2	23	0	0	0	17	1.175	116	21	2.362
2012	22	106	20	0	0	56	145	0	513	214	2	24	0	0	0	18	1.260	124	22	2.525
2013	23	110	21	0	0	58	151	0	549	222	2	25	0	0	0	19	1.340	132	23	2.675
2014	24	115	22	0	0	61	157	0	580	231	2	26	0	0	0	20	1.413	139	24	2.814
2015	25	120	23	0	0	64	163	0	608	239	2	27	0	0	0	20	1.482	146	25	2.945
2016	26	126	24	0	0	66	169	0	635	247	2	28	0	0	0	21	1.483	146	26	3.000
2017	27	131	25	0	0	69	175	0	664	255	2	30	0	0	0	22	1.483	146	27	3.058
2018	29	137	26	0	0	73	182	0	694	263	3	31	0	0	0	23	1.483	146	29	3.117
2019	30	144	27	0	0	76	188	0	725	271	3	33	0	0	0	24	1.483	146	30	3.179
2020	31	150	28	0	0	79	195	0	757	279	3	34	0	0	0	25	1.483	146	31	3.243
2021	33	157	30	0	0	83	202	0	791	287	3	36	0	0	0	27	1.483	146	33	3.309
2022	34	164	31	0	0	87	209	0	827	295	3	37	0	0	0	28	1.484	146	34	3.378
2023	36	171	32	0	0	90	217	0	864	303	3	39	0	0	0	29	1.484	146	36	3.450
2024	37	179	34	0	0	95	224	0	903	311	3	41	0	0	0	30	1.484	146	37	3.524
2025	39	187	35	0	0	99	232	0	944	320	4	42	0	0	0	32	1.484	146	39	3.602
2026	41	195	37	0	0	103	240	0	986	328	4	44	0	0	0	33	1.484	146	41	3.682
2027	42	204	39	0	0	108	248	0	1.031	337	4	46	0	0	0	35	1.485	146	42	3.766
2028	44	213	40	0	0	113	256	0	1.077	345	4	48	0	0	0	36	1.485	146	44	3.853
2029	46	223	42	0	0	118	265	0	1.126	354	4	50	0	0	0	38	1.485	146	46	3.944
2030	48	233	44	0	0	123	274	0	1.176	363	4	53	0	0	0	40	1.485	146	48	4.038
2031	51	244	46	0	0	129	283	0	1.229	372	5	55	0	0	0	41	1.486	146	51	4.137
2032	53	254	48	0	0	134	293	0	1.284	381	5	58	0	0	0	43	1.486	146	53	4.239

Ainda que a rodovia esteja no nível de serviço C, a estimativa futura que passe e mantenha-se no nível de serviço D, para os segmentos ondulados. Esse nível é considerado como aquele com fluxo de alta densidade de tráfego, com sensação de velocidade de percurso restrita e a sensação de conforto e comodidade dos usuários é reduzida. O fator de veículo (FV)

obtido para o trecho entre os anos de 2012 e 2021 foi de 14,78 e a estimativa da divisão bidirecional foi de 50% do volume em cada faixa de tráfego, para um período de projeto de 10 anos. Com esses dados, realizou-se a alimentação do programa com os dados dos estudos de tráfego.

Os dados dos materiais para compor a estrutura do pavimento foram utilizados do banco de dados do programa, como também utilizados os valores obtidos em ensaios de laboratório. Para as camadas de revestimento, base e subleito foram tomados valores do banco de dados e para a camada de sub-base, utilizou-se os dados dos ensaios realizados na pesquisa.

Para uma melhor simulação da estrutura do pavimento, foram escolhidos do banco de dados os materiais com características mais próximas dos previstos no projeto da rodovia.

O dimensionamento prevê um período de projeto de 10 anos, um número N de  $7,79 \times 10^7$ , média de precipitação anual de 2000 mm. Para a camada de revestimento, é previsto concreto betuminoso usinado a quente, faixa “B” e “C”, com adição de polímero.

Para as camadas granulares, a base será estabilizada granulometricamente com mistura de 20% Solo, 70% Brita (50% Brita 1 + 10% Brita 0 + 10% Pó de brita) e 10% Areia. Para a Sub-base também há previsão de estabilização granulométrica com mistura de 55% Solo e 25% Brita e 20% Areia.

O pavimento da pista a ser implantada deverá ser executado sobre subleito constituído de materiais com ISC maior ou igual a 6% e expansão menor ou igual a 2%.

Considerando esses aspectos, no projeto da rodovia, o dimensionamento pelo método do DNER, versão 2006, resultou em um revestimento com 12,5 cm de espessura e uma camada de base com 15 cm e uma sub-base de 24 cm de espessura.

Para a simulação de uma estrutura semelhante pelo método MeDiNa (Figura 4.31), adotou-se como materiais, pertencentes ao banco de dados, um revestimento de concreto asfáltico modificado e camadas de materiais granulares. Nas camadas de base e sub-base foram adotadas misturas de solo e brita nas proporções mais próximas de previstas em projeto. A base sendo uma mistura de solo LG' e 70% de brita, e a sub-base como mistura de solo LG', 30% de brita e 10% de areia.

MeDiNa - v.1.1.2.0 - abr/2019  
 Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA    MODELAGEM    RESULTADOS

RESPONSÁVEL: jean.veloso    EMPRESA: DME

PROJETO: BR 163/PA (Novo Progresso/Trilha)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO MODIFICADO	Classe 2	12,5	6743	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Solo Brita - M3 (G' s: 1521)	15,0	398	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Solo Brita - M5 (G' s: 1521)	24,0	385	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS	0,0	189	0,45

**Figura 4.31** Simulação MeDiNa com pavimento semelhante proposto em projeto.

Para esse cenário, a avaliação da estrutura inferiu, com nível de confiabilidade de 95%, uma área trincada estimada de 99% no fim do período de projeto e 6,2 mm de afundamento por trilha de roda. A espessura da camada de revestimento teria que ultrapassar o limite máximo de 15 cm do programa. Assim, o método orienta que se revisem as camadas.

Pelo valor obtido de área trincada, muito elevada, verifica-se a inviabilidade de se utilizar as espessuras dimensionadas pelo método adotado em projeto, considerando o elevado tráfego previsto para a rodovia. Ao final de período de projeto, o revestimento estaria completamente danificado. Em relação à deformação permanente, o valor 6,3 mm se aproxima de um valor admissível de 10 mm. Não verificassem, ao final de período de projeto grandes problemas com afundamento por trilha de roda para o cenário simulado.

No cenário da Figura 4.32, para que se obtenha uma área trincada, por exemplo, em torno de 30% e um afundamento por trilha de roda de 2,6 mm, ao fim da vida de projeto; seria necessário projetar uma estrutura mais robusta. Nessa situação, poderia ser projetada outra camada de 10,0 cm de concreto asfáltico comum sob o revestimento de 15 cm de asfalto modificado de alto módulo. Assim como aumentar a espessura das camadas granulares para 30 cm.

MeDiNa - v.1.1.2.0 - abr/2019  
 Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA    MODELAGEM    RESULTADOS

RESPONSÁVEL: jean.veloso    EMPRESA: DME

PROJETO: BR 163/PA (Novo Progresso/Trilha)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO MODIFICADO	Alto Módulo - EVA	15,0	10982	0,30
2	CONCRETO ASFÁLTICO	Classe 3	10,0	5764	0,30
3	MATERIAL GRANULAR	Solo Brita - M3 (G' s: 1521)	30,0	398	0,35
4	MATERIAL GRANULAR	Solo Brita - M5 (G' s: 1521)	30,0	385	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS	0,0	189	0,45

**Figura 4.32** Simulação MeDiNa com modificação do revestimento.

É possível que uma solução nesse formato possa causar surpresa do ponto de vista executivo, sendo uma rodovia no meio da Amazônia. Entretanto, por essa via transitam bi trens carregado de soja, entre outros.

Para cenários considerando as características dos materiais analisados na presente pesquisa, haveria substituição do material de sub-base pela laterita ou solo fino estudados.

Na possibilidade da laterita substituir o solo brita da sub-base, a estrutura do pavimento se configuraria conforme indicado na Figura 4.33.



CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASPÁLTICO MODIFICADO	Classe 2	12,5	6743	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Solo Brita - M3 (d <sub>15</sub> : 152)	15,0	398	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Laterita	24,0	580	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS	0,0	189	0,45

**Figura 4.33** Simulação MeDiNa com substituição do material da sub-base pela laterita.

Por essa solução, a área trincada alcançou 99% no fim de período de projeto. Entretanto realizando a substituição do solo brita pela laterita estudada, o afundamento de trilha de roda reduziu de 6,3 mm para 4,6 mm, valor total esse admissível para o pavimento. Esse cenário indicou que a espessura máxima admitida pelo programa foi alcançada sem redução da área trincada do revestimento.

Assim ficou evidente que o uso de um solo laterítico com comportamento mecânico satisfatório e que alcança o acomodamento das deformações plásticas, pode contribuir para reduzir a deformação permanente total ao fim do período do projeto.

Para o caso dessa simulação, mesmo alterando o material de sub-base, não houve redução de área trincada. Para o estudo de redução dessa patologia deverá ser investigada a melhor solução dos materiais de revestimento, uma vez que o trincamento ocorre normalmente por fadiga do revestimento frente a altas repetições de carga.

Substituindo o material da sub-base pelo solo fino estudado, obtém-se a configuração da estrutura do pavimento indicada na Figura 4.34.



MeDiNa - v.1.1.2.0 - abr/2019  
Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA    MODELAGEM    RESULTADOS

RESPONSÁVEL: jean.veloso    EMPRESA: INE

PROJETO: BR 163/PA (Novo Progresso/Trairão)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO MODIFICADO	Classe 2	12,5	6743	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Solo frita - M3 (0,6' m:1521)	15,0	398	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Solo fino	24,0	450	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso H5'	0,0	189	0,45

**Figura 4.34** Simulação MeDiNa com substituição do material da sub-base pelo solo fino.

Nesse cenário, a avaliação da estrutura indicou, com nível de confiabilidade de 95%, uma área trincada estimada de 99% no fim do período de projeto. O afundamento por trilha de roda resultou em 4,5 mm, valor esse muito próximo do alcançado pela laterita. A espessura da camada de revestimento teria que ultrapassar o limite máximo de 15 cm do programa. Assim, o método orienta que se revisem as camadas.

Assim como ocorreu com o uso da laterita, o solo fino mostrou bom desempenho mecânico na contribuição da deformação permanente total do pavimento. Mesmo utilizando, nas simulações com o MeDiNa, as mesmas espessuras de camadas granulares dimensionadas pelo método do DNER, a laterita e o solo apresentaram comportamento satisfatório quanto à deformação permanente. Nessas situações ocorre indicação indireta, pelo programa, para se rever a camada de revestimento, por ser a responsável direta pela fadiga por trincamento.

Finalmente ao simular o uso da laterita na camada de base e o solo fino como sub-base, a configuração estrutural se apresentou conforme representado na Figura 4.35.

MeDiNa - v.1.1.2.0 - abr/2019  
Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA    MODELAGEM    RESULTADOS

RESPONSÁVEL: jean.veloso    EMPRESA: INE

PROJETO: BR 163/PA (Novo Progresso/Trairão)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO MODIFICADO	Classe 2	12,5	6743	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Laterita	15,0	580	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Solo fino	24,0	450	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso H5'	0,0	189	0,45

**Figura 4.35** Simulação MeDiNa com substituição do material da sub-base pelo solo fino e da base pela laterita

Nesse cenário, o uso da laterita como material de base e o solo fino como material de sub-base reduziu para 2,4 mm a deformação permanente total. Entretanto a área trincada

permaneceu em 99% no final do período de projeto. Novamente percebe-se que a laterita e o solo possuem, pela análise do programa, comportamento satisfatório quanto à contribuição da deformação permanente total.

Nesse caso, as espessuras determinadas pelo método do DNER para as camadas granulares satisfazem as deformações permanentes totais admissíveis abaixo de 10 mm, do método MeDiNa.

A solução para a área trincada recai no estudo de mudança de material e espessura da camada de revestimento. O estudo das camadas de revestimento não é o foco do presente trabalho. Entretanto deve-se atentar para a necessidade de revisão da camada de revestimento, pois se trata de uma obra real em fase de pavimentação.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A pesquisa buscou avaliar o comportamento mecânico de dois tipos de solos para sub-base rodoviária de um trecho da BR163/PA, localizado na região sudoeste do Pará. Foram verificados, para uma laterita pedregulhosa e um solo fino, os parâmetros de caracterização, classificação e composição química. Para a avaliação do comportamento mecânico, foram analisados os aspectos resilientes e de deformação permanente em ensaios convencionais e no equipamento LWT.

Ressalta-se que apesar das dificuldades na coleta e transporte das amostras por se tratar de uma região de difícil acesso, houve uma grande colaboração de várias Instituições. A coleta das amostras contou com o apoio do 8º Batalhão de Engenharia e Construção do Exército de Santarém/PA mobilizou pessoal do IME no Rio de Janeiro, do 2º Grupamento de Engenharia do Exército em Manaus/AM, do Destacamento Xingu do 8º BEC em Moraes Almeida, distrito de Itaituba/PA.

Ainda em virtude das grandes distâncias entre locais de coleta e os locais de análise, destacou-se a participação de vários laboratórios de pesquisa do País afim de que se pudessem executar os ensaios. Nessa fase, foi imprescindível a colaboração do laboratório de análise minerais do CPRM em Manaus, do laboratório de solos do IFPA em Belém, do laboratório de pesquisa da Via 040 em Belo Horizonte, do laboratório de pavimentação da COPPE/UFRJ e do laboratório de materiais e de pavimentação do IME.

Os resultados da caracterização mostraram que os dois solos possuem uma graduação aberta revelada pela análise granulométrica. Na laterita, isso é verificado pelos percentuais de pedregulho (53,52%) e de argila (27,36). No solo fino, os maiores percentuais são de argila (47,58) e de areia média (32,56). Essa composição granulométrica afeta o melhor entrosamento entre os grãos ocasionando mais porosidade quando da mistura com água. Com essa característica, esses materiais não seriam uma primeira opção para uso nas camadas do pavimento.

O índice de plasticidade da laterita (34,8%) e do solo fino (25,80) indica materiais de alta plasticidade. Essa característica pode ser explicada também pelo percentual de argila presente nesses materiais. Com altos valores de IP, os dois solos seriam tratados como muito deformáveis para uso em pavimentação, podendo ser excluídos desse tipo de emprego.

Nos ensaios de compactação, consideram-se razoáveis os valores da massa específica aparente seca máxima da laterita (1,88 g/cm<sup>3</sup>) e do solo fino (1,64 g/cm<sup>3</sup>). Entretanto as

umidades ótimas da laterita (18,2 %) e do solo fino (22,2 %) indicam a necessidade de mais quantidade de água para envolver a grande fração fina presente nos dois solos.

Porém cuidados devem ser tomados na quantidade de água calculada de compactação a fim de evitar a passagem do teor de umidade para o ramo úmido da curva de compactação. Isso se observou nos primeiros CP's de laterita na fase condicionamento do ensaio de MR.

Os valores de expansão obtidos da laterita (0,06 %) e do solo fino (2,00 %) indicaram característica dos solos de comportamento laterítico para a laterita e de comportamento não laterítico para o solo fino. Entretanto quando compactados e não submetidos à saturação, ambos apresentaram bons comportamentos para serem utilizados em pavimentação.

A análise química quantitativa da laterita indicou uma relação molecular sílica sesquióxido de ferro alumínio de 0,79 e sílica alumina de 1,43. Dessa forma, a laterita foi classificada como um solo laterítico muito intemperizado. Isso a indicaria para uso em pavimentação.

O solo fino apresentou relação sílica sesquióxido de ferro alumínio (4,21) e sílica alumina (4,58) que o classificou como um solo não laterítico pouco intemperizado. Essa classificação, não indicaria o solo fino para uso como camadas do pavimento.

A visualização da microscopia e a análise química qualitativa indicou que a laterita possui formação estrutural e presença de minerais típicos dos solos lateríticos. No solo fino, não ficou evidente o mesmo tipo de forma presente na laterita, mas seus minerais presentes são típicos de solos lateríticos.

As classificações tradicionais SUCS e HRB, indicaram que a laterita é recomendável para uso na pavimentação. Porém, o solo fino foi considerado impróprio para utilização em pavimentos rodoviários. Atenção se deve a classificação unificada que apresentou a laterita com uma classificação transicional entre pedregulho argiloso e pedregulho siltoso. O solo fino foi classificado como silte altamente compressível. Explicação pode ser dada pela atividade da argila presente ativa não ser elevada mesmo com um percentual considerado de fração de argila nesses materiais.

A classificação MCT da fração fina da laterita (LG') e do solo fino (NG') confirma considerável fração de argila nesses materiais. Por essa classificação, inicialmente apenas a laterita seria indicada à pavimentação. Ressalva se faz com as amostras do solo fino que apresentou enquadramento próximo de um solo argiloso de comportamento laterítico. Dessa forma, seu comportamento torna-se semelhante à fração fina da laterita.

Essa semelhança nas características foi verificada também pelo comportamento mecânico observado nos ensaios de cargas repetidas. A laterita e o solo fino apresentaram valores de

módulo de resiliência médios, respectivamente, 580 Mpa e 450 Mpa. Resultados que indicariam os dois materiais para pavimentação.

Assim, os ensaios de MR demonstraram boa aplicabilidade de ambos os solos para camadas de sub-base. Para a laterita, como forma de melhoramento de seu comportamento resiliente, é possível indicar a estabilização com acréscimo de fração de areia, pois como essas amostras apresentaram uma graduação aberta, pode ter provocado uma eminente falta de resistência ainda na fase de condicionamento no ensaio de MR. Há de se chamar atenção que essa fase utiliza os mesmos níveis de tensões para camadas de base e sub-base.

Os melhores enquadramentos em modelos de regressão linear ratificaram a grande influência da tensão desvio no valor do MR em ensaios com solos com grande fração fina. Para o solo fino o melhor enquadramento foi no modelo argiloso, enquanto que a laterita se enquadrou melhor no modelo composto.

Nos ensaios de deformação permanente, a laterita apresentou deformações permanentes específicas maiores (0,910%) que o solo fino (0,338%), nos estágios de tensão mais elevados (120/240 kPa). Isso pode ser devido à variação do teor de umidade dos corpos de prova nesses ensaios. Pequenas variações na umidade para o ramo úmido da curva de compactação geraram maiores deformações. Para os estágios de carregamento menores (80/160 kPa), a laterita deformou menos que o solo fino.

Para esse estágio de tensão as deformações específicas da laterita e do solo fino resultaram, respectivamente, 0,350 % e 0,445 %. Esses percentuais indicariam, pelo modelo de GUIMARÃES (2009), a contribuição na deformação permanente de cada camada.

Para a laterita, considerando a espessura da sub-base dimensionada com 24 cm, a contribuição na deformação permanente total do pavimento seria de 0,84 mm. Valor esse plenamente admissível para esse material ser usado na camada do pavimento.

A contribuição do solo fino para a deformação permanente da mesma camada de sub-base seria de 1,07 mm. Assim, esse solo também teria um indicativo de uso na camada do pavimento.

A pesquisa de acomodamento das deformações permanentes, nos ensaios de DP, revelou que ambos os solos alcançam o *shakedown* entre as taxas de acréscimo de deformação de  $10^{-5}$  e  $10^{-6}$  mm/ciclo. Essa característica indicariam os dois solos para uso na sub-base. Com as camadas granulares sendo convenientemente protegidas por um revestimento adequadamente dimensionado e sistemas de drenagem, ocorreriam as deformações permanentes previstas ao longo do período de projeto, mas esses afundamentos se estabilizariam ao fim do período de projeto.

A simulação de cenários de dimensionamento com o programa MeDiNa complementou as análises do comportamento dos dois solos para uso na camada de sub-base. Mesmo utilizando o banco de dados para camada de revestimento e de base, foi possível obter em ordem de grandeza as deformações quando se modifica o tipo de solo da sub-base.

Pelo MeDiNa, ambos os solos poderiam ser usados na sub-base. A deformação permanente total do pavimento não alcançou 5 mm, usando laterita ou o solo fino. Na hipótese de empregar a laterita na camada de base e o solo fino na sub-base, as deformações permanentes totais do pavimento diminuíram para menos de 3 mm. Assim pelo programa MeDiNa, não houve restrição em se utilizar os solos pesquisados nas camadas do pavimento. A grande restrição se deu na camada de revestimento, que deveria ser redimensionada.

Nos ensaios de LWT houve comportamento semelhante de ambos os materiais quanto à forma e magnitude do afundamento da trilha de roda. Porém observações podem ser feitas em relação ao alcance do acomodamento das deformações plásticas. A laterita, em geral, alcançou o acomodamento com número de repetições menores que do solo fino, considerando a mesma carga de teste.

Os ensaios no equipamento LWT demonstraram a possibilidade de submeter corpos de prova de solos in natura a carregamentos repetidos. Para menores níveis de tensão e repetição de carga, ocorrem os melhores enquadramentos em modelos de regressão linear, considerando as hipóteses de simplificação utilizadas. Para os maiores níveis de tensão e maiores repetições de carga, não foi possível verificar enquadramento em modelo exponencial de análise multivariada, como o de GUIMARÃES (2009). Essa limitação se deve a impossibilidade de medir com acurácia as tensões de confinamento do corpo de prova.

Entretanto, caso seja possível no futuro instrumentar eletronicamente o ensaio de LWT, esperasse que ocorra esse enquadramento no modelo brasileiro de deformação permanente de solos tropicais. Justifica-se essa afirmação, pelos resultados da evolução de deformação permanente apresentados e pela possibilidade de se verificar o acomodamento das deformações nos solos.

Assim, não foi possível controlar com precisão as tensões atuantes, pois o equipamento além de ser completamente mecânico, não possibilitou o controle eletrônico e nem leituras de deformações resilientes e totais instantâneas com transdutores eletrônicos de medida de deformações. Para isso, acredita-se que seja necessário realizar adaptações no braço rotativo do equipamento.

Entretanto, as tensões principais mesmo de forma aproximada, possuem certa equivalência com os valores prescritos em norma de ensaios de cargas repetidas. Verificou-se que ambos os

solos analisados apresentaram bom comportamento mecânico para uso nesses níveis de tensão indicados, até para altos números de repetições.

A laterita demonstrou uma tendência de acomodação das deformações totais, características típicas desses solos, como demonstrado por GUIMARÃES (2009). Entretanto, o solo fino tende a se desagregar superficialmente com a passagem da roda, alcançando a ruptura com aumento da carga de teste. Porém esse fenômeno, na prática de campo, pode não ocorrer em virtude de os materiais de sub-base estarem protegidos pelas camadas superiores (base e revestimento).

Considerando essas observações do comportamento resiliente e de deformação dos solos analisados, é possível indicar a possibilidade do uso da laterita para camada da sub-base. Caso se efetue a correção da fração de areia, espera-se que seu comportamento otimize ainda mais. Entretanto, mudança de composição granulométrica das amostras não foi o foco da presente pesquisa.

Ressalva-se o solo fino, para alto tráfego e necessidade de se empregar sistemas de contenção a fim de se fazer uso de suas características resilientes e deformáveis, bem como sistemas de drenagem para mitigar a ação erosiva do contato com a água. Considerando o comportamento mecânico verificado para o solo fino e protegendo-o com as camadas superiores devidamente executadas e drenando-o corretamente, não se verifica impedimento ao uso desse solo também na camada de sub-base.

Assim, conclui-se que a avaliação do comportamento resiliente e deformação dos solos, observando os parâmetros de caracterização, são de fundamental importância na indicação de solos constituintes de pavimentos, bem como para o dimensionamento como previsto no Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Flexíveis.

Sugere-se como pesquisas futuras que o equipamento LWT possa ser automatizado/instrumentado para melhor acurácia das medidas de afundamento e controle de tensões de confinamento e de desvio.

Simular o ensaio com outros tipos de roda para o LWT para tipos de solos diferentes e verificar se há relação entre o tipo de material usado na roda com a evolução das deformações para cada tipo de solo.

Se possível, realizar ensaios de LWT com um equipamento que possua um braço rotativo mais leve a fim de avaliar as deformações para menores níveis de tensão.

Obter a dimensão ótima do CP para o tipo e solo a ser ensaiado.

Expandir o banco dados do ensaio de deformação com o LWT, objetivando normatizá-lo. Para isso, avaliar os mais variados tipos de solos das diferentes regiões do Brasil.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14841/2015 – Misturas asfálticas – Determinação da adesão de areia em microrevestimentos asfálticos a frio por meio da máquina LWT**. São Paulo: ABNT, 2015.

BARBOSA, V. H. R. **Estudo de Solos do Acre na Produção de Agregados Calcinaados e Misturas para Bases em Pavimentação**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Defesa. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2017.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás - ADEBA, 2010.

BERNUCCI, L. B. **Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego**. Tese de Doutorado em Engenharia de Transportes. São Paulo: Escola Politécnica/USP, 1995.

BRAZETTI, R. **Contribuição a Entendimento dos Mecanismos de Estabilização de Solos com Enzimas**. Relatório Final de Projeto de Pesquisa de Pós-Doutorado. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2013.

CABRAL, G. L. L. **Metodologia de produção e emprego de agregados de argila calcinada para pavimentação**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia: Rio de Janeiro, 2005.

CHAGAS, L. C. M. **Estudos do comportamento mecânico de solos da Região Amazônica e seu inter-relacionamento com as suas propriedades físicas e mecânicas**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia: Rio de Janeiro, 2004.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Projeto Especial Província Mineral do Tapajós. PROMIN Tapajós. Geologia e recursos minerais da Folha Vila Riozinho - SB.21-Z-A. Estado do Pará Escala 1:250.000**. Nota explicativa/organizado por Evandro Luiz Klein e Marcelo Lacerda Vasquez. Brasília: CPRM, 2000.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de Rodovias 2017**. Disponível em <<http://pesquisarodoviascms.cnt.org.br>>.

COSTA, M. L. **Aspectos Geológicos dos Lateritos da Amazônia**. Revista Brasileira de Geociências, volume 21,1991. p.146-160.

COSTA, M. L. **Lateritos e Laterização**. Congresso Brasileiro de Geologia, 36. SBG: Natal, 1990. Vol. 1, p.404-421.

DELGADO, B. G. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geotécnica. Ouro Preto: UFOP, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Relatório Gerencial de Obras – Mapa Geral de Obras no Pará atualizado em outubro de 2018**. DNIT: Brasília, 2018.



DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – Superintendência Regional no Estado do Pará. **Relatório de Revisão do Remanescente do Projeto Executivo**. DNIT-SR/PA, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Projeto DNIT TED nº682/2014 – Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico - empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos - Convênio UFRJ/DNIT**. DNIT: Brasília, 2015. Disponível em <<http://ipr.dnit.gov.br/pesquisa>>

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Plano Nacional de Viação – PNV 2015**. DNIT: Brasília, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Mapa Multimodal do Estado do Pará. DNIT: Brasília, 2013. Disponível em <<http://www.dnit.gov.br/download/mapas-multimodais/mapas-multimodais/pa.pdf>>

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 179/2018-IE – **Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 134/2018 – **Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 172/2016 – **Solos – Determinação do Índice Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 164/2013 – **Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ES 098/2007 – **Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: IPR, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-CLA 259/1996 – **Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura - Classificação**. Rio de Janeiro: IPR, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 030/1994 – **Solos – Determinação das relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos em solos – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 003/1994 – **Coleta de amostras deformadas de solos - Procedimento**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 051/1994 – **Solos – análise granulométrica – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 082/1994 – **Solos – determinação do limite de plasticidade – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 093/1994 – **Solos – determinação da densidade real – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 122/1994 – **Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito - Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 256/1994 – **Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão - Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 258/1994 – **Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV - Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: IPR, 1994.

DER OSTEN, F. B. V. **Avaliação de Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2012.

DUQUE NETO, Francisco da Silva. **Proposição de Metodologia para Escolha de Solo e Dosagem de Antipó com Emulsão de Xisto**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2004.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos - SiBCS**. 4ª Ed. Brasília: EMBRAPA SOLOS, 2014.

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS. **World Reference Base for Soil Resources 2014**. Rome: FAO/WRB, 2014.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico-empírico de Pavimentos Asfálticos - SisPav**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007.

GIDIGASU, M. D. **Laterite Soil Engineering – Developments in Geotechnical Engineering Vol. 9**. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company; 1976. p. 554.

GOMES, M. S. **Estudo de Solos Tropicais de Granulometria Transicional para Emprego em Pavimento Ferroviário**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia: Rio de Janeiro, 2018.

GOOGLE LLC. **Imagem de satélite da região de Moraes Almeida pelo software Google Earth 2018**. USA: Google, 2018. <Acessado em 06 de março de 2018>.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. Tese de Mestrado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2009.

HVEEM, F. N. **Pavement Deflection and Fatigue Failures**. Bulletin n. 14, HRB (TRB): Washington, D.C., 1955.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manuais Técnicos em Geociências Nº 4 - Manual Técnico de Pedologia**. 3ª Ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2015.

MALKO, J. A. C. **Aplicabilidade de Enzimas para Melhoramento de Solos em Pavimentação**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2015.

MARTIN, F. J.; DOYNE, H. C. **Laterite and Laterite Soils in Sierra Leone**. Journal of Agricultural Science, 17, 1927.

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

MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. **Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading**. 54º Annual Meeting of Washington: TRB, 1975.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. Editora Vilibor: São Paulo, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma Nova Classificação de Solos para Finalidade Rodoviária**. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.

PARSONS, A. W. **The Rapid Measurement of the Moisture Condition of Earthwork Material**. LR 750. Transport and Road Research Laboratory. Crowthorne, 1976.

SANTOS, E. S. **Espectrometria de Fluorescência de Raios-X na Determinação de Espécies Químicas**. Goiânia: Enciclopédia Biosfera - Centro Científico Conhecer, v.9, n.17, 2013.

SOLIZ, Valéria V. P. **Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007.

SOUSA, M. A. S. **Análise Geotécnica de Solos Tropicais de Ocorrência ao Longo da Estrada de Ferro Carajás para uso como Camadas de Pavimento Ferroviário**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia: Rio de Janeiro, 2016.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE. **SOIL taxonomy: a basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys**. 2nd ed. Washington, DC: USDA - Soil Survey Division, 1999.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente**. Tese de Doutorado em Ciências na área de Transporte Aéreo. São José dos Campos: Instituto Tecnológico da Aeronáutica, 1988.

WINTERKORN, H.; CHANDRANSENKHARAN, E.C. **Laterite Soils and their Stabilization**. HRB. Bull; 1951. No. 44.

WORLD RESOURCE BASE. **The World Resource Base Map of World Soil Resources**. Rome: FAO/WRB, 2003. <disponível em <http://www.fao.org/soils-portal/soil-survey/soil-maps-and-databases/other-global-soil-maps-and-databases/en/>>

## 7 ANEXOS

## ANEXO I: RESULTADO DAS ANÁLISES QUÍMICAS



## LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN

RESULTADOS DE ANÁLISES QUÍMICAS – Espectrometria de  
Fluorescência de Raios XANÁLISE SEMIQUANTITATIVA (*STANDARDLESS*)

**Solicitante:** Exército Brasileiro - 2º Agrupamento de Engenharia

**Endereço:** Av. Coronel Teixeira, 5513 - Ponta Negra

**Projeto:** General da Brigada Paulo Roberto Viana Rabelo

**Centro de Custo:** -----

**Memorando:** -----

**Número de amostras:** 2

**Data do recebimento:** 01/11/2017

**Data do Envio:** 27/11/2017

Informações Importantes

Na análise semiquantitativa *Standardless*, as intensidades são corrigidas matematicamente pela equação de parâmetros fundamentais, cujo método apresenta limite de detecção de 0,1%. A sensibilidade instrumental é calibrada com 20 padrões diversificados em termos de natureza do material (natural, sintético, pó prensado, disco fundido, etc.) e elementos químicos constituintes (pacote IQ+ da Panalytical), isso garante a abrangência de materiais que podem ser analisados.

Resumo da Análise

A determinação da composição química da(s) amostra(s) requerida(s) foi(ram) realizada(s) por Espectrometria de Fluorescência de Raios X, utilizando espectrômetro WDS sequencial, modelo *Axios Minerals* da marca PANalytical, com tubo de raios X cerâmico, anodo de ródio (Rh) e máximo nível de potência 3,0 KW.

Preparação da amostra prensada: 8 g de amostra + 2 g de cera.

As aquisições e tratamento dos dados foram realizados através do *software SuperQ Manager* da PANalytical.

Responsáveis Técnicos

**Ceel Daniel – Analista em Geociências**

**Antônio Paulo Souza Melo – Técnico em Geociências**

Página 01/07

Os ensaios foram realizados no LAMIN-Manaus - Av. André Araujo, 2160 Aleixo - AM - Brasil - CEP: 69060-000

www.cprm.gov.br

Os resultados expressos neste boletim se referem somente ao material recebido.


**LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN**
**RESULTADOS DE ANÁLISES QUÍMICAS – Espectrometria de  
Fluorescência de Raios X**
**ANÁLISE SEMIQUANTITATIVA (STANDARDLESS)**

S e q	Nº boletim	Amostra	Análise (%)						
			Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Cl	Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CuO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O
1	LS 866/17	Areia	21,378	0,052	ND	0,033	0,016	2,942	0,222
2	LS 867/17	Laterita	26,457	0,068	ND	0,040	0,035	33,759	0,468

S e q	Nº boletim	Amostra	Análise (%)						
			MgO	MnO	Na <sub>2</sub> O	Nb <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	NiO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	PtO <sub>2</sub>
1	LS 866/17	Areia	ND	0,043	ND	ND	0,023	0,044	ND
2	LS 867/17	Laterita	0,132	ND	ND	ND	0,024	0,136	ND

S e q	Nº boletim	Amostra	Análise (%)						
			SO <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	SrO	TiO <sub>2</sub>	V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	ZnO
1	LS 866/17	Areia	0,070	57,644	ND	0,490	ND	ND	0,015
2	LS 867/17	Laterita	0,152	22,289	ND	1,032	0,069	ND	0,023

S e q	Nº boletim	Amostra	Análise (%)						
			ZrO <sub>2</sub>	-	-	-	-	-	-
1	LS 866/17	Areia	0,071	-	-	-	-	-	-
2	LS 867/17	Laterita	0,057	-	-	-	-	-	-

**OBS :** Limite de Quantificação: 0,1%

**B = Não Solicitado**
**ND = Não Detectado**
**I = Amostra Insuficiente**
**P = Amostra Perdida**

Analista (s): Paulo Melo

Data de entrega do resultado:

27/11/2017

Ceel Daniel

Página 03/07

Os ensaios foram realizados no LAMIN-Manaus - Av. André Araújo, 2160 Aleixo - AM - Brasil - CEP: 69060-000

[www.cprm.gov.br](http://www.cprm.gov.br)

Os resultados expressos neste boletim se referem somente ao material recebido.



## LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN

### RESULTADOS DE ANÁLISES QUÍMICAS – Espectrometria de Fluorescência de Raios X ANÁLISE QUANTITATIVA (MAIORES)

**Solicitante** Exército Brasileiro - 2º Agrupamento de Engenharia

**Endereço:** Av. Coronel Teixeira, 5513 - Ponta Negra

**Projeto:** General da Brigada Paulo Roberto Viana Rabelo

**Centro de Custo:** -----

**Memorando:** -----

**Número de amostras:** 2

**Data do recebimento:** 01/11/2017

**Data do Envio:** 21/11/2017

#### Resumo da Análise

A determinação da composição química da(s) amostra(s) requerida(s) foi(ram) realizada(s) por Espectrometria de Fluorescência de Raios X, utilizando espectrômetro WDS sequencial, modelo *Axios Minerals* da marca PANalytical, com tubo de raios X cerâmico, anodo de ródio (Rh) e máximo nível de potência 3,0 KW.

Preparação da amostra fundida: 0,5 g de amostra + 7,5 g de fundente

As aquisições e tratamento dos dados foram realizados através do *software SuperQ Manager* da PANalytical.

#### Limites da curva de calibração

	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	MgO	MnO	Na <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>
Valor mín (%)	4	0,1	2,5	0,1	0,4	0,02	0,5	0,2	17	0,2
Valor máx (%)	18	11,5	75	5	13	0,2	9	2,4	99,8	3,8

#### Responsáveis Técnicos

Ceel Daniel – Analista em Geociências

Antônio Paulo Souza Melo – Técnico em Geociências

Página 01/04

Os ensaios foram realizados no LAMIN-Manaus - Av. André Araujo, 2160 Aleixo - AM - Brasil - CEP: 69060-000

www.cprm.gov.br

Os resultados expressos neste boletim se referem somente ao material recebido.


**LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN**
**RESULTADOS DE ANÁLISES QUÍMICAS – Espectrometria de  
Fluorescência de Raios X  
ANÁLISE QUANTITATIVA (MAIORES)**

S e q	Nº boletim	Amostra	Análise (%)						
			Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	MgO	MnO	Na <sub>2</sub> O
1	LS 866/17	Areia	> LS	0,01	2,89	0,27	0,02	0,02	ND
2	LS 867/17	Laterita	> LS	0,03	32,63	0,51	0,09	0,02	ND

OBS : < LQ: Menor que o limite de qualificação > LS: Maior do que o último ponto da curva

ND = Não Detectado

I = Amostra Insuficiente

P = Amostra Perdida

Analista (s): Ceel Daniel

Data de entrega do resultado: 21/11/2017

Paulo Melo

Página 03/04

Os ensaios foram realizados no LAMIN-Manaus - Av. André Araújo, 2160 Aleixo - AM - Brasil - CEP: 69060-000

[www.cprm.gov.br](http://www.cprm.gov.br)

Os resultados expressos neste boletim se referem somente ao material recebido.




**LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN**
**RESULTADOS DE ANÁLISES QUÍMICAS – Espectrometria de  
Fluorescência de Raios X**
**ANÁLISE QUANTITATIVA (MAIORES)**

S e q	Nº boletim	Amostra	Análise (%)						
			P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	-	-	-	-
1	LS 866/17	Areia	0,048	62,363	0,46	-	-	-	-
2	LS 867/17	Laterita	0,1	24,7	1,2	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

OBS : < LQ: Menor que o limite de qualificação > LS: Maior que o último ponto da curva

ND = Não Detectado

I = Amostra Insuficiente

P = Amostra Perdida

Analista (s): Ceel Daniel

Data de entrega do resultado:

21/11/2017

Paulo Melo

Página 04/04

Os ensaios foram realizados no LAMIN-Manaus - Av. André Araújo, 2160 Aleixo - AM - Brasil - CEP: 69060-000



## LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN

### Relatório de caracterização Mineral por Difractometria de Raios-X (DRX)

Solicitante: Exército Brasileiro - 2º Agrupamento de Engenharia  
Endereço: Av. Coronel Teixeira, 5513 - Ponta Negra  
Projeto: General da Brigada Paulo Roberto Viana Rabelo  
Centro de Custo: -----  
Memorando: -----  
Número de amostras: 02  
Data do recebimento: 01/11/2017  
Data do Envio: 21/11/2017

### Responsáveis Técnicos

Liliane C. de Albuquerque Moura Mafra – Pesquisadora em Geociências  
André Almeida – Analista em Geociências

### Método - DRX

As análises foram realizadas em Difratorômetro de raios-x modelo X'PERT PRO MPD (PW 3040/60), da PANalytical, com Goniômetro PW3050/60 (Theta/Theta) e com tubo de raios-x cerâmico de anodo de Cu (K $\alpha$ 1 1,5406 Å), modelo PW3373/00, foco fino longo, 2200W, 60kv. O detector utilizado é do tipo RTMS, Pixcel/1D.

A aquisição de dados foi feita com o software *X'Pert Data Collector*, versão 2.1a, e o tratamento dos dados com o software *X'Pert HighScore* versão 3.0d, também da PANalytical.

Foram utilizadas as seguintes condições de análise: Voltage (kV): 40; Current (mA): 40; Scan range ( $^{\circ}$  2 $\theta$ ): 5-70; Step size ( $^{\circ}$  2 $\theta$ ): 0,02; Scan mode: Continuous; Counting time (s): 50; Divergence slit: Slit Fixed 1/2 $^{\circ}$ ; Mask Fixed 10 mm; Anti-scatter slit Name: 5,7mm;

A identificação dos minerais é feita através da comparação do difratograma obtido com padrões (fichas) do banco de dados do ICDD-PDF (*International Center for Diffraction Data – Powder Diffraction File*). As fichas são específicas para cada mineral (por ex., quartzo, 46-1045), podendo haver diferentes fichas para o mesmo mineral, principalmente, quando há variações na composição química, soluções-sólidas, etc.

### Informações Gerais

A seguir serão apresentados os resultados das amostras analisadas.

Para cada amostra, será apresentado um difratograma com a posição dos principais picos das fases identificadas através da comparação com os padrões do PDF, na parte inferior das figuras. Algumas dúvidas na identificação de algumas fases pode ser resolvido através de análises químicas.

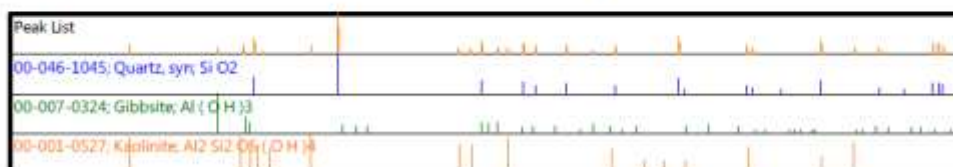
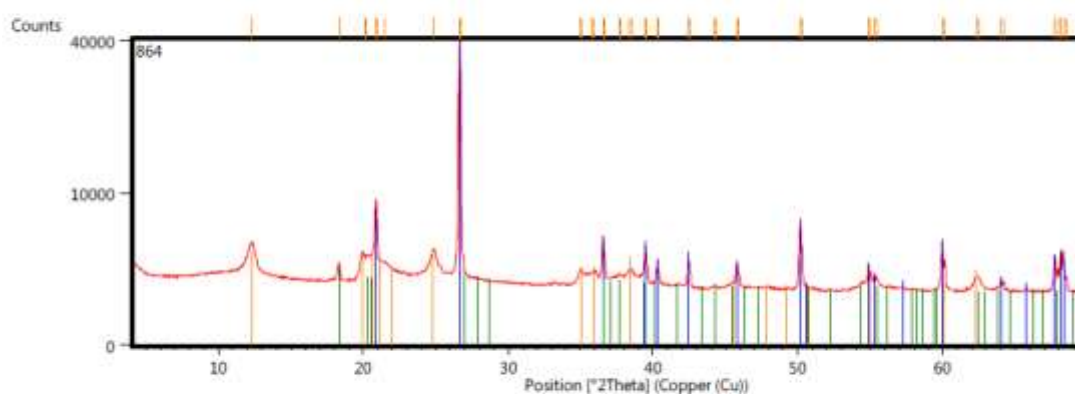
**Minerais de mesmo grupo possuem estrutura semelhante precisando de análises complementares para a sua identificação.**

Na análise de DRX, o quartzo, por ser uma mineral abundante e apresentar “boa cristalinidade”, em geral se destaca (picos mais intensos) em relação aos outros minerais, que normalmente são os de interesse e que precisam ser identificados, por este motivo buscando uma uma melhor identificação dos minerais na fração argila seria muito importante a separação dessa fração.



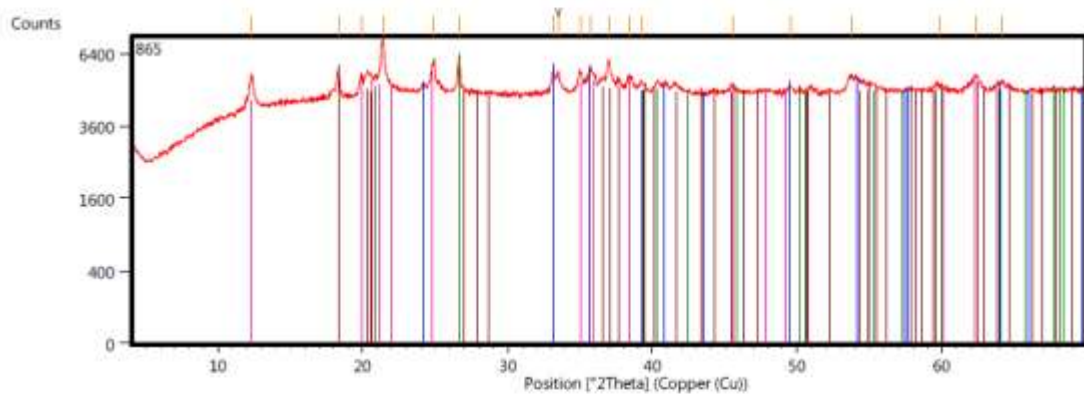
## LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN

LS-864 - Areia





LABORATÓRIO DE ANÁLISES MINERAIS – LAMIN  
LS-865 - Laterita



Peak List
00-033-0664; Hematite, syn; Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
00-001-0527; Kaolinite, Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (OH) <sub>4</sub>
00-046-1045; Quartz, syn; SiO <sub>2</sub>
00-007-0324; Gibbsite, Al(OH) <sub>3</sub>

## ANEXO II: RESULTADO DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

## Valores de MR médios do solo fino

Ensaio	MR (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)
1	693	0,021	0,021
2	553	0,021	0,041
3	515	0,021	0,062
4	594	0,035	0,035
5	504	0,035	0,069
6	458	0,035	0,104
7	532	0,050	0,050
8	458	0,050	0,101
9	395	0,050	0,151
10	495	0,069	0,069
11	411	0,069	0,138
12	340	0,069	0,207
13	443	0,103	0,103
14	340	0,103	0,206
15	268	0,103	0,309
16	389	0,138	0,138
17	279	0,138	0,276
18	219	0,138	0,414

## Valores de MR médios da laterita

Ensaio	MR (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)
1	836	0,021	0,021
2	715	0,021	0,041
3	630	0,021	0,062
4	742	0,035	0,035
5	630	0,035	0,069
6	556	0,035	0,104
7	653	0,050	0,050
8	565	0,050	0,101
9	491	0,050	0,151
10	612	0,069	0,069
11	516	0,069	0,138
12	452	0,069	0,207
13	511	0,103	0,103
14	473	0,103	0,206
15	390	0,103	0,309
16	360	0,138	0,138
17	354	0,138	0,276
18	325	0,138	0,414

## Resolução do sistema (Solver)

Constantes	Equações	Coef. Correlação	Resultado
-2,64946	-2,64946	a1 =	-0,1330
-3,48723	-3,48723	a2 =	-0,2262
6,26750	6,26750	a0 =	5,3751
		<b>Coef. Experimentais</b>	
Modelo composto		k1=	215,9588
		k2=	-0,1330
		k3=	-0,2262
$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$		<b>Coefficiente de determinação</b>	
		R <sup>2</sup>	0,927

## ANEXO III: RESULTADO DOS ENSAIOS DE LWT

**Deformações totais médias do solo fino**

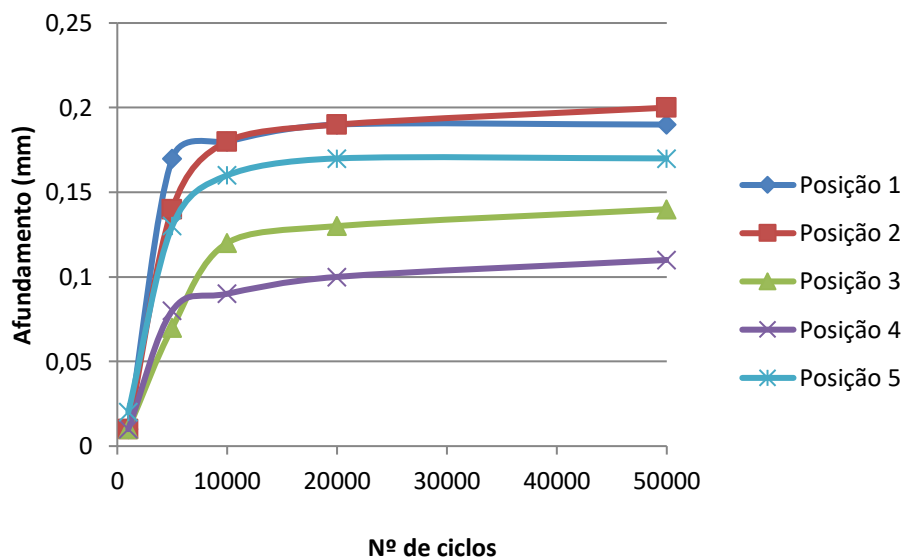
Carga P (kgf)	8,6	20,8	33	45,2	50
Nº de repetições	Deformação total média (mm)				
100	0,04	2,17	1,85	3,97	4,56
200	0,05	2,22	6,37	4,88	20,0
300	0,13	2,22	7,34	8,22	
400	0,15	1,94	10,02	9,95	
500	0,20	2,08	11,70	12,81	
600	0,23	2,20	12,56	20,0	
700	0,23	2,09	20,0		
800	0,23	2,09			
900	0,31	2,12			
1000	0,26	2,15			

**Deformações totais médias da laterita**

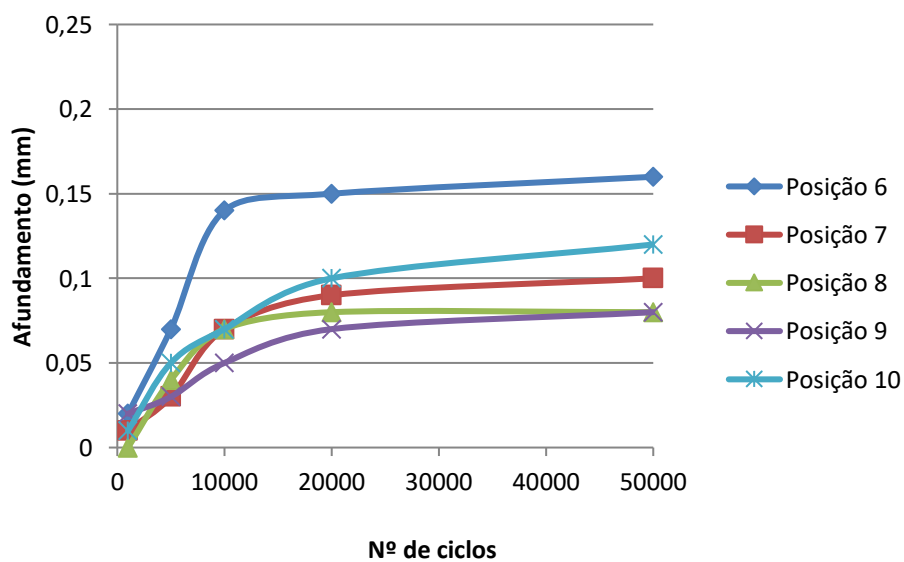
Carga P (kgf)	8,6	20,8	33	45,2	50
Nº de repetições	Deformação total média (mm)				
100	0,03	1,56	1,97	1,25	1,70
200	0,04	1,83	1,37	2,63	4,20
300	0,05	1,99	2,17	3,90	5,47
400	0,08	2,14	2,14	5,04	5,79
500	0,08	2,18	2,85	5,46	6,13
600	0,10	2,49	2,67	5,66	6,86
700	0,12	2,51	2,94	7,36	20,00
800	0,12	2,53	2,77	9,25	
900	0,12	2,61	3,42	12,62	
1000	0,12	2,85	3,07	20,00	

## ANEXO IV: CURVAS DE DEFORMAÇÃO ACUMULADA DO SOLO FINO ENSAIO LWT

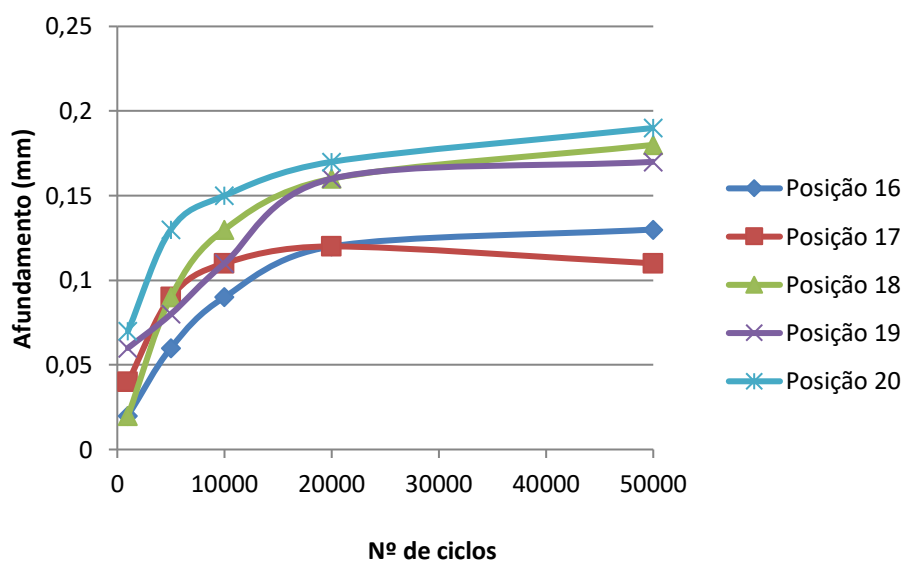
Deformação acumulada do solo fino por repetições da carga 7,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



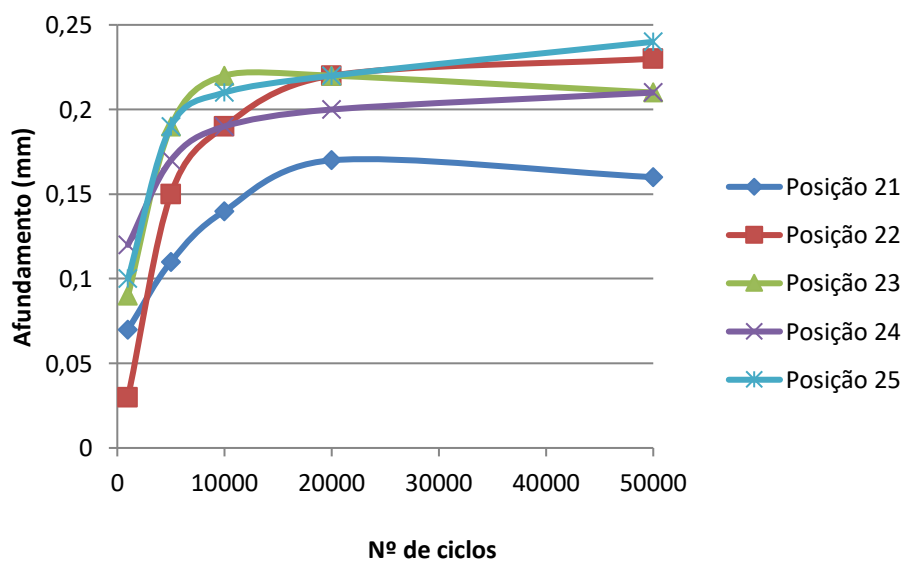
(a)



(b)



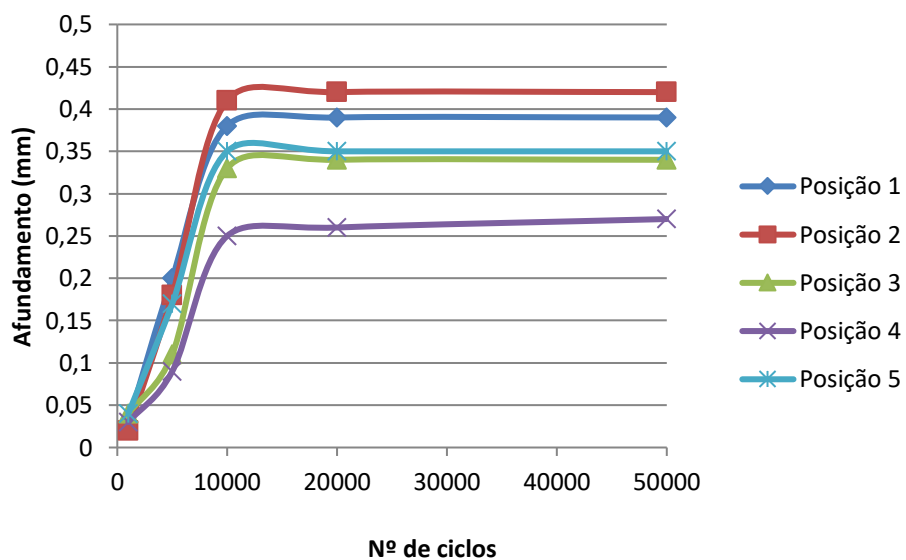
(c)



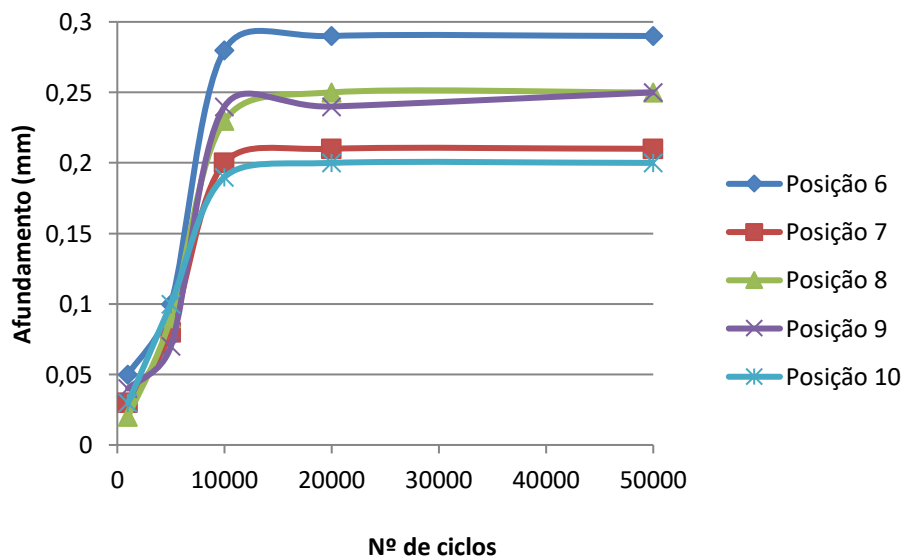
(d)



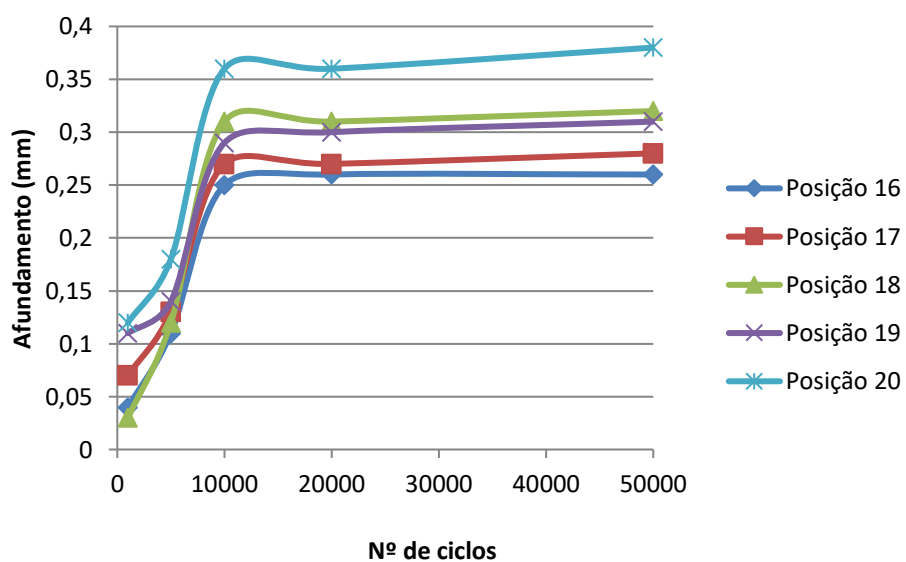
Deformação acumulada do solo fino por repetições da carga 9,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10;  
c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



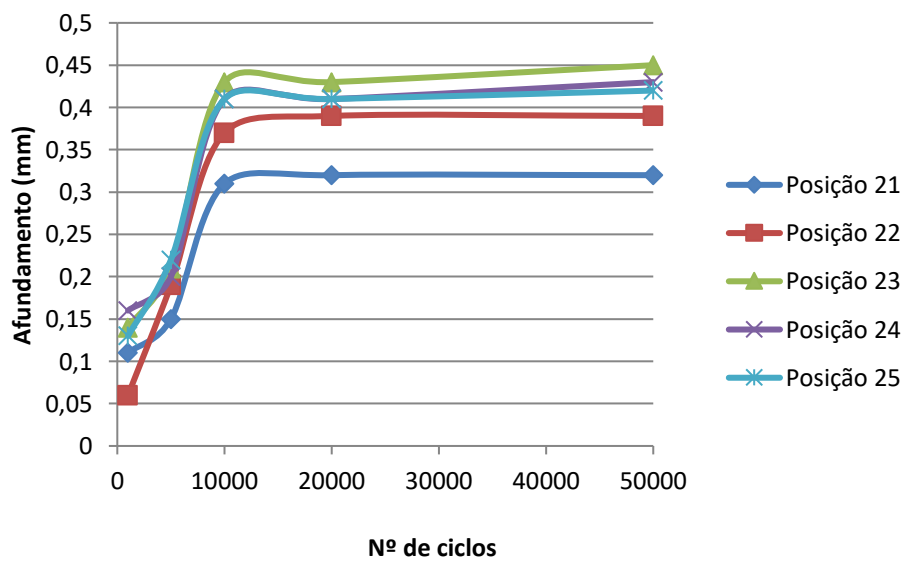
(a)



(b)

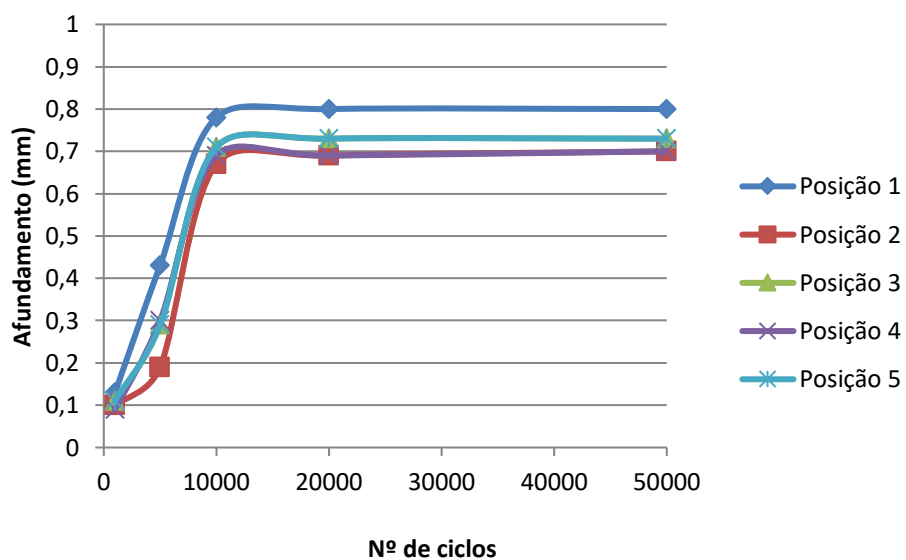


(c)

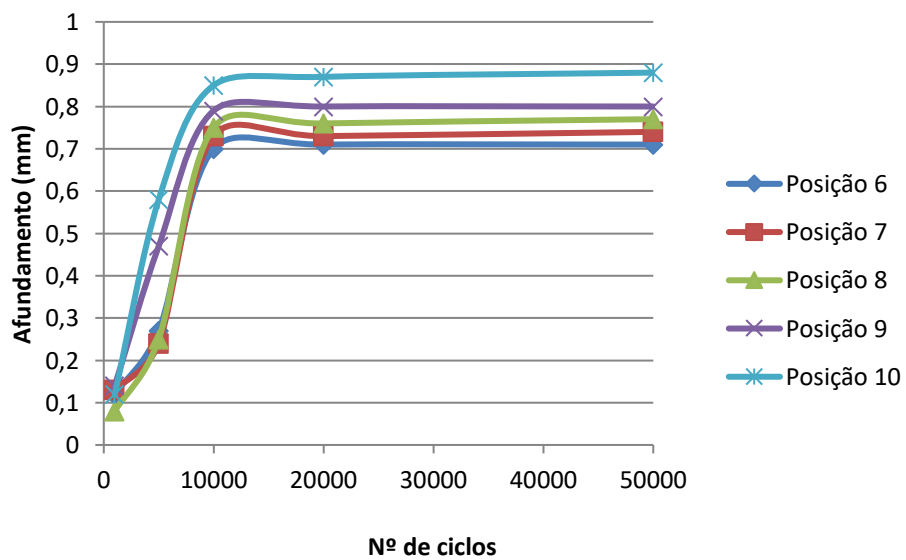


(d)

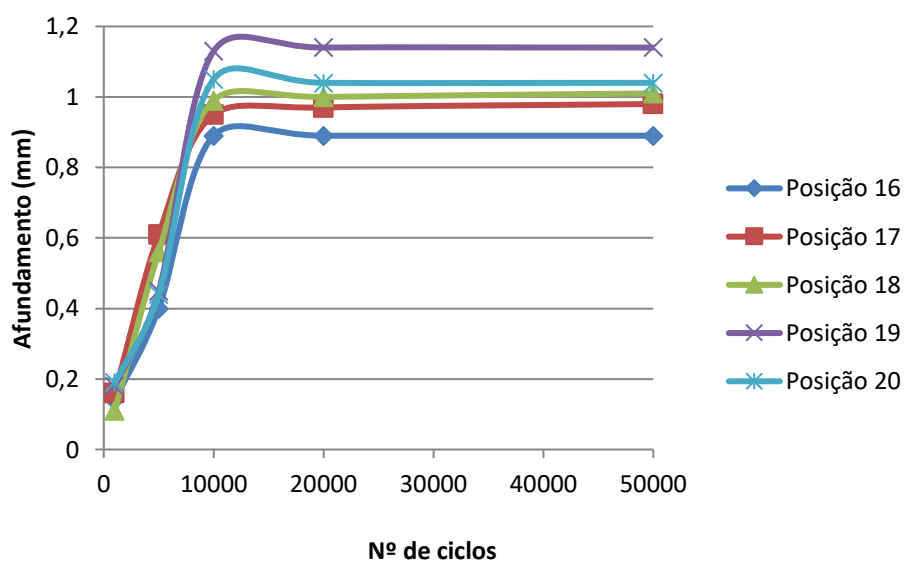
Deformação acumulada do solo fino por repetições da carga 11,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



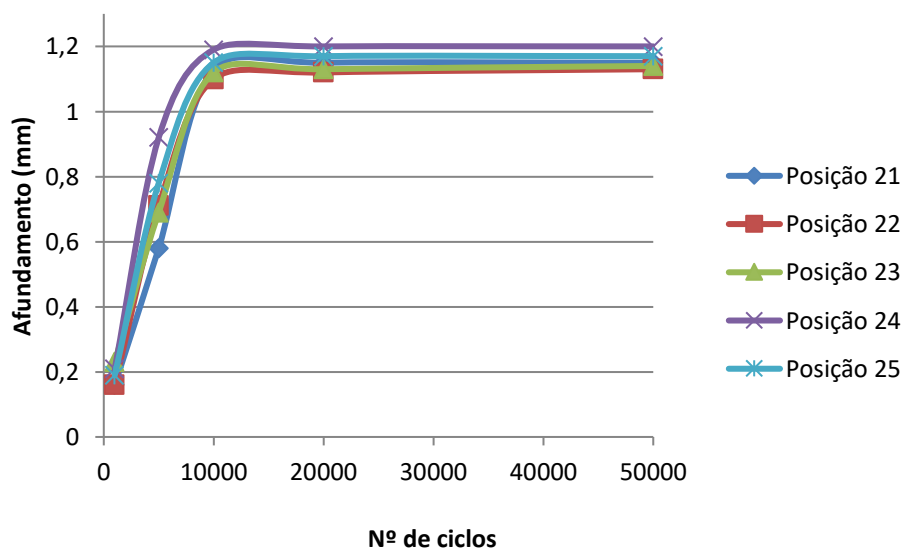
(a)



(b)

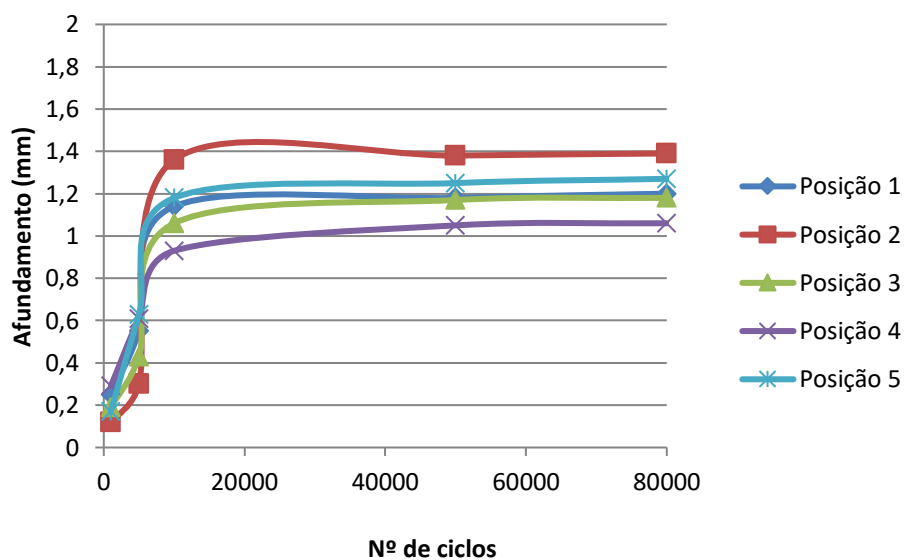


(c)

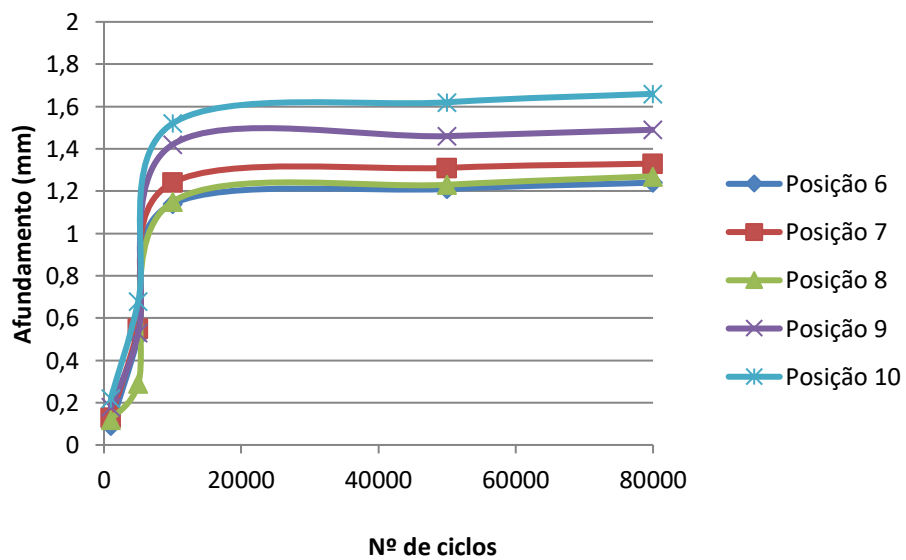


(d)

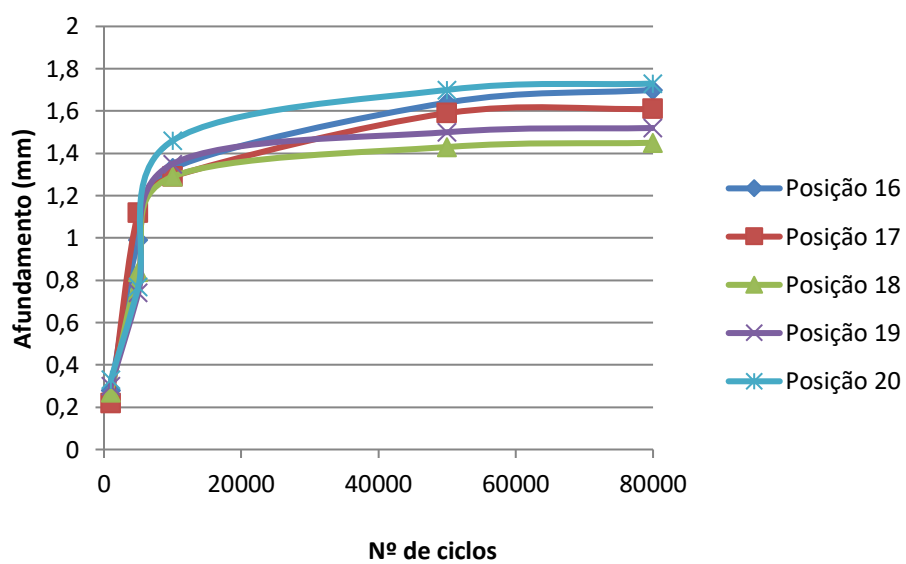
Deformação acumulada do solo fino por repetições da carga 13,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



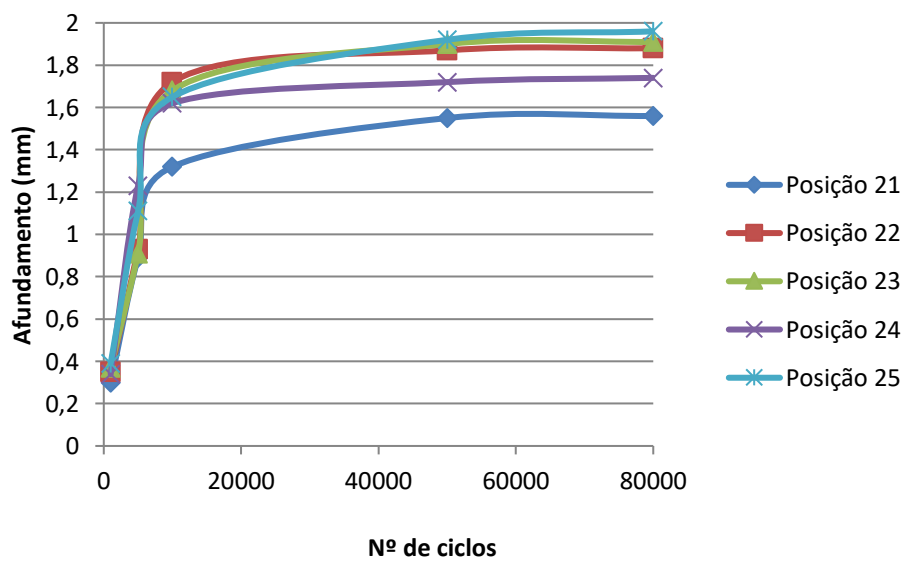
(a)



(b)

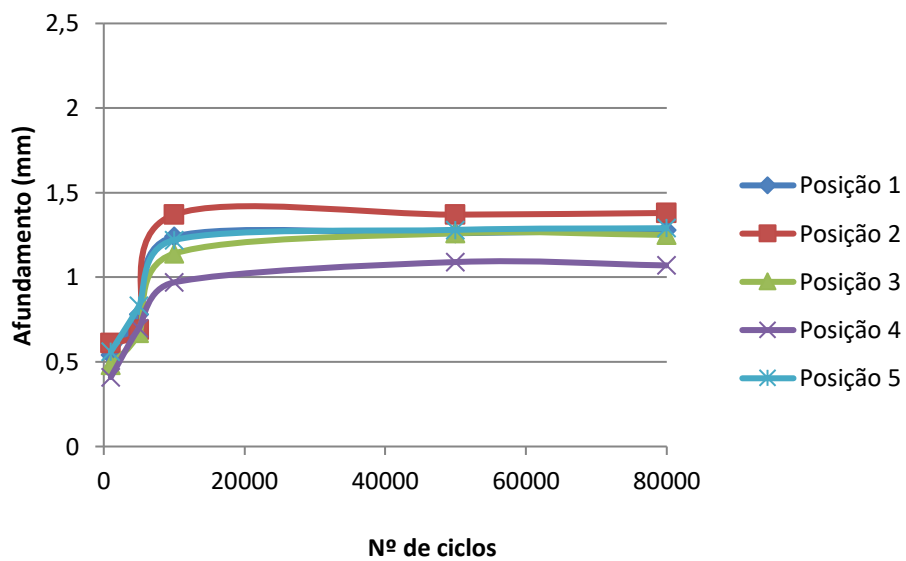


(c)

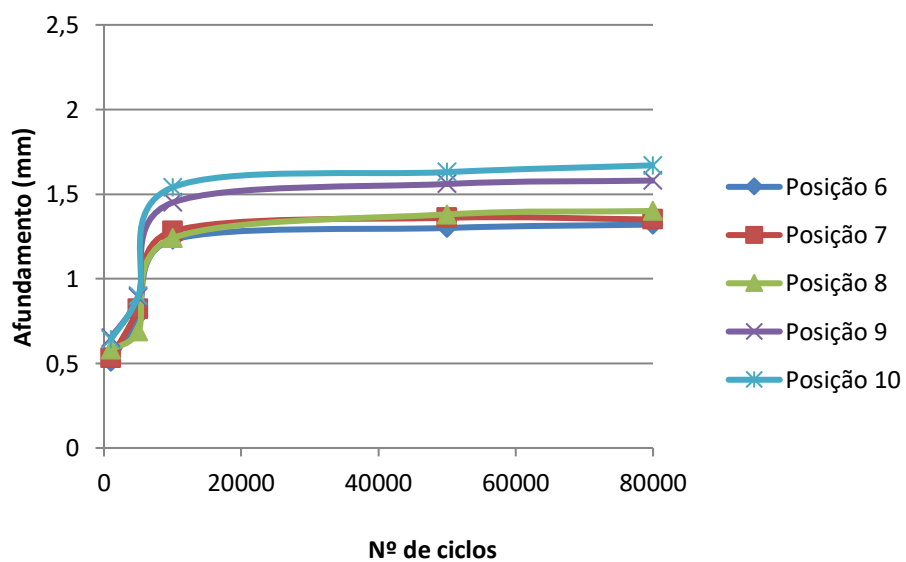


(d)

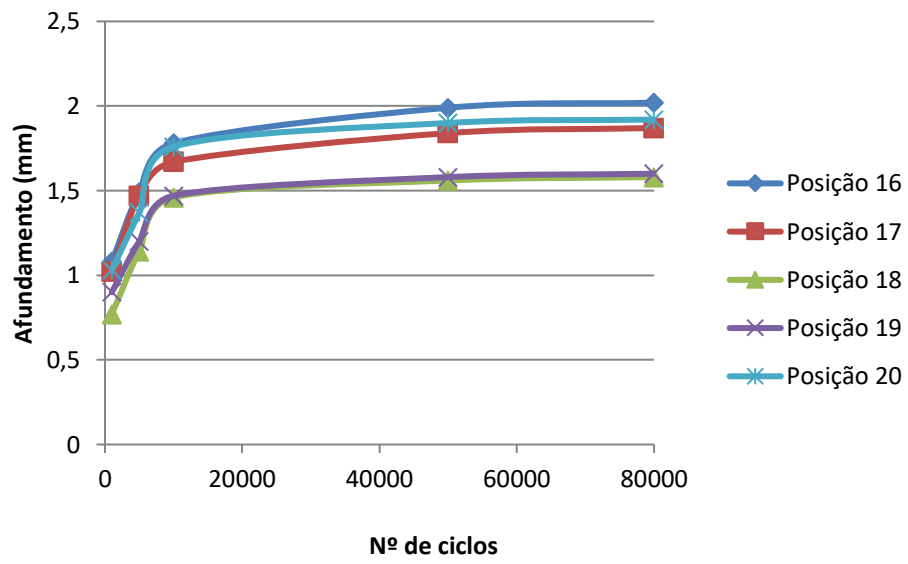
Deformação acumulada do solo fino por repetições da carga 14,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



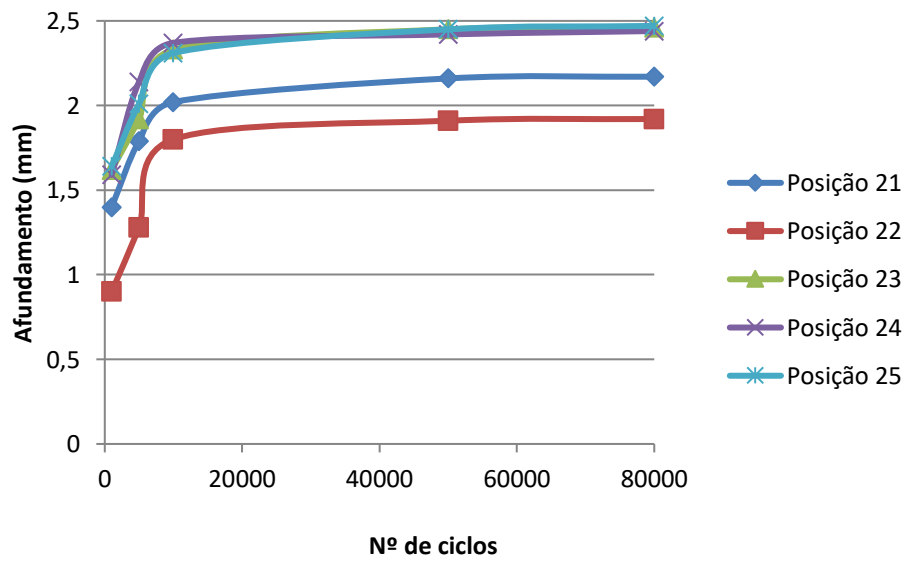
(a)



(b)



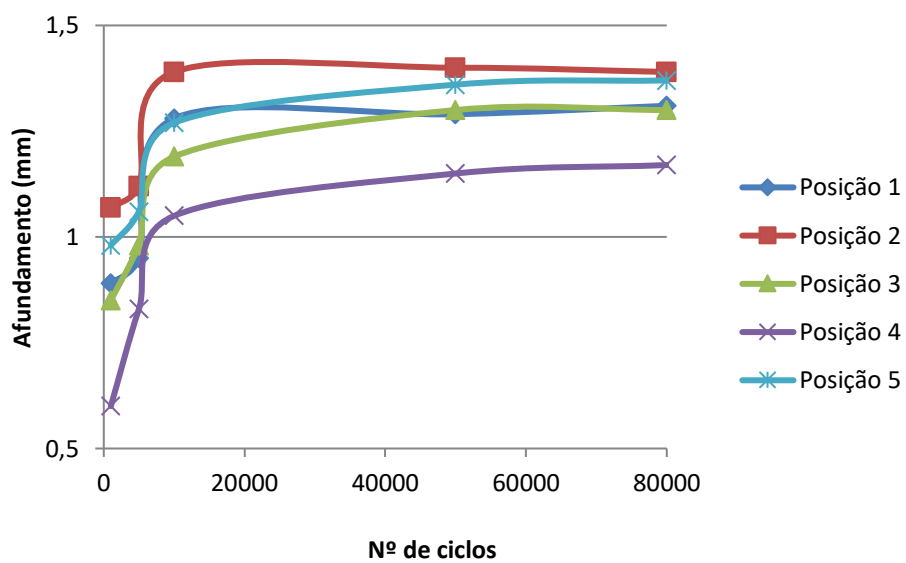
(c)



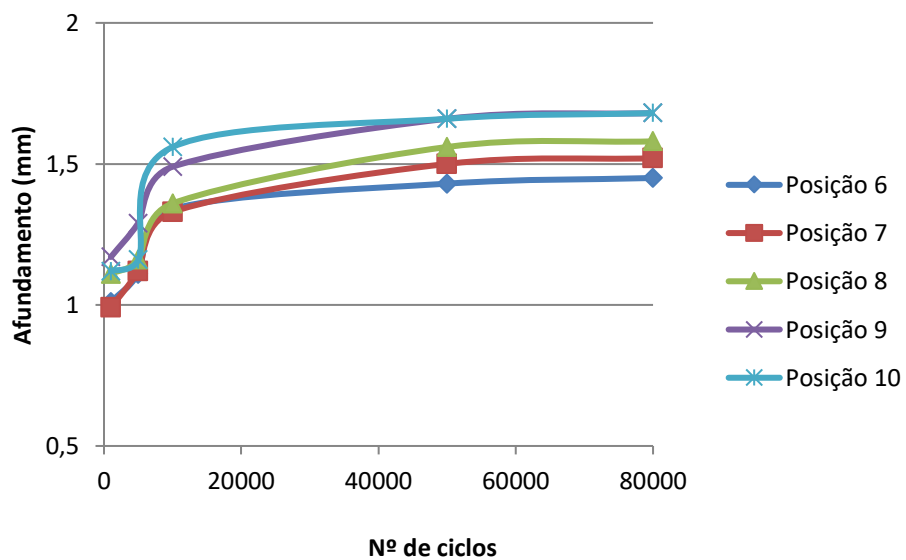
(d)



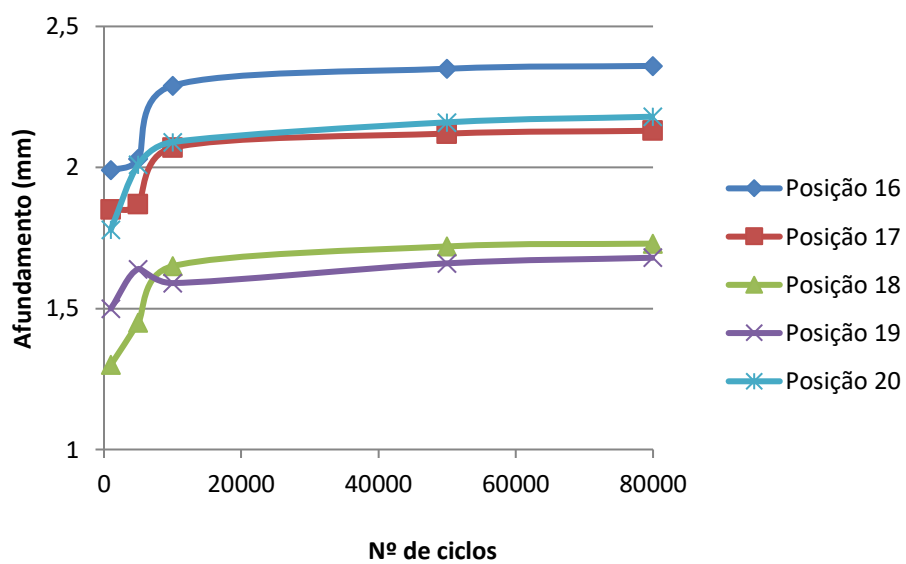
Deformação acumulada do solo fino por repetições da carga 15,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



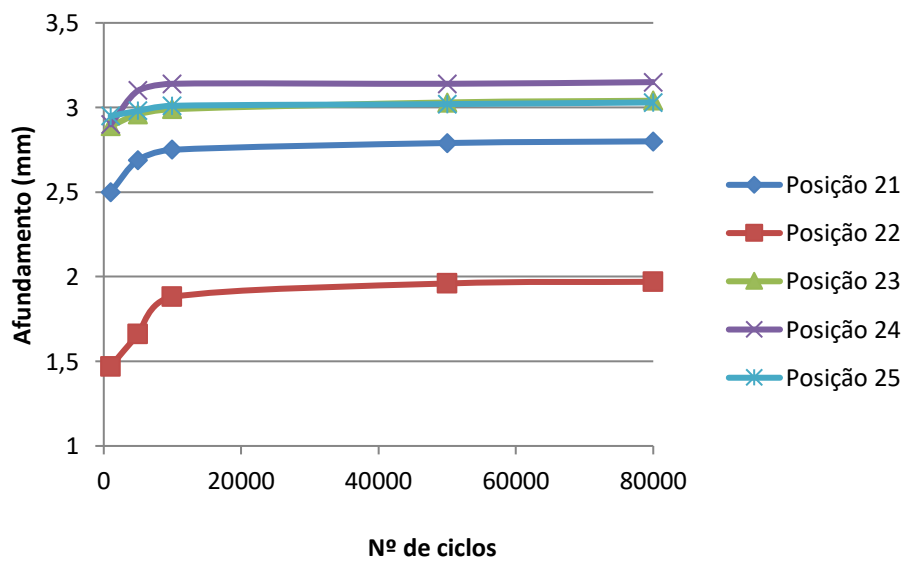
(a)



(b)



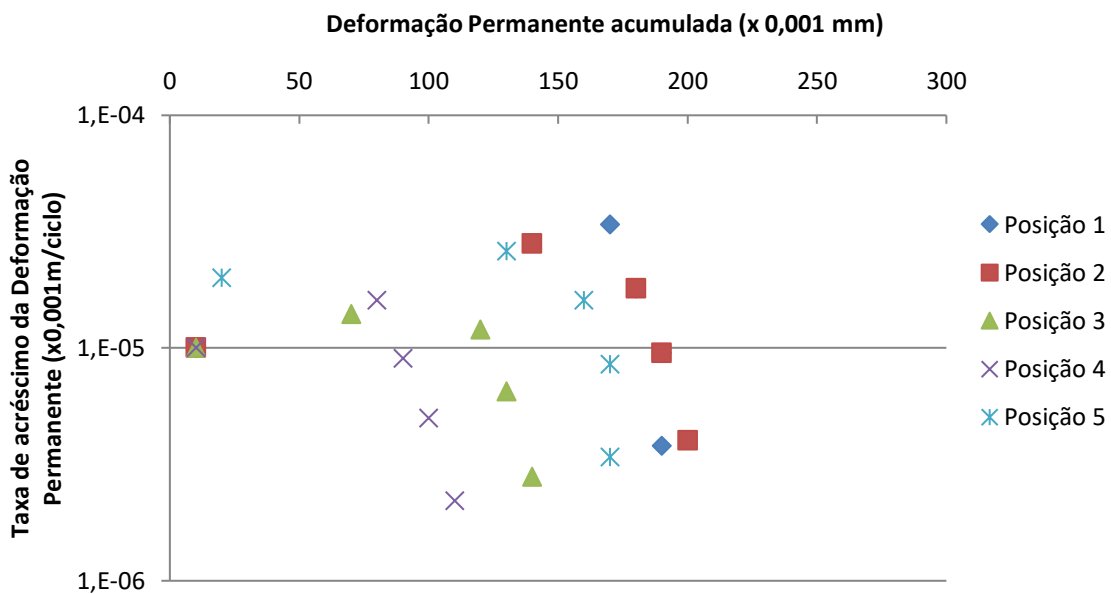
(c)



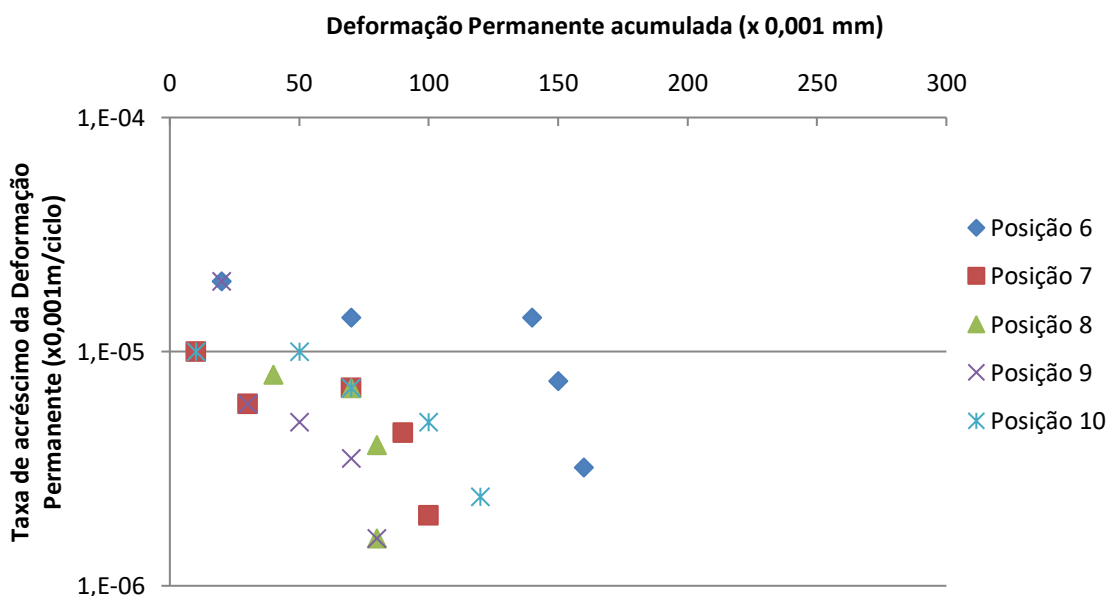
(d)

ANEXO V: PESQUISA DE ACOMODAMENTO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES DO SOLO FINO ENSAIO LWT

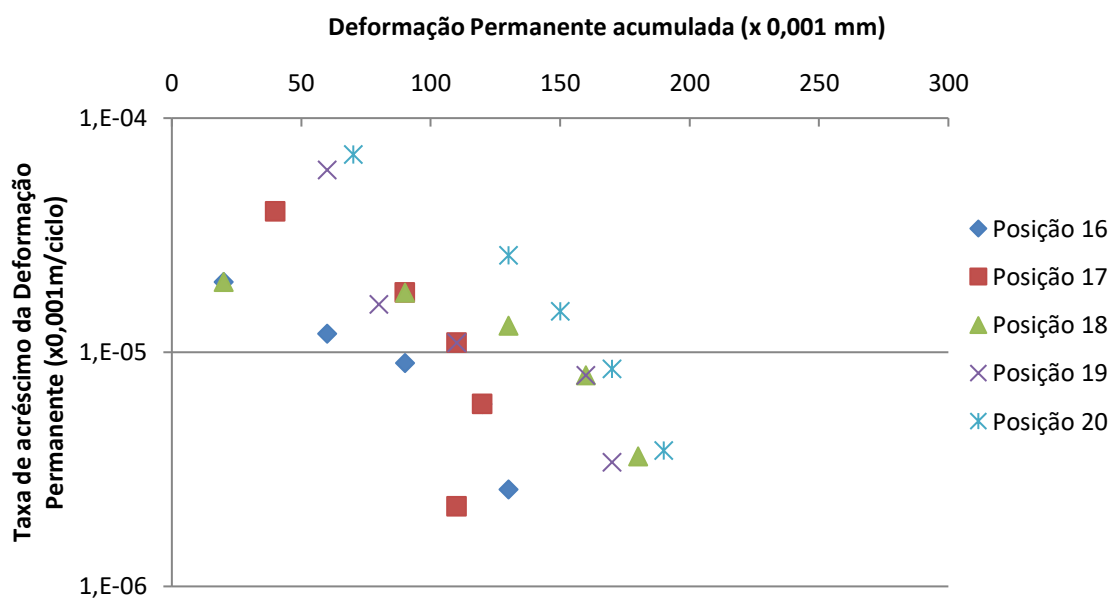
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada do solo fino por repetições da carga 7,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



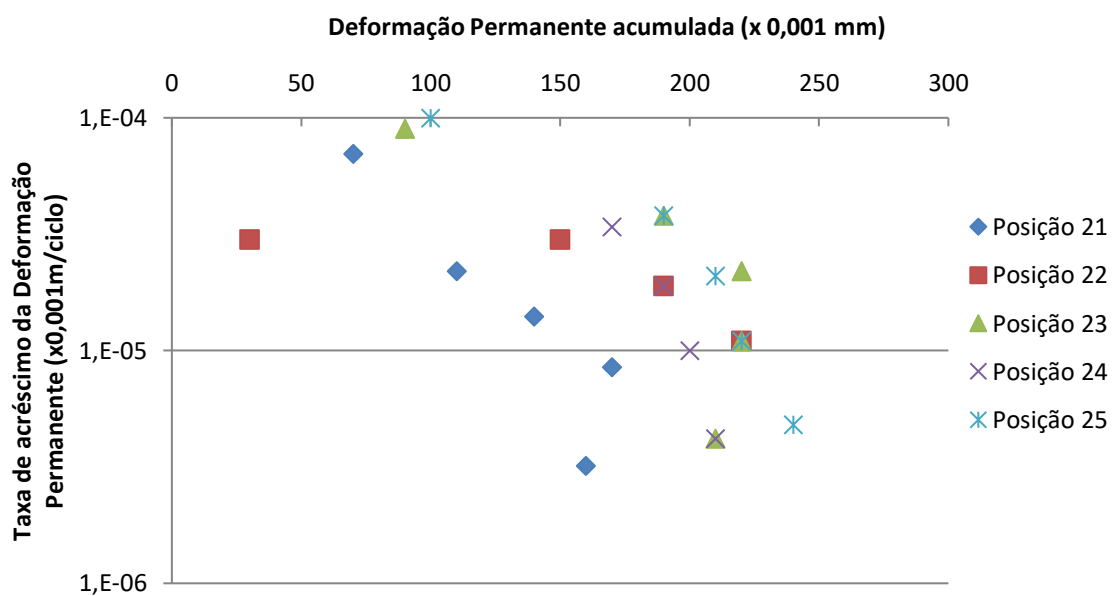
(a)



(b)

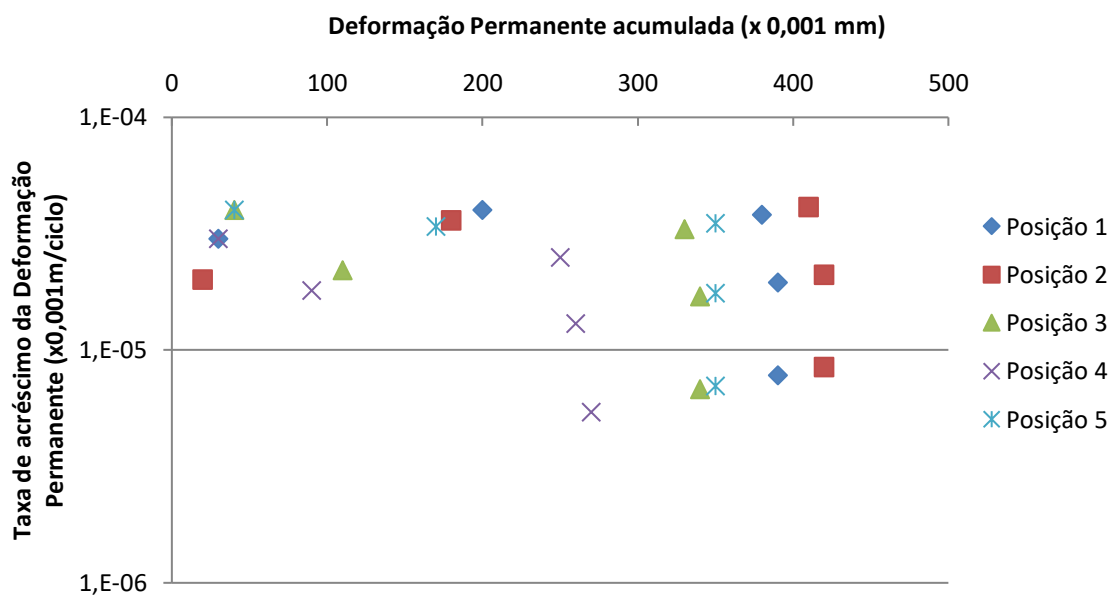


(c)

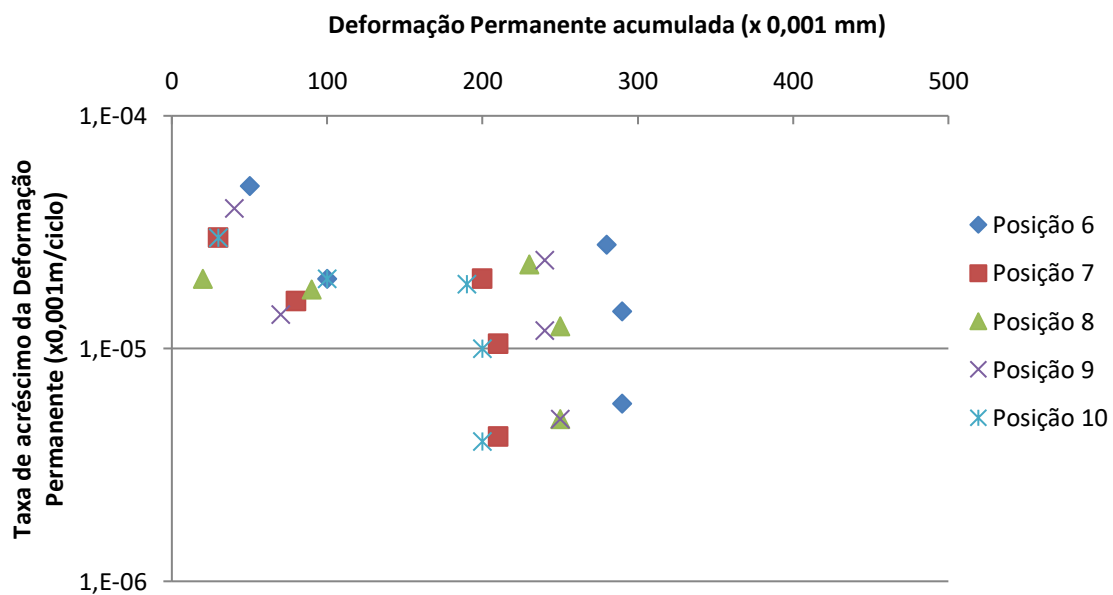


(d)

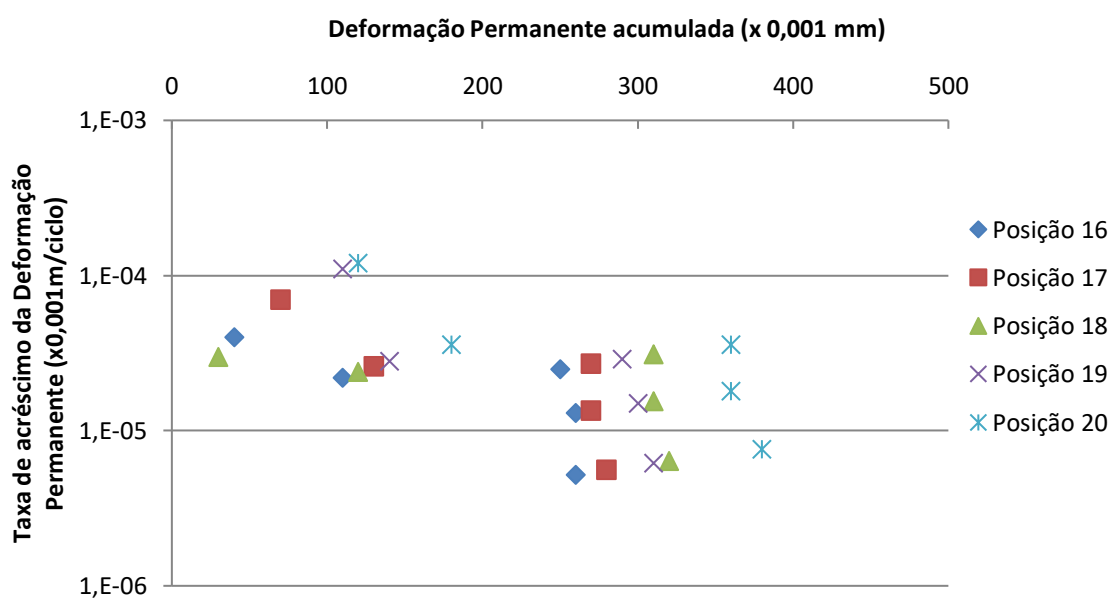
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada do solo fino por repetições da carga 9,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



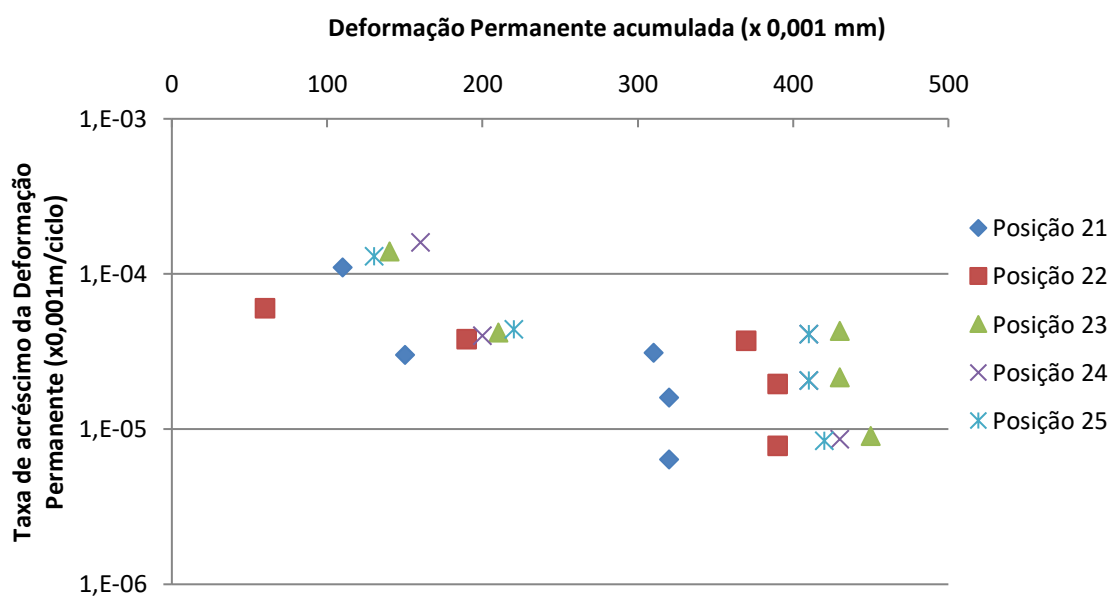
(a)



(b)

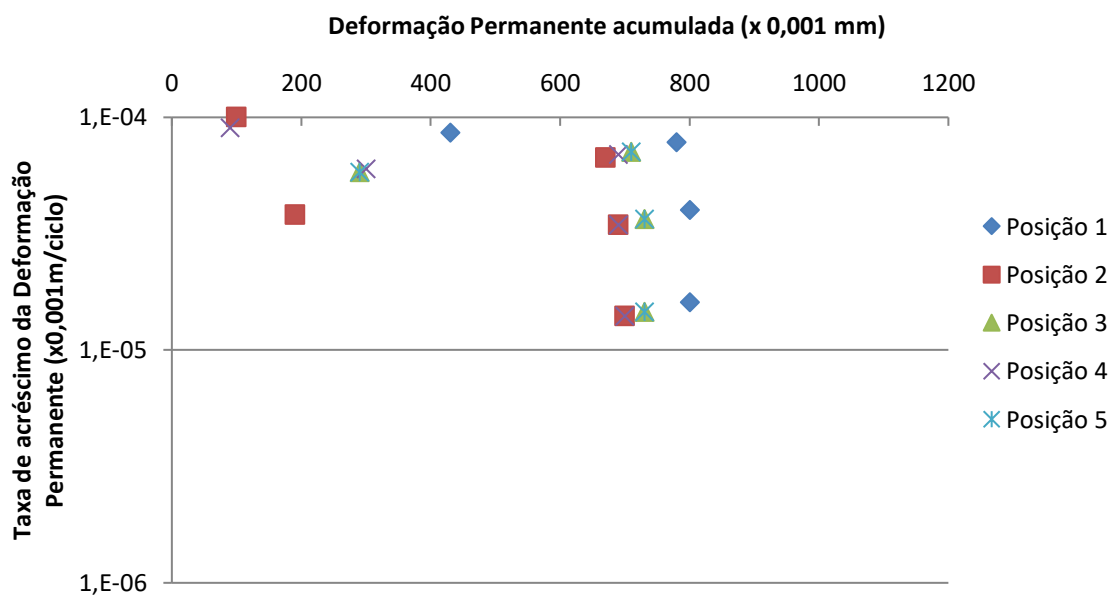


(c)

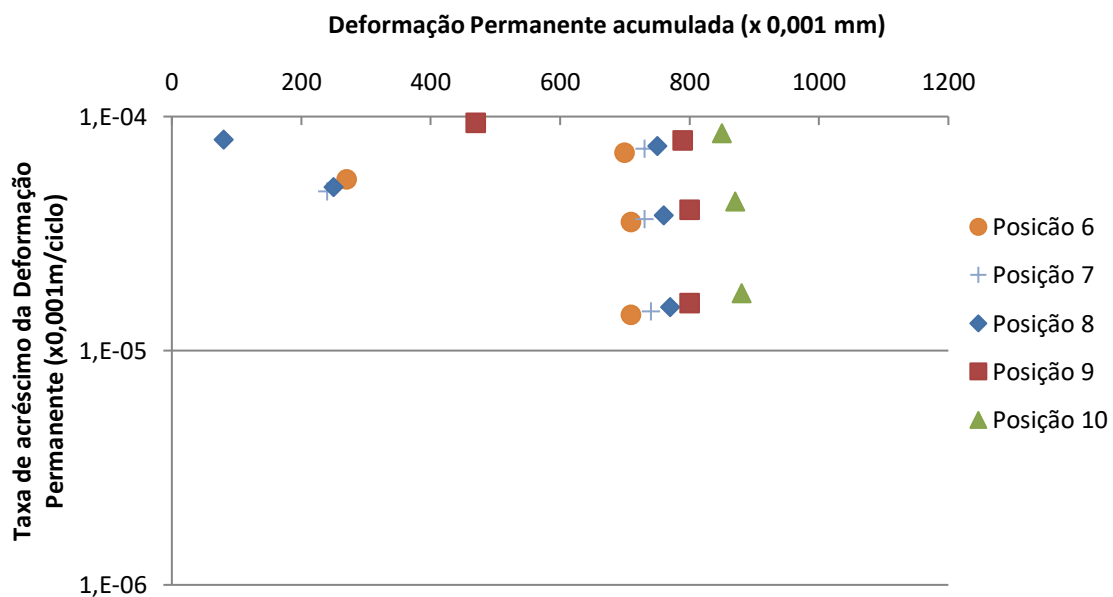


(d)

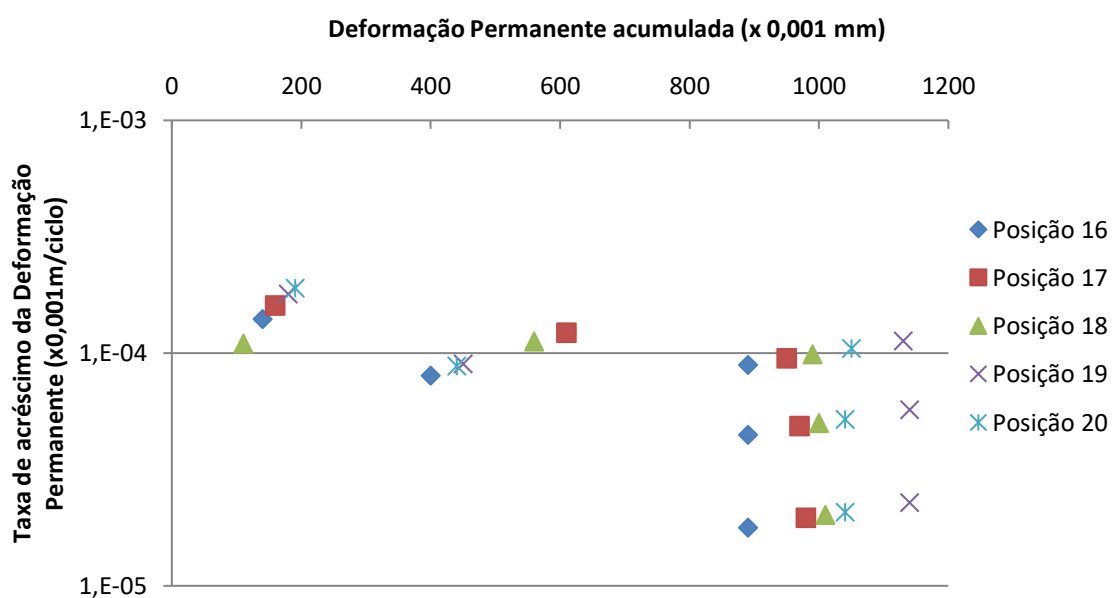
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada do solo fino por repetições da carga 11,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



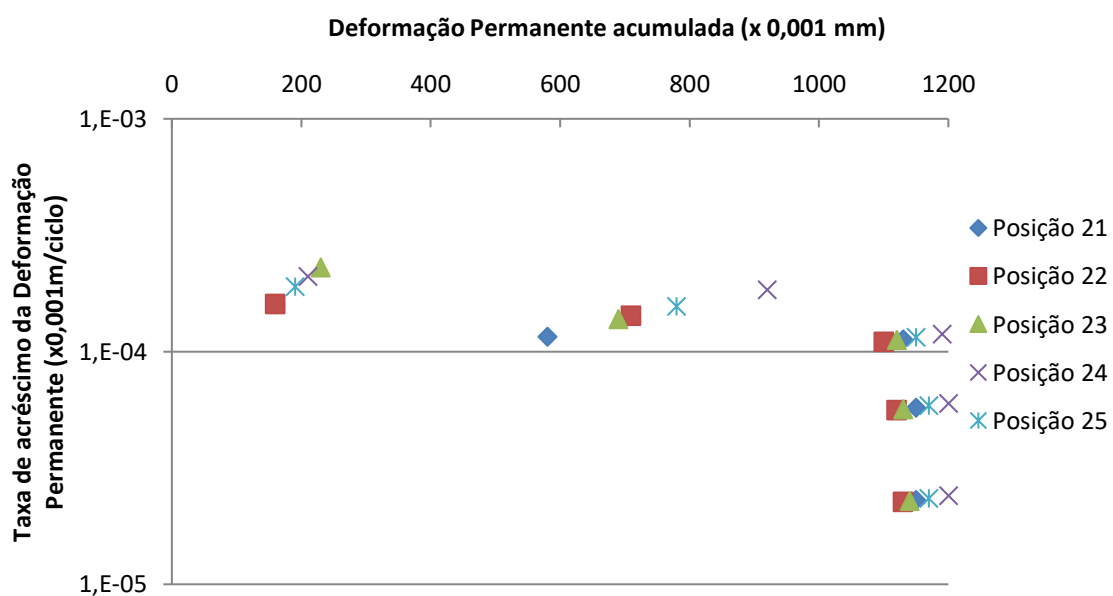
(a)



(b)



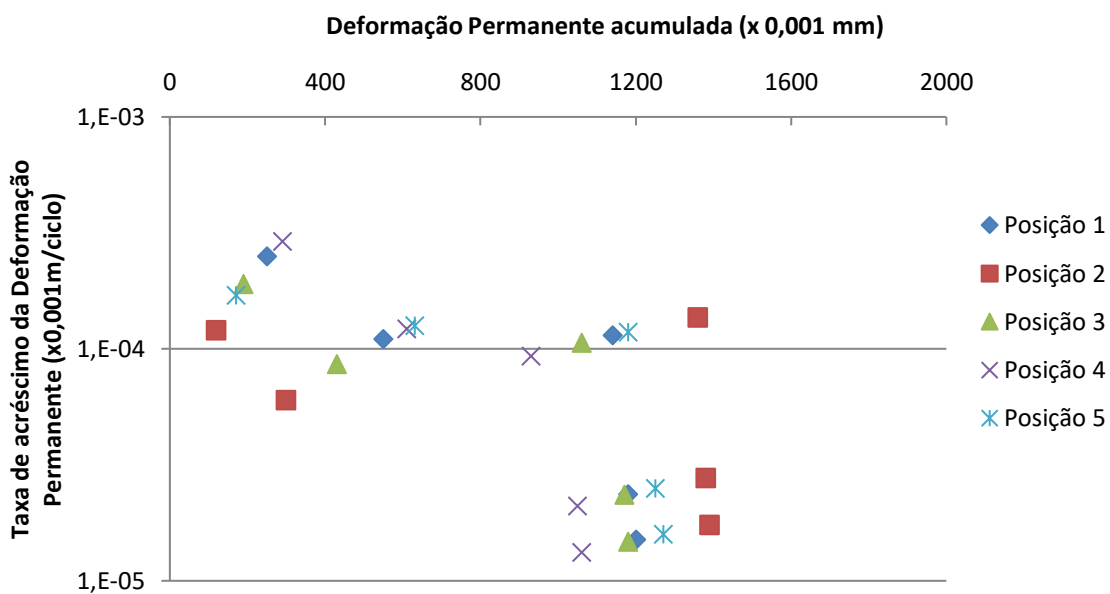
(c)



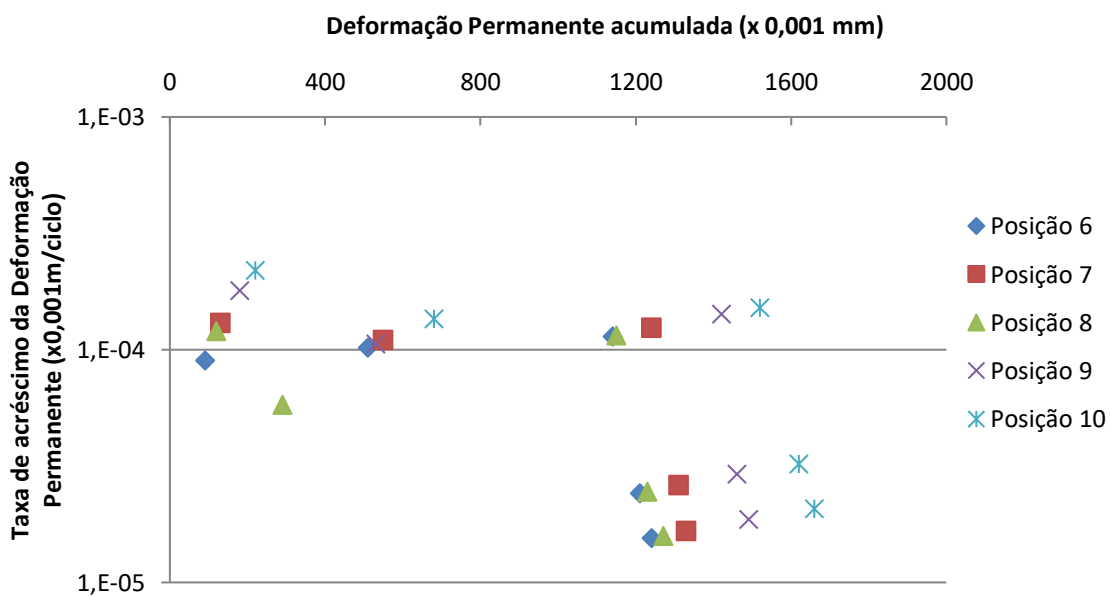
(d)



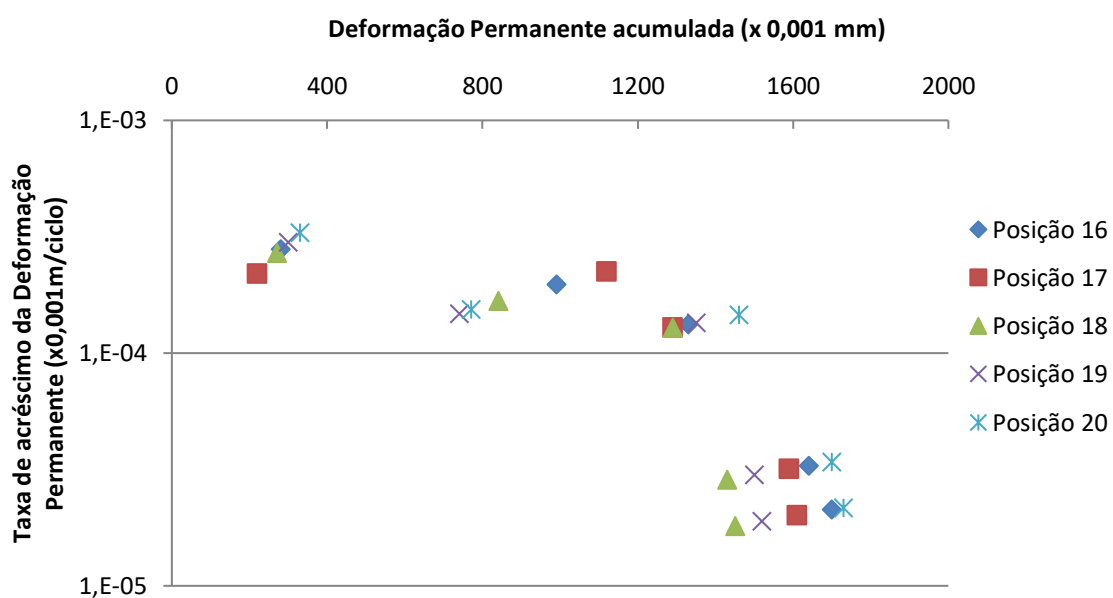
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada do solo fino por repetições da carga 13,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



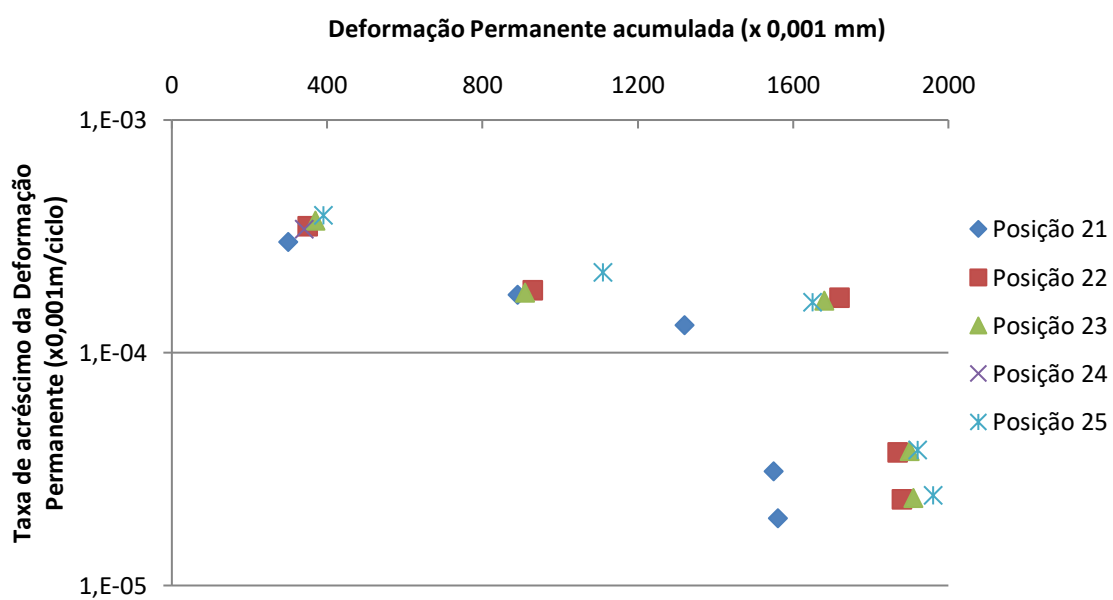
(a)



(b)

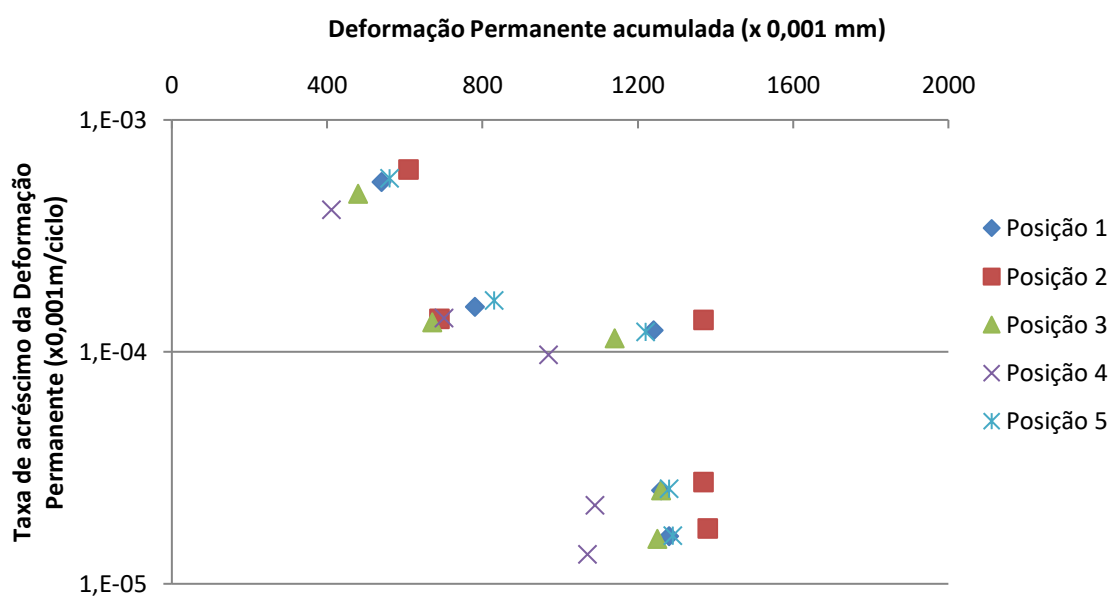


(c)

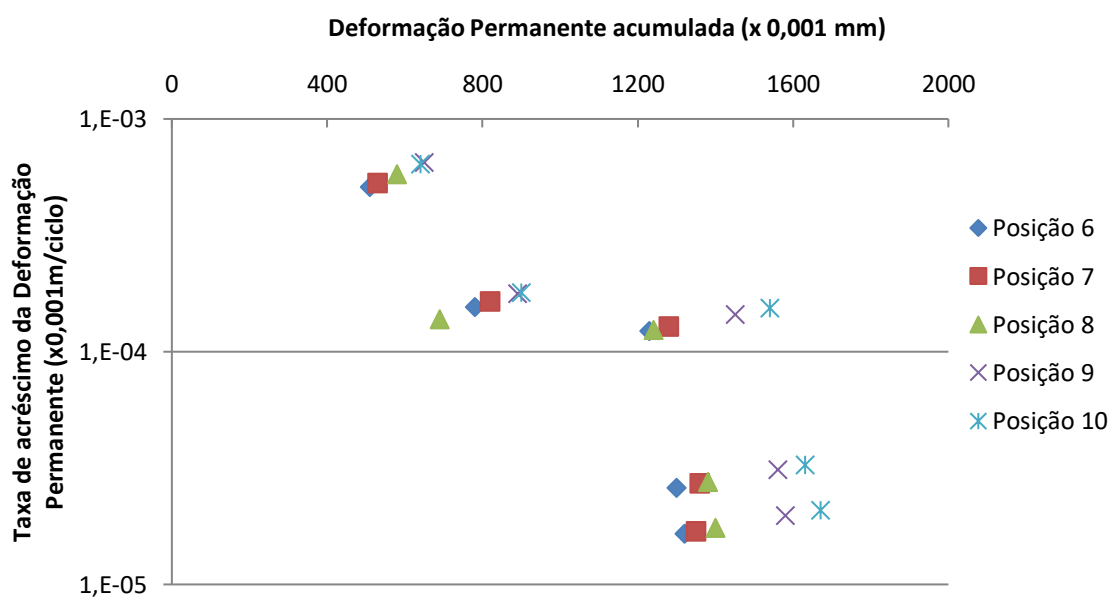


(d)

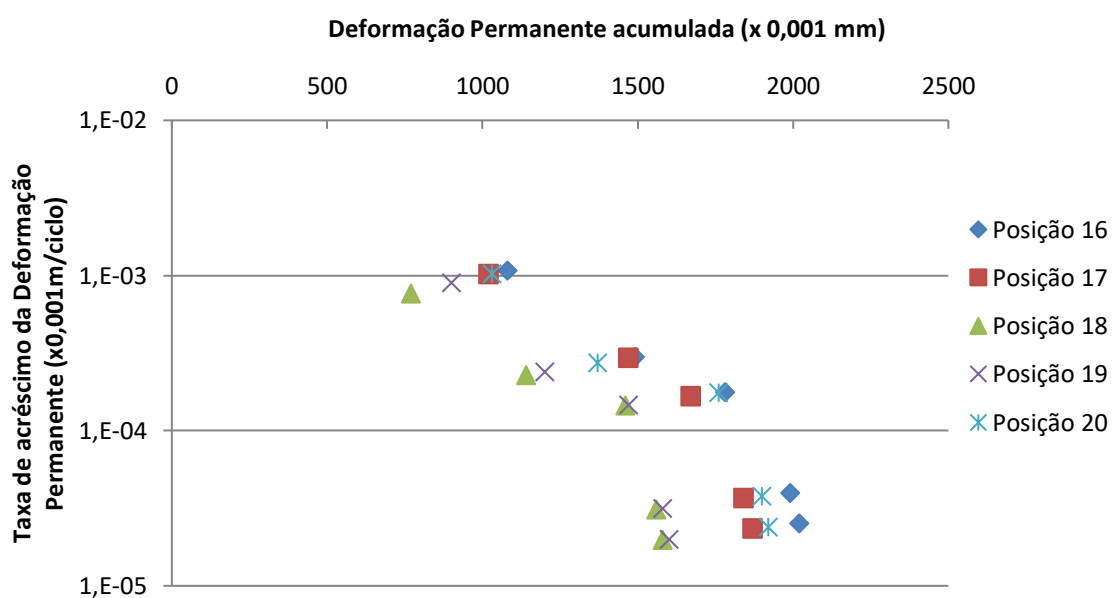
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada do solo fino por repetições da carga 14,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



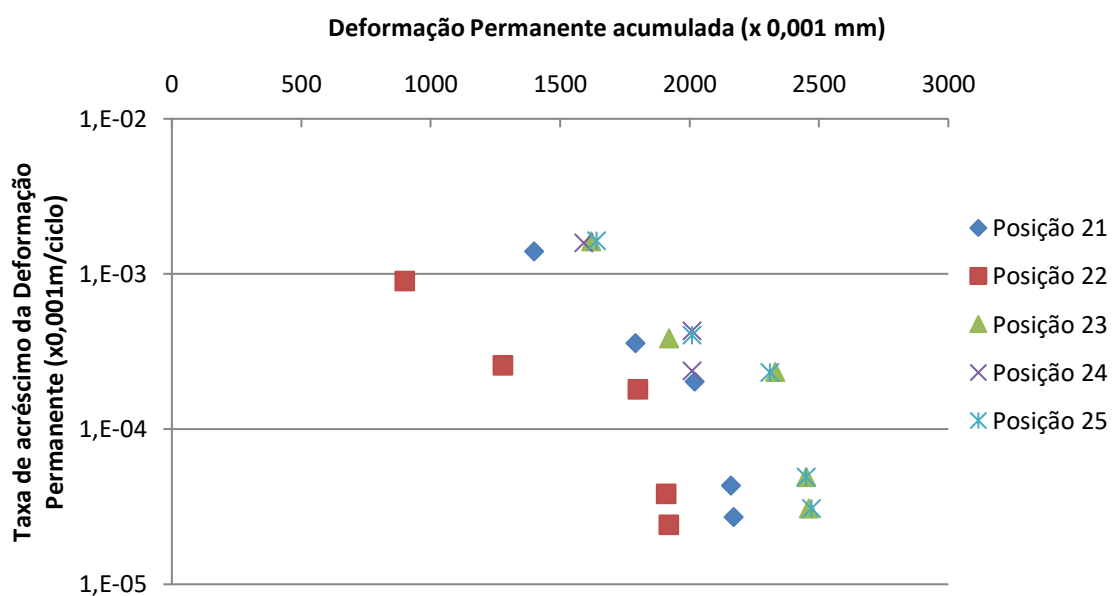
(a)



(b)

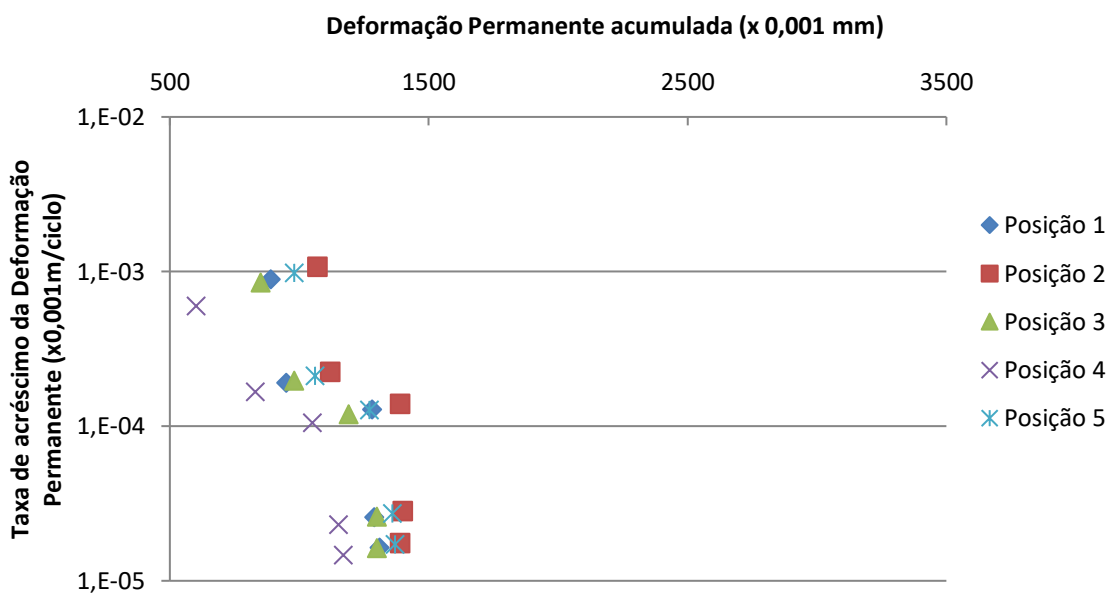


(c)

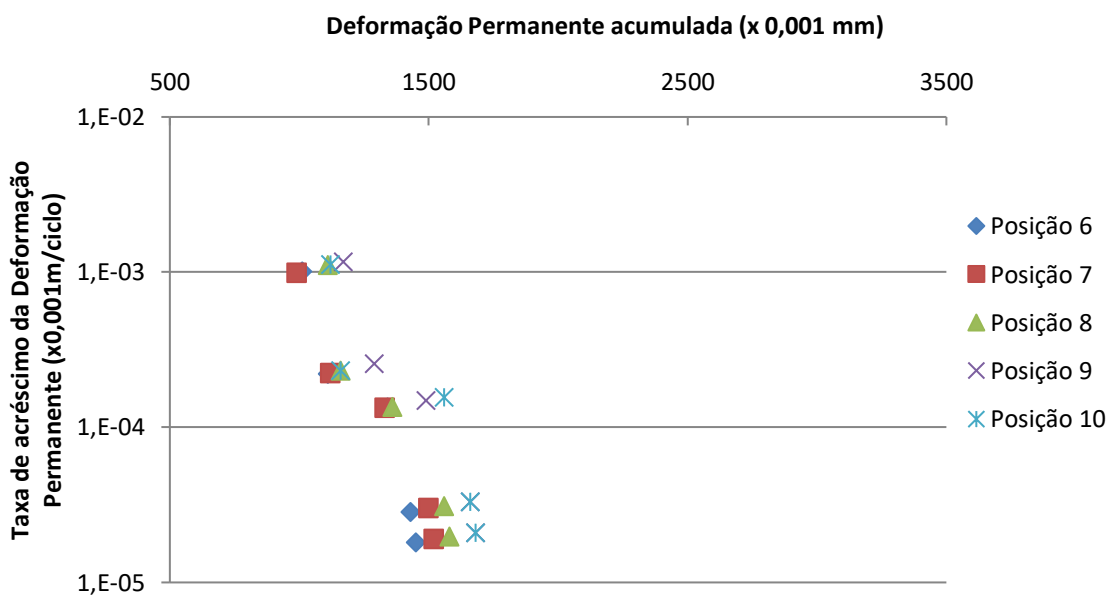


(d)

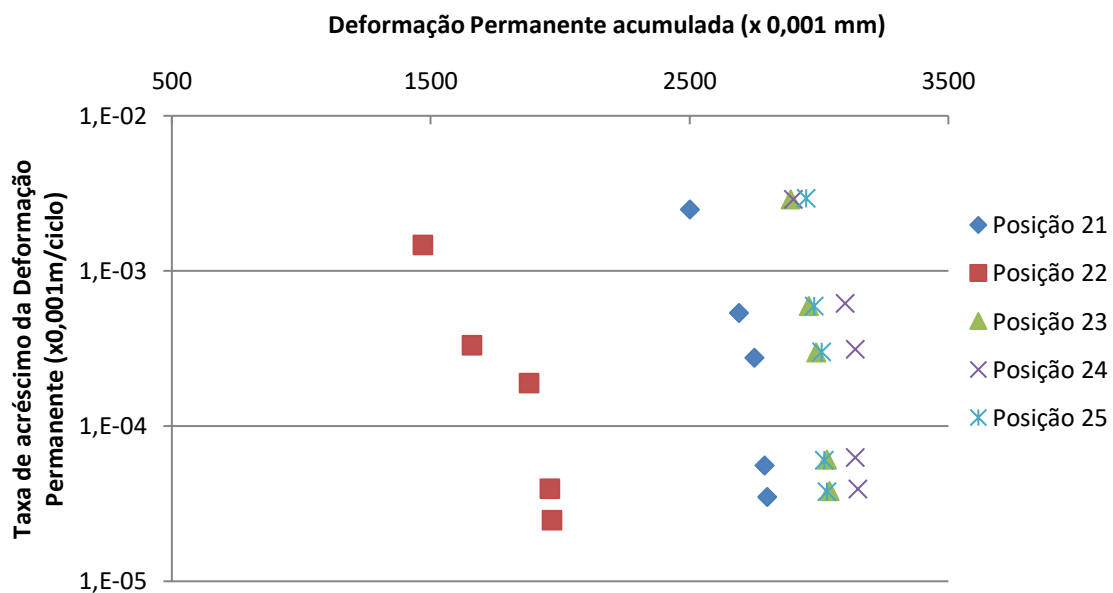
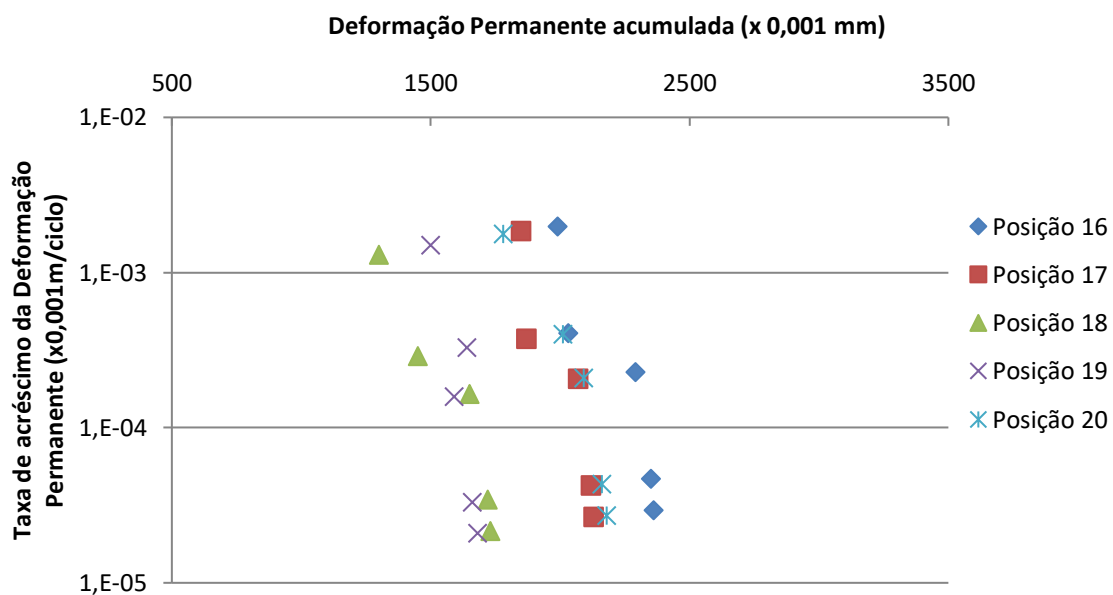
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada do solo fino por repetições da carga 15,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



(a)

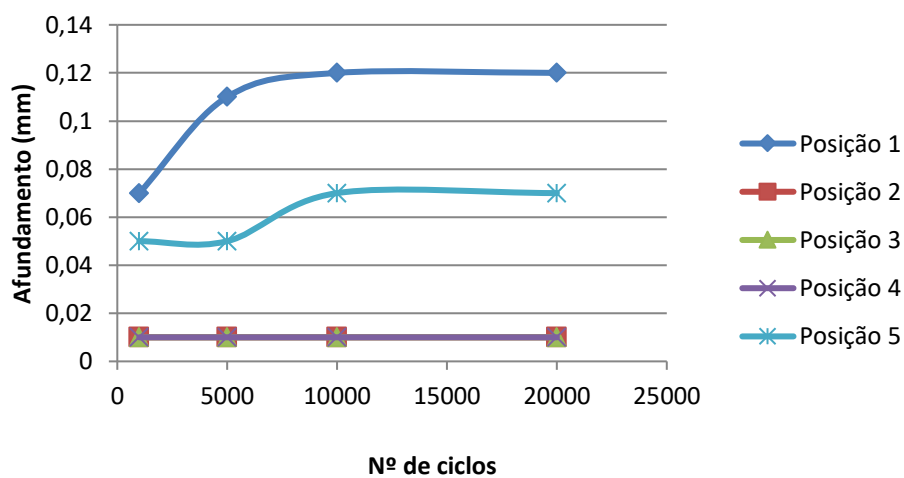


(b)

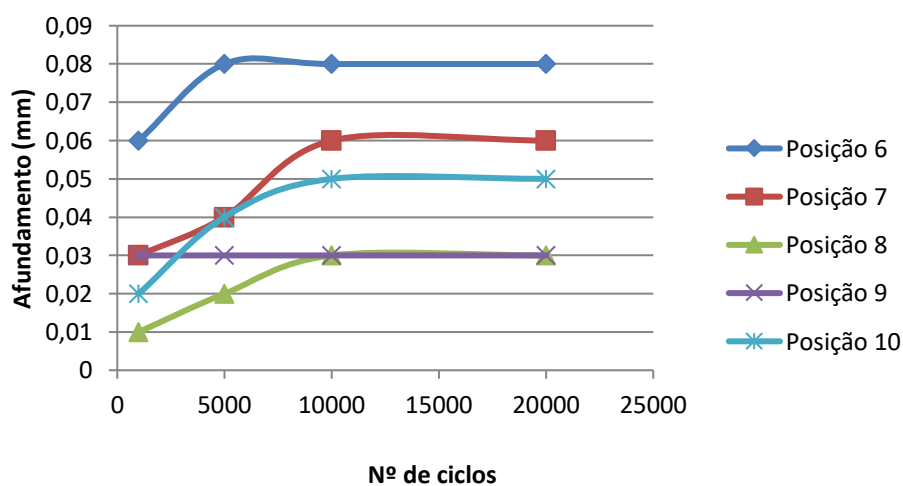


## ANEXO VI: CURVAS DE DEFORMAÇÃO ACUMULADA DA LATERITA ENSAIO LWT

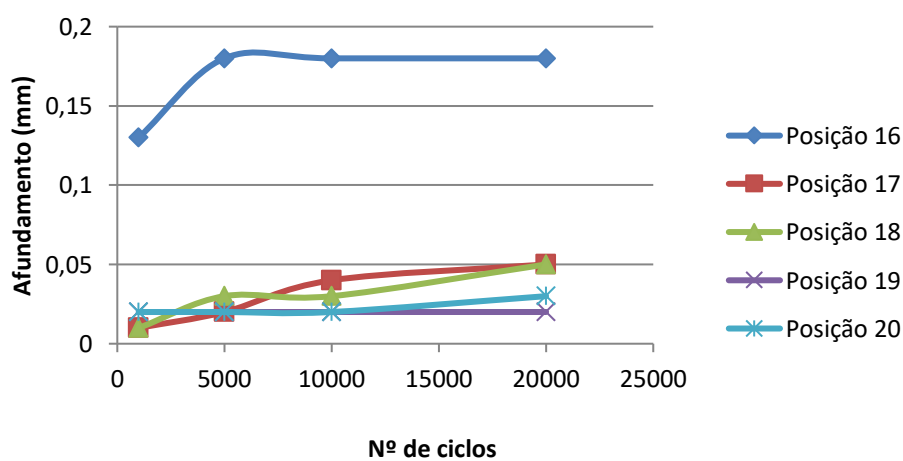
Deformação acumulada da laterita por repetições da carga 7,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



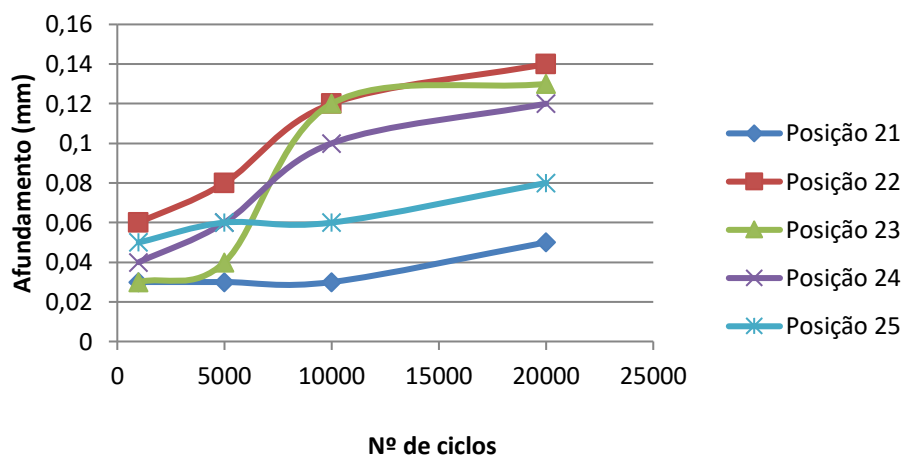
(a)



(b)



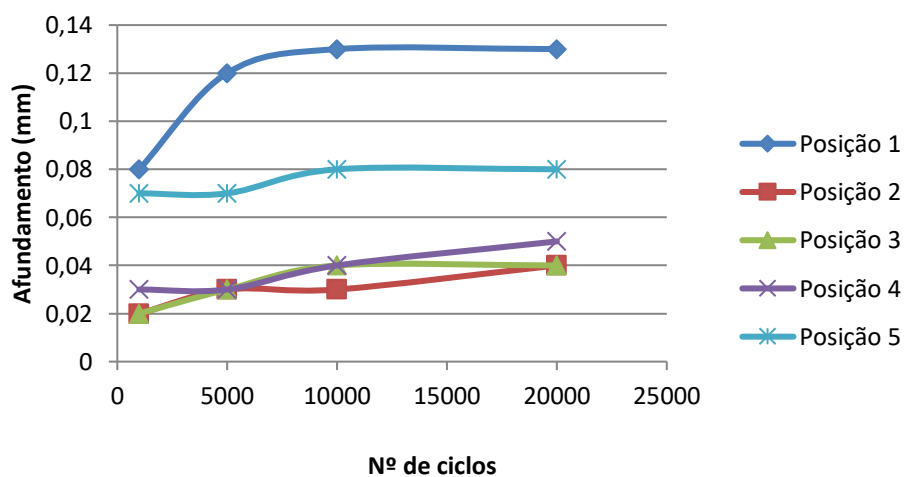
(c)



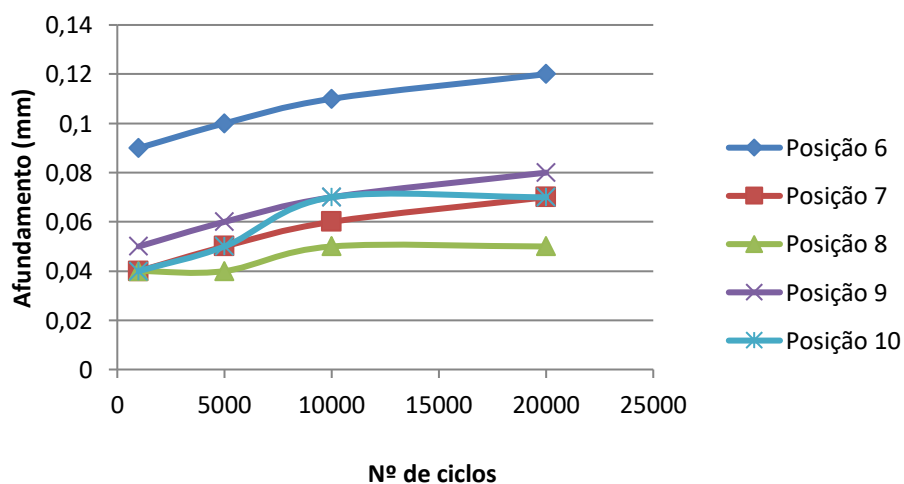
(d)

Deformação acumulada da laterita por repetições da carga 9,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c)

Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25

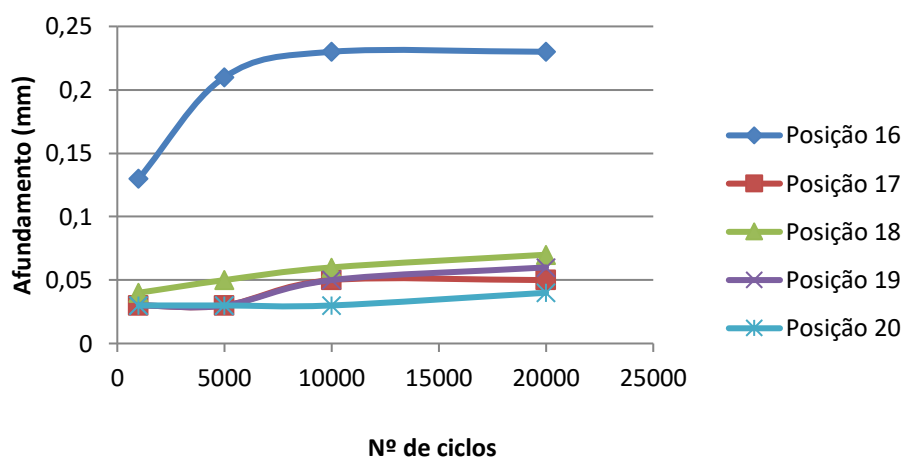


(a)

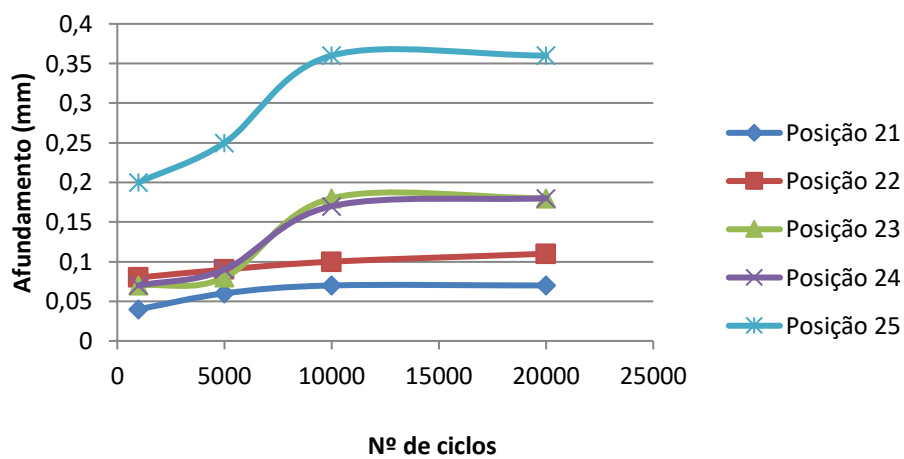


(b)



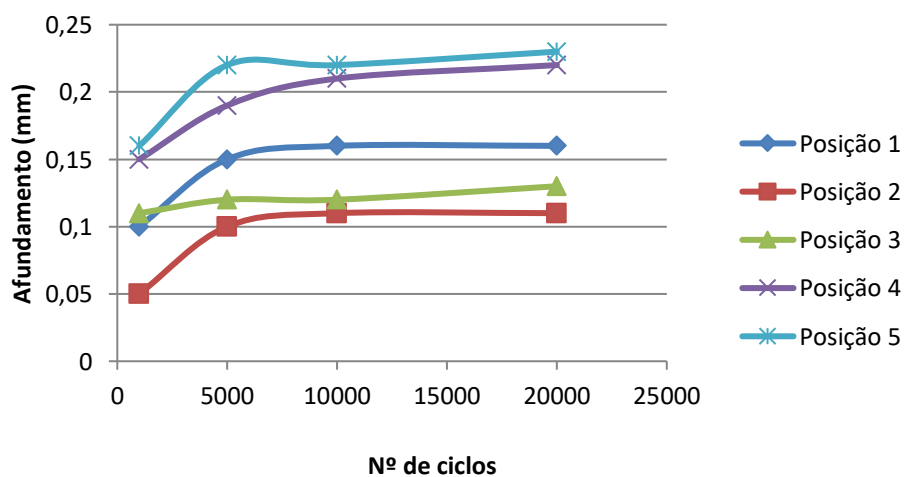


(c)

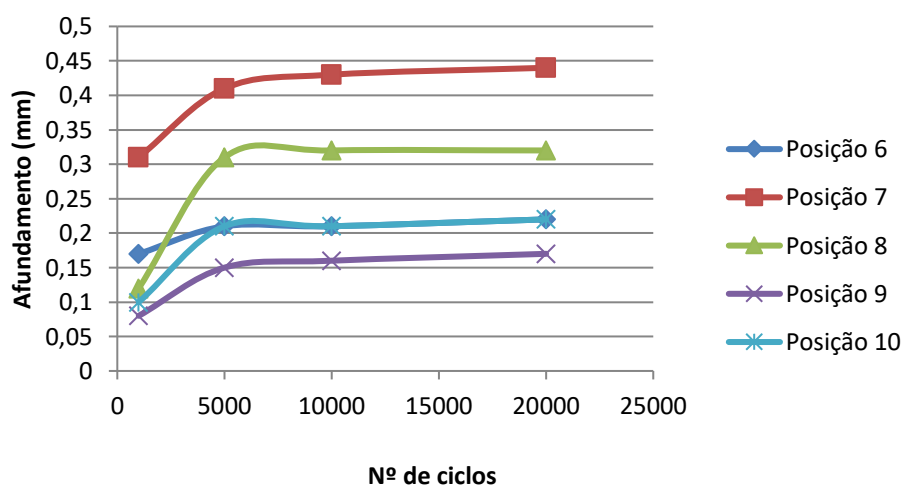


(d)

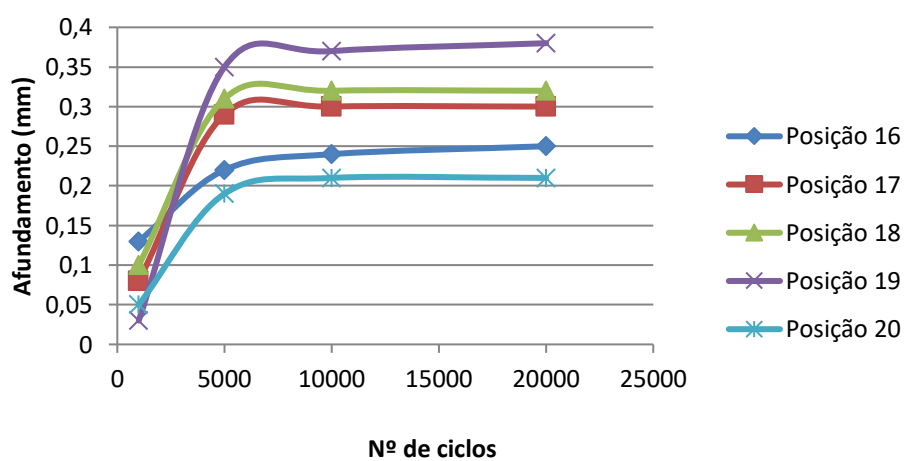
Deformação acumulada da laterita por repetições da carga 11,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



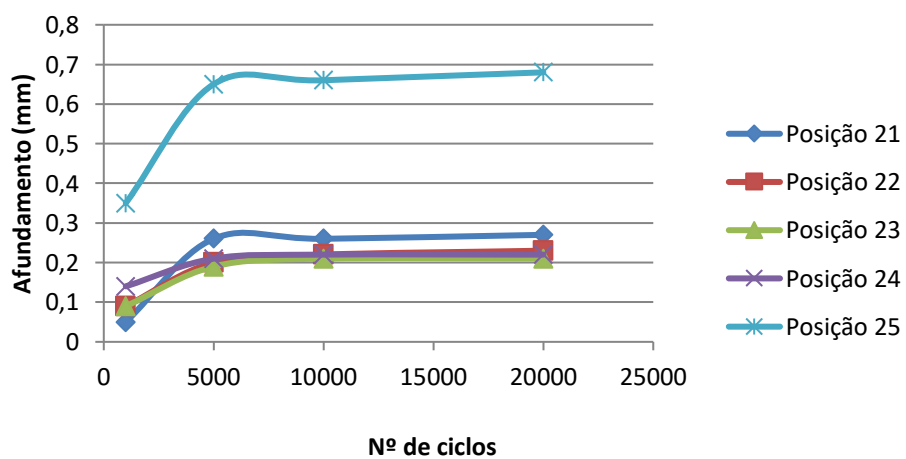
(a)



(b)

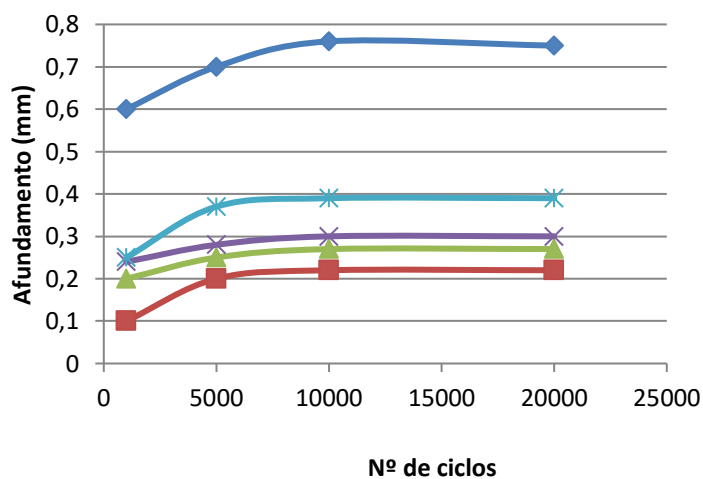


(c)

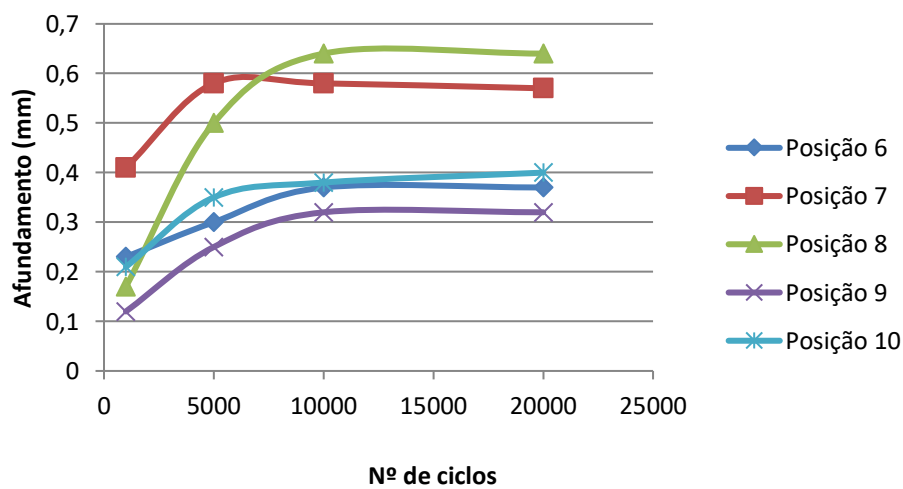


(d)

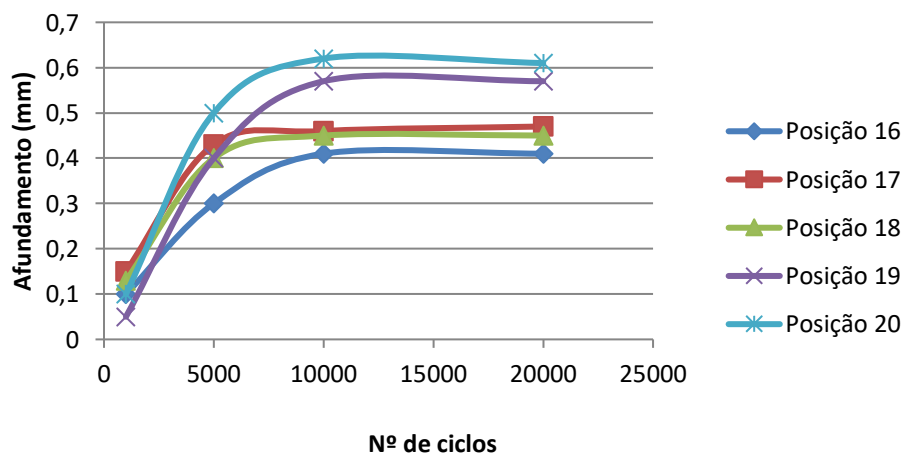
Deformação acumulada da laterita por repetições da carga 13,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



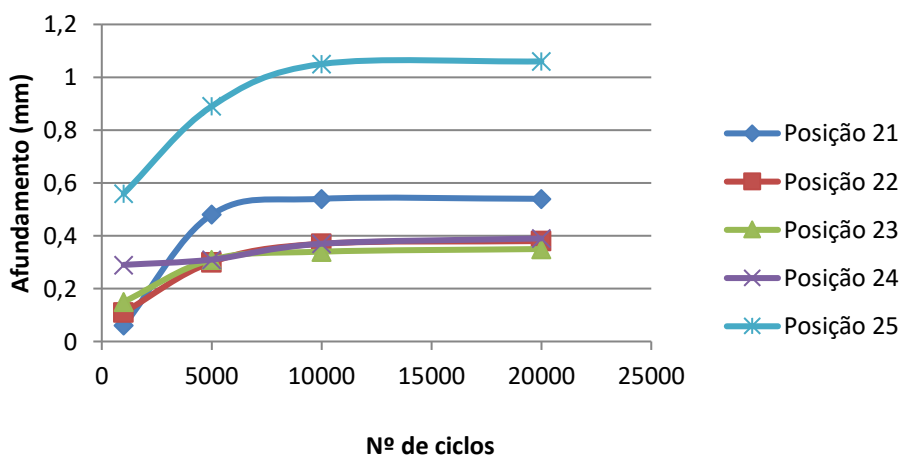
(a)



(b)

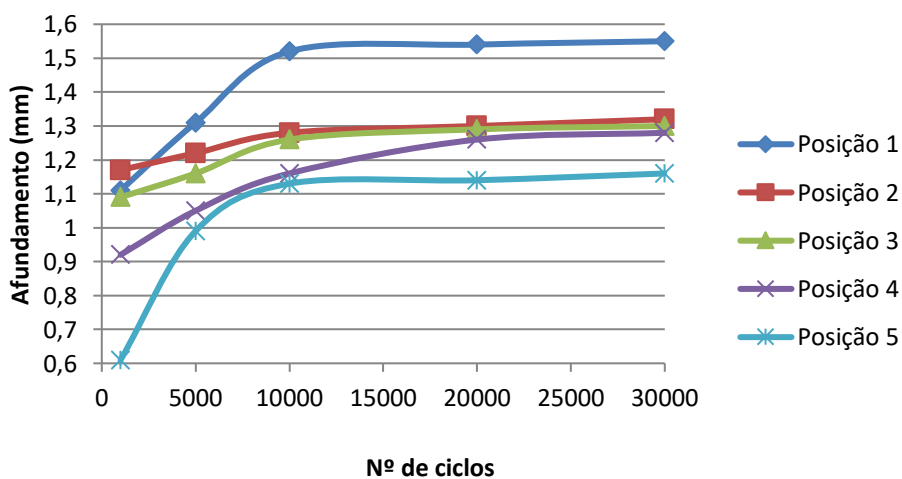


(c)

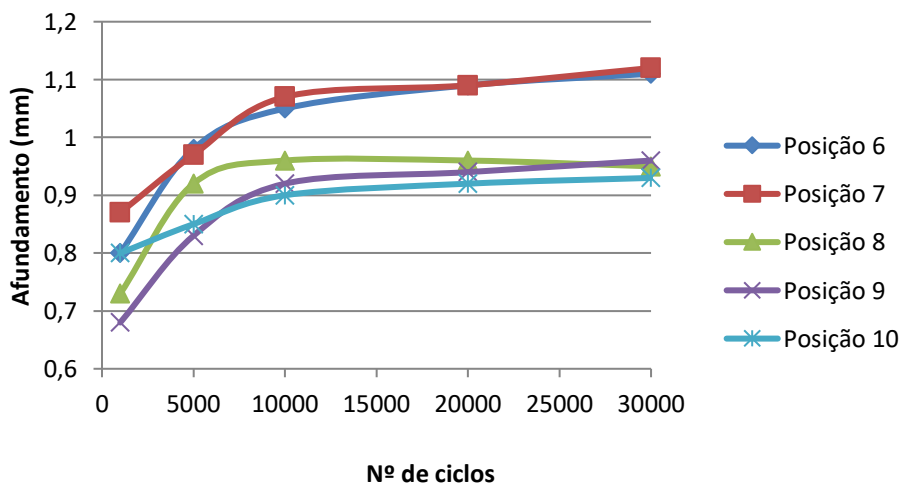


(d)

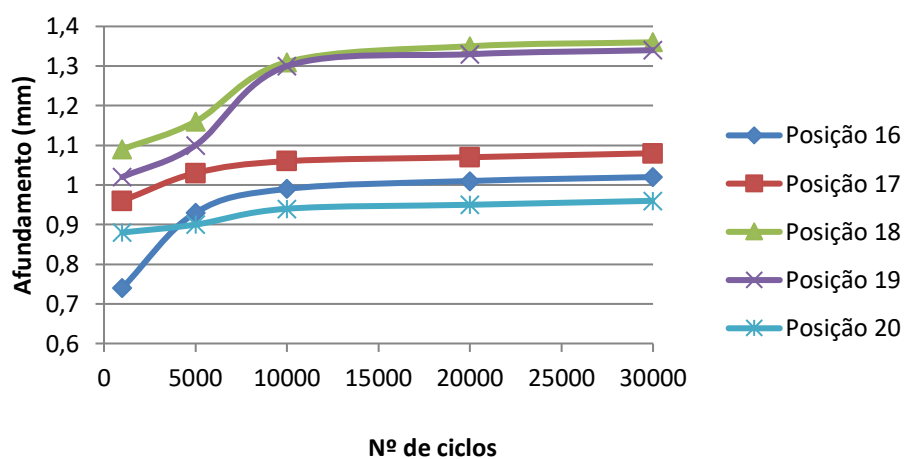
Deformação acumulada da laterita por repetições da carga 14,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



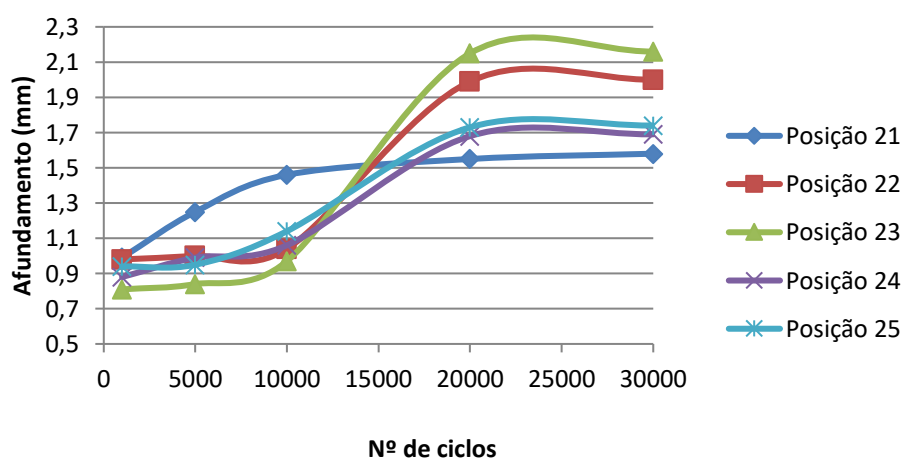
(a)



(b)

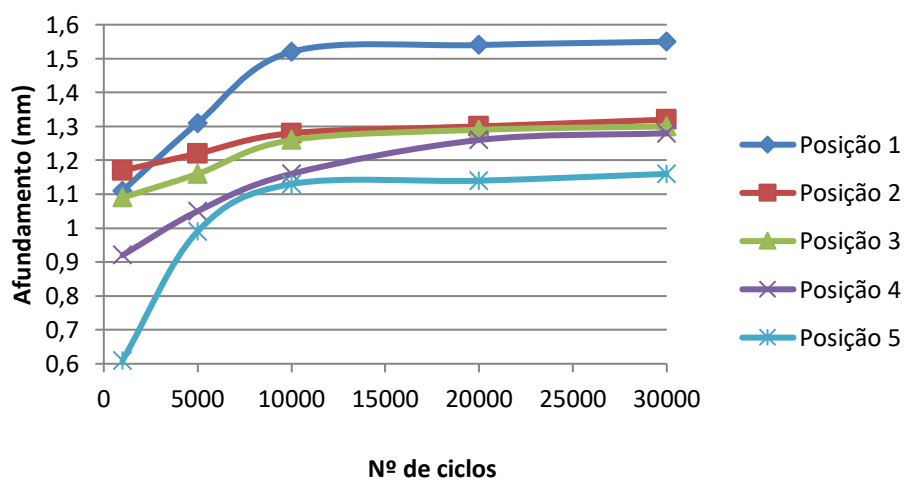


(c)

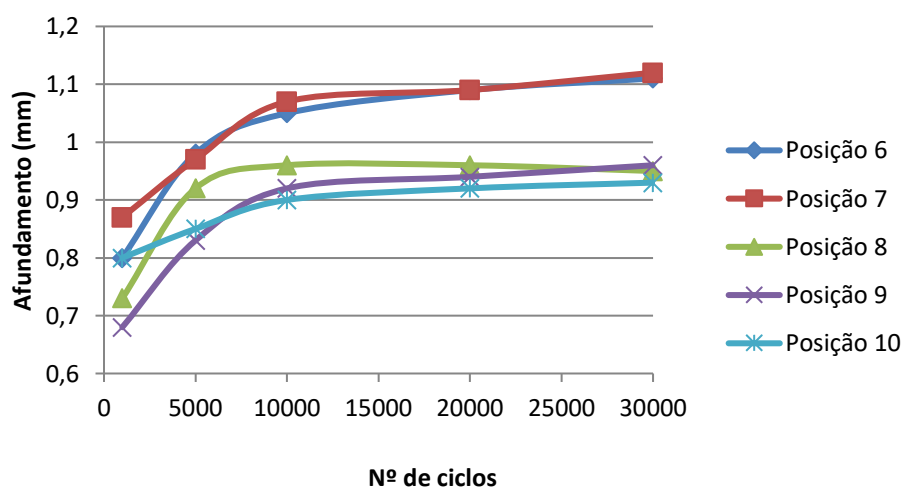


(d)

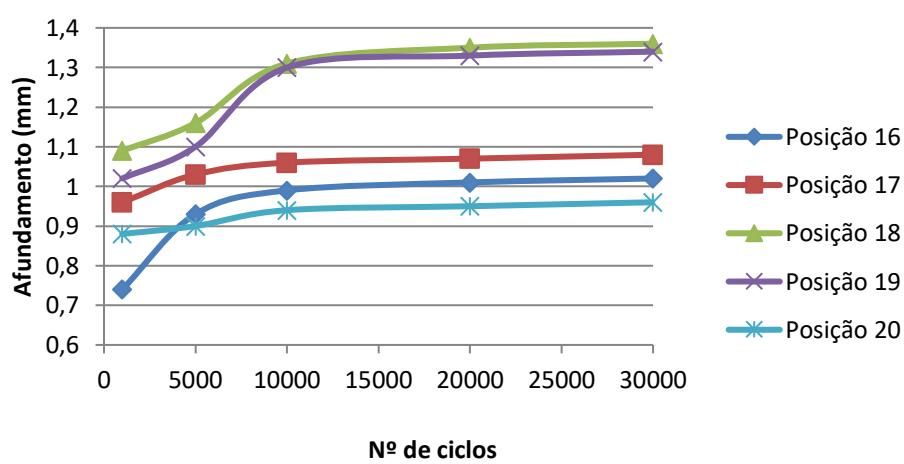
Deformação acumulada da laterita por repetições da carga 15,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



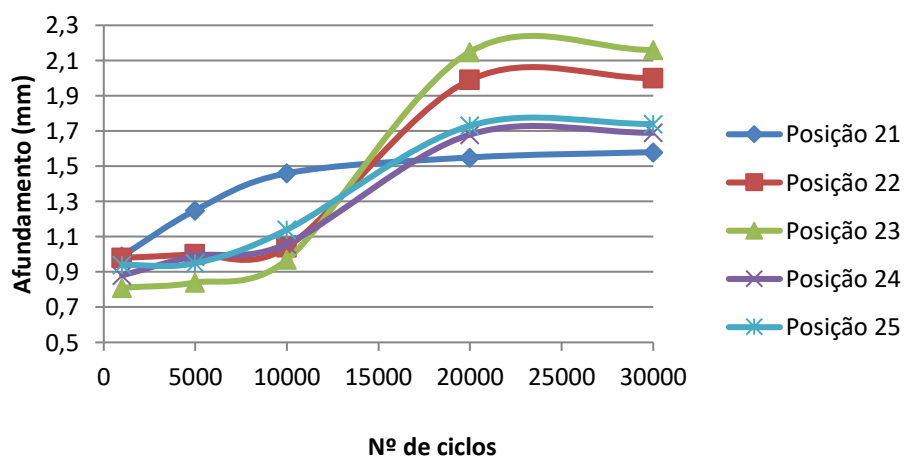
(a)



(b)



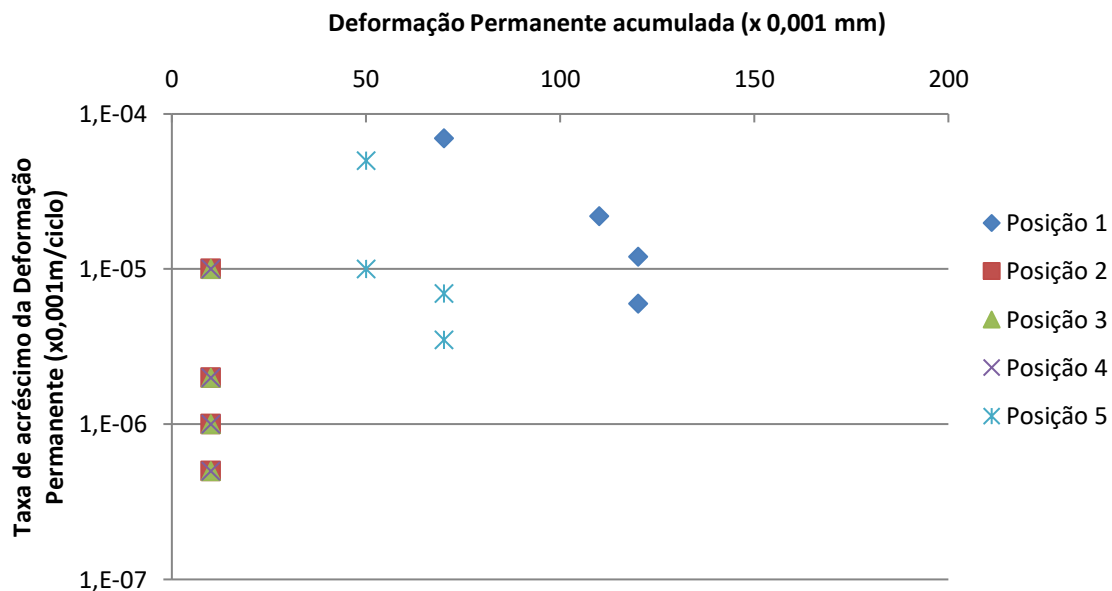
(c)



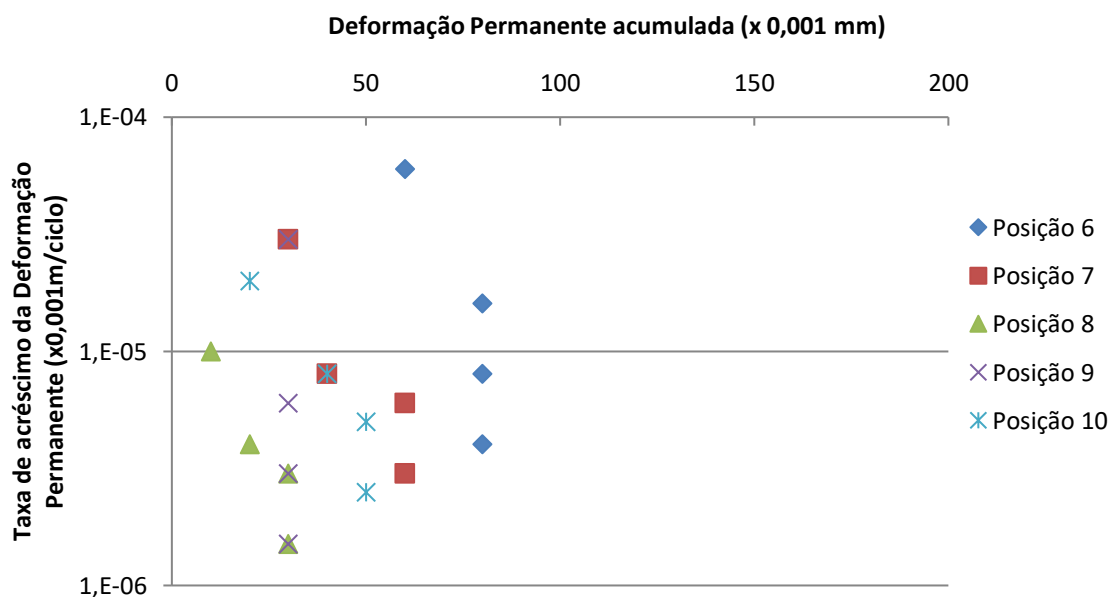
(d)

ANEXO VII: PESQUISA DE ACOMODAMENTO DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES DA LATERITA ENSAIO LWT

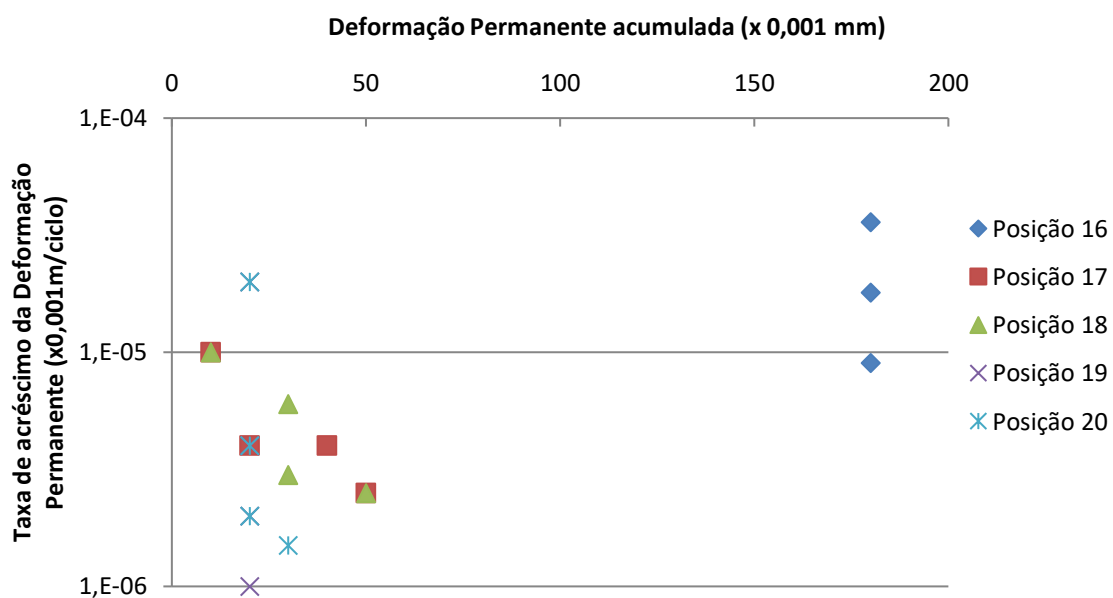
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada da laterita por repetições da carga 7,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



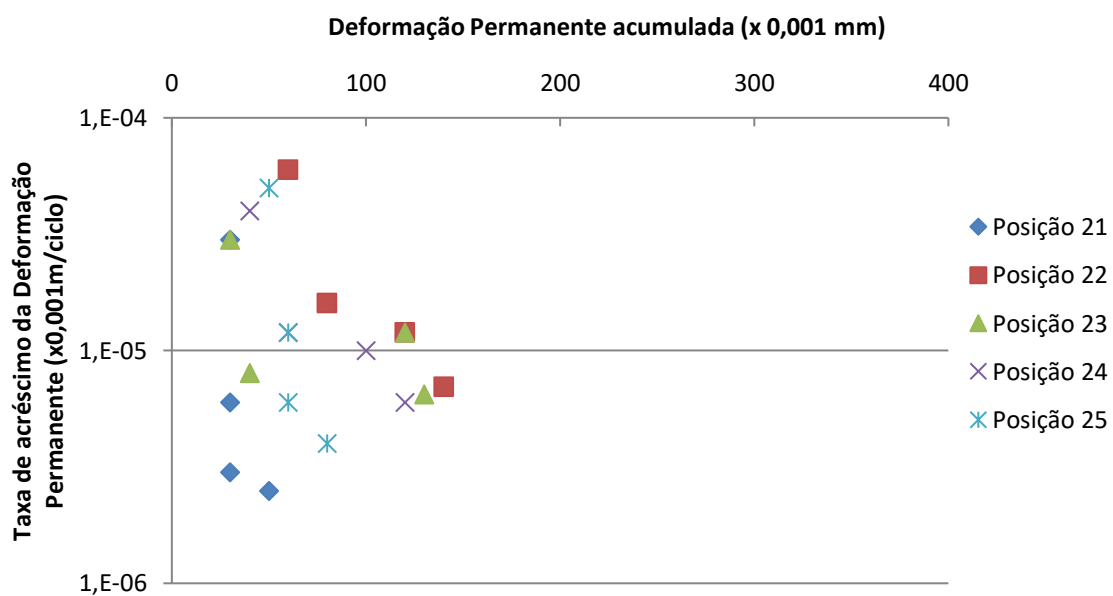
(a)



(b)



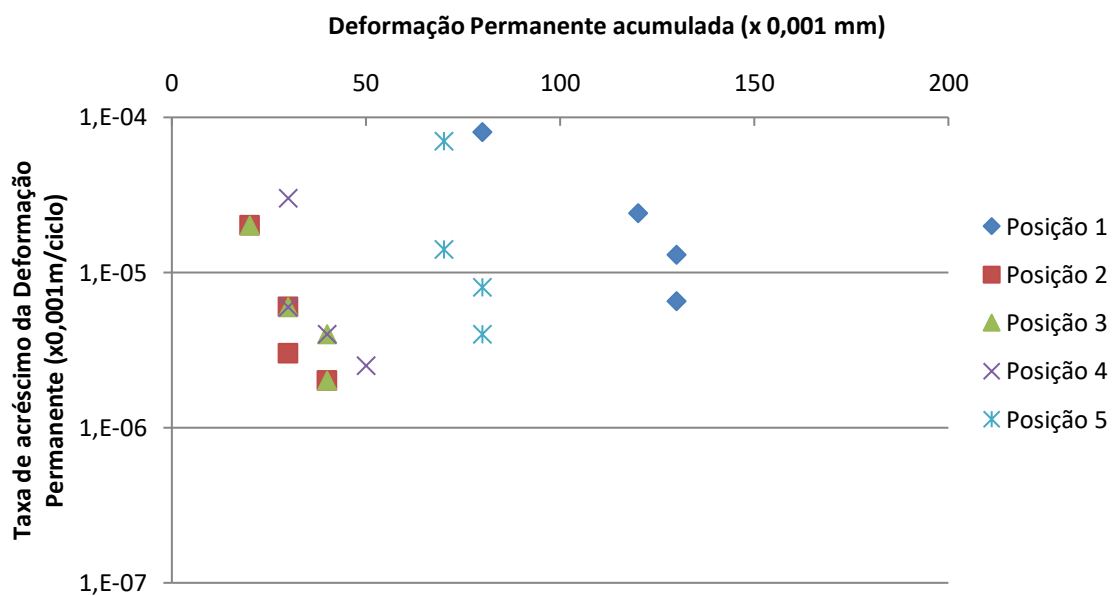
(c)



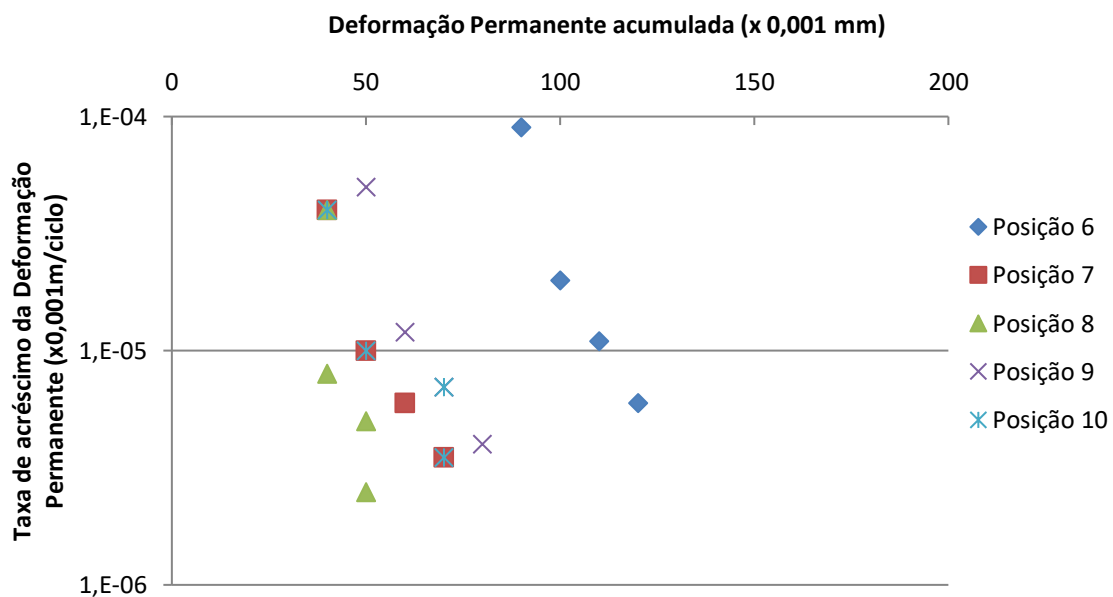
(d)



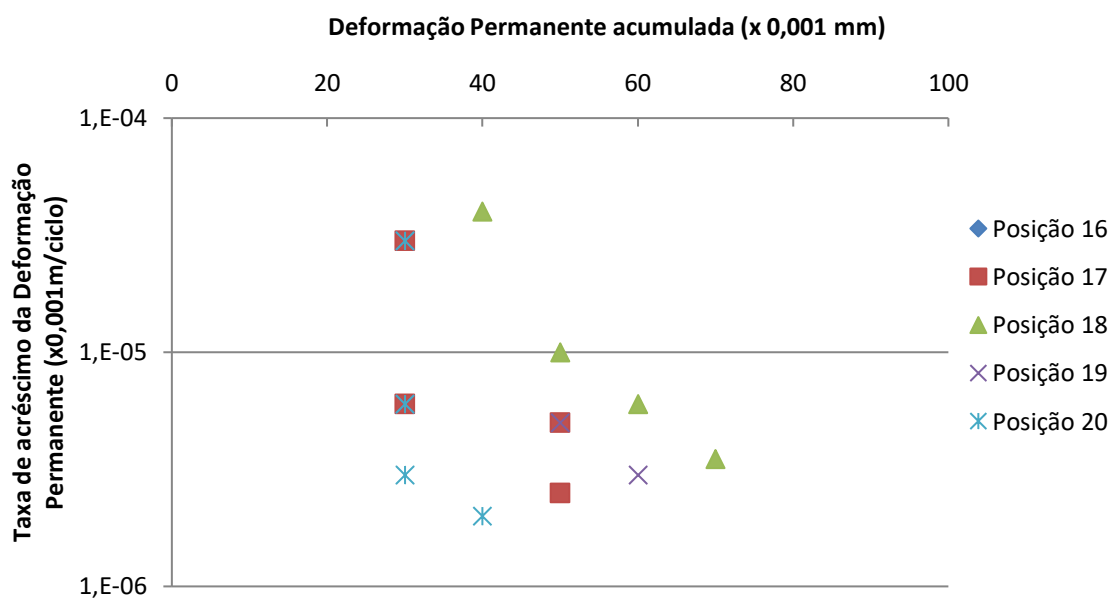
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada da laterita por repetições da carga 9,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



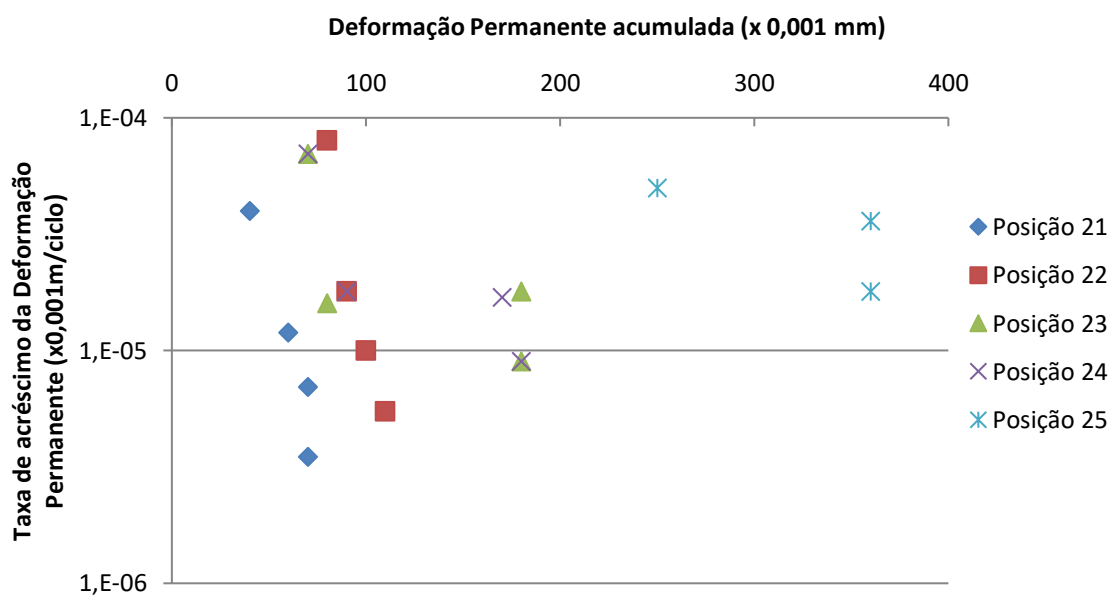
(a)



(b)

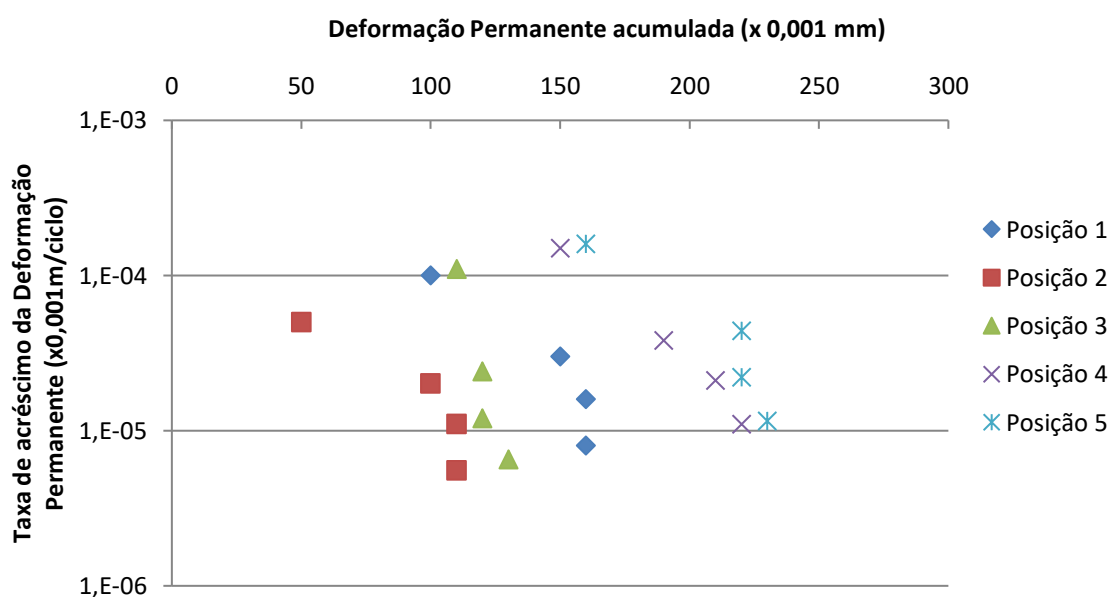


(c)

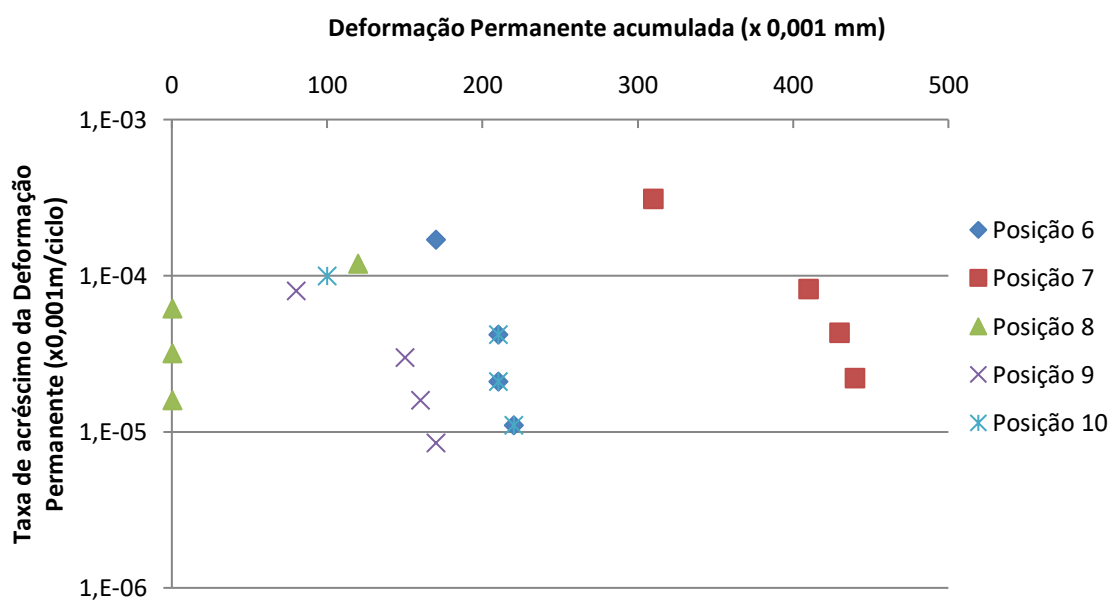


(d)

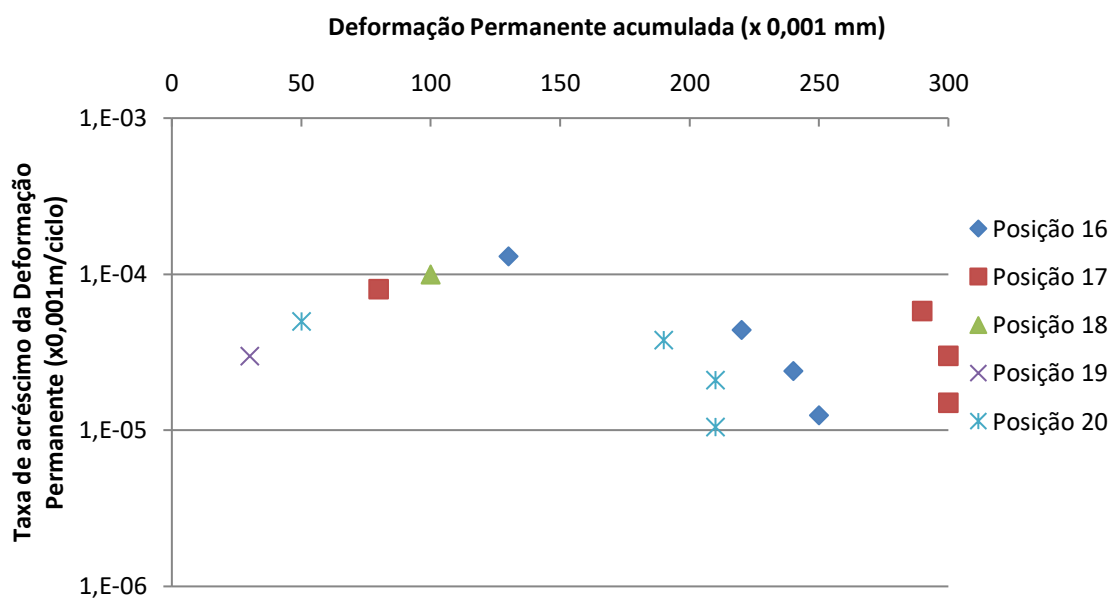
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada da laterita por repetições da carga 11,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



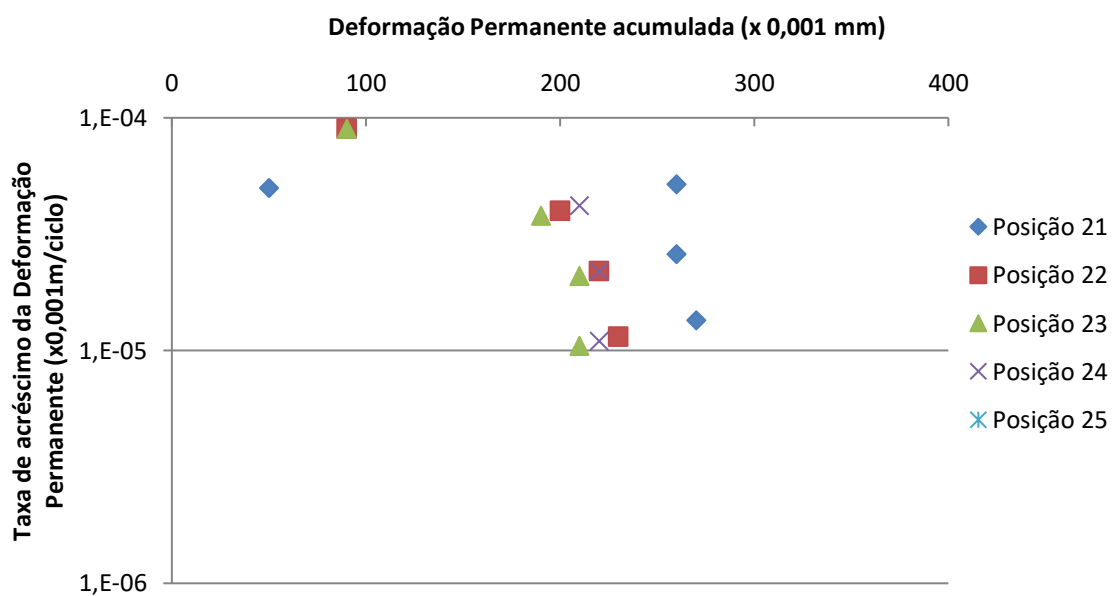
(a)



(b)

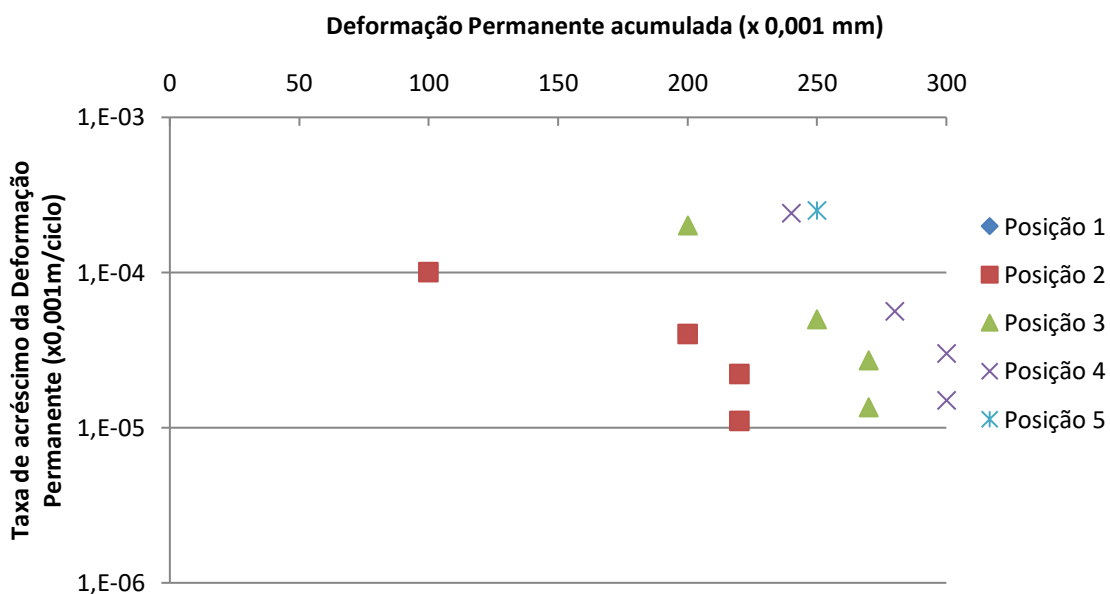


(c)

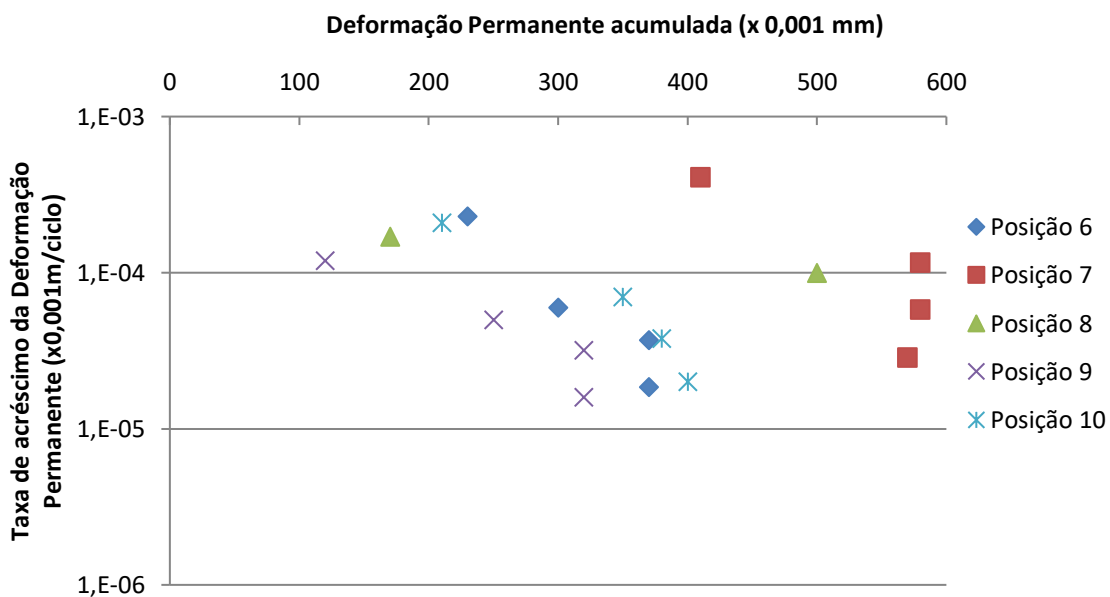


(d)

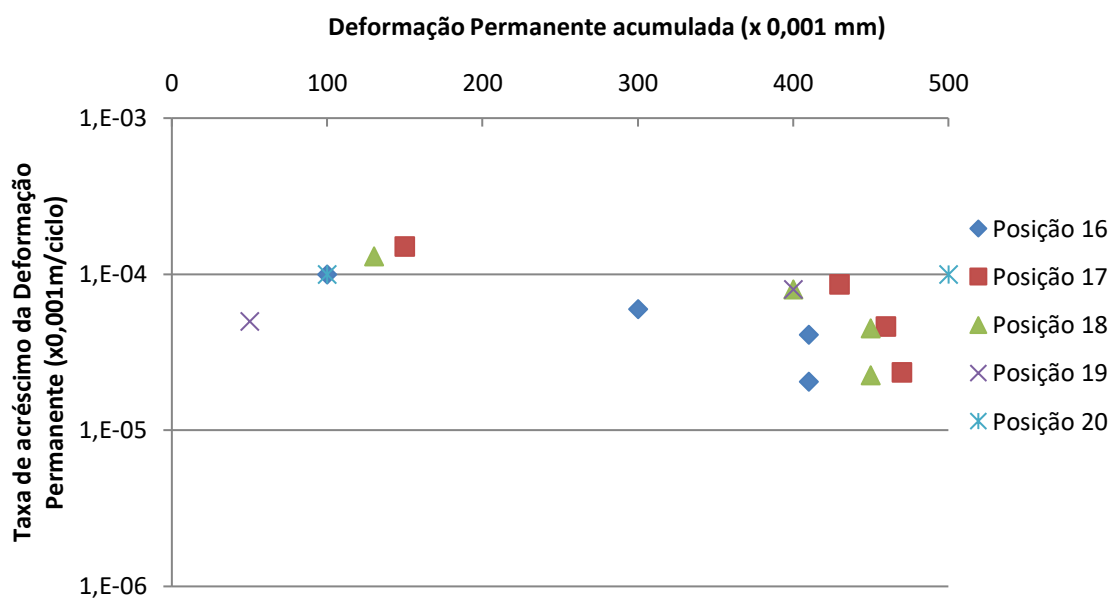
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada da laterita por repetições da carga 13,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



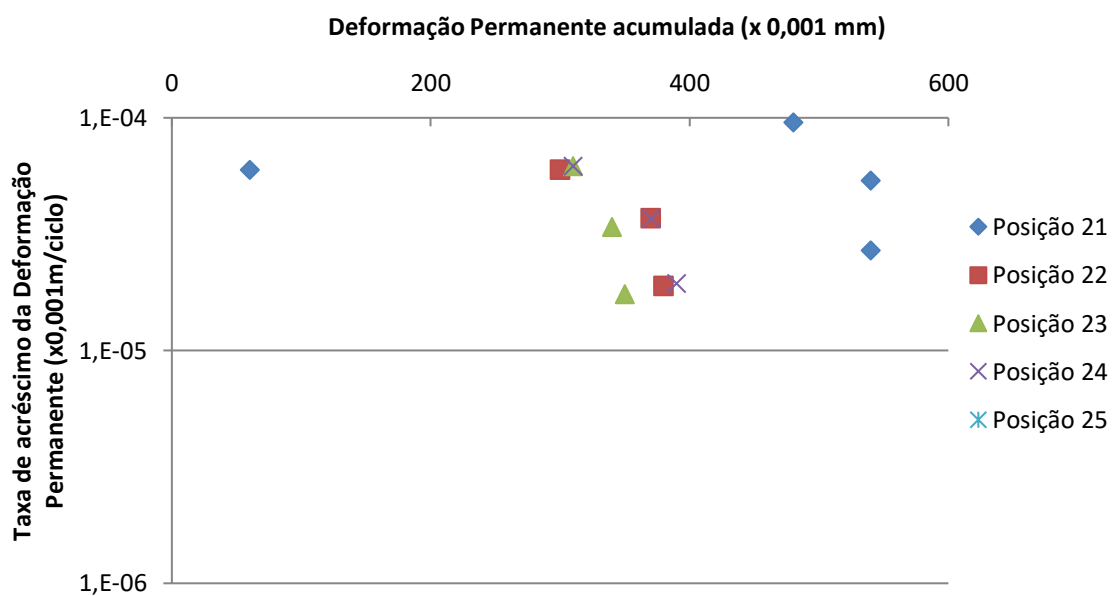
(a)



(b)

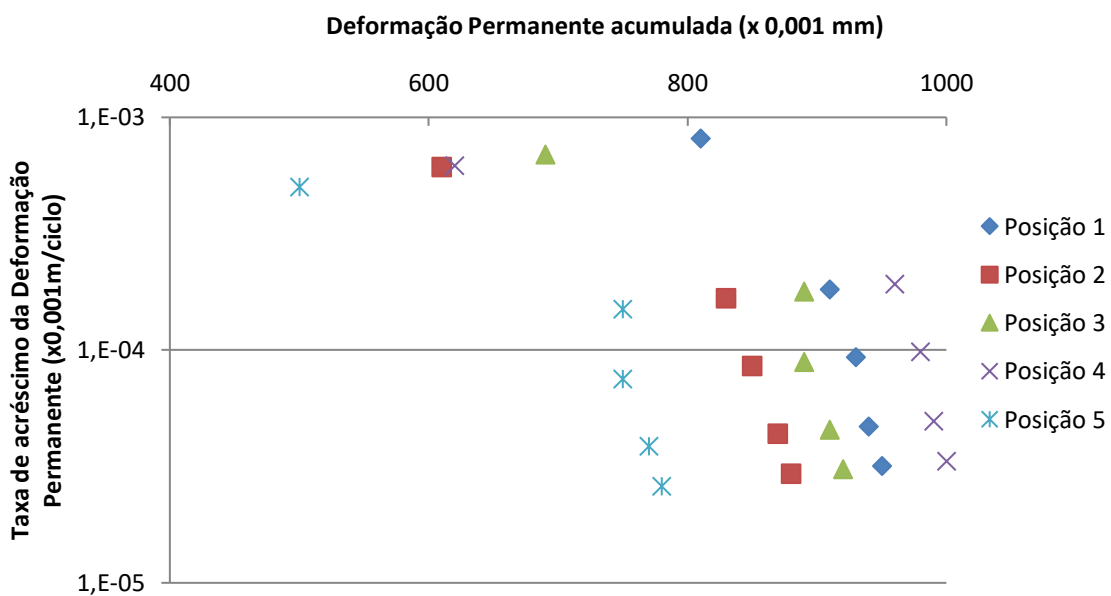


(c)

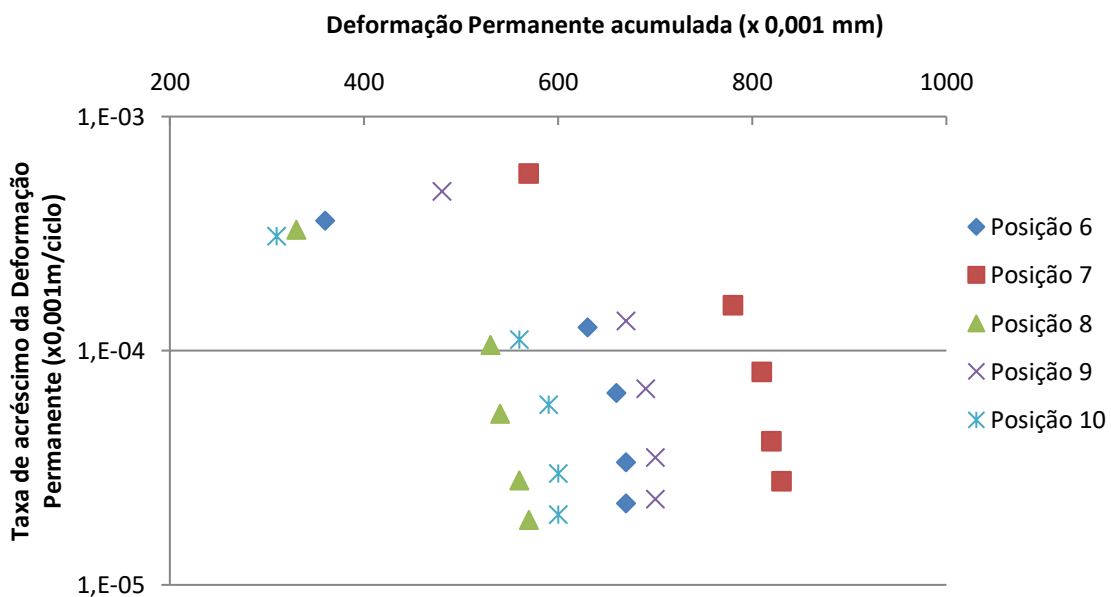


(d)

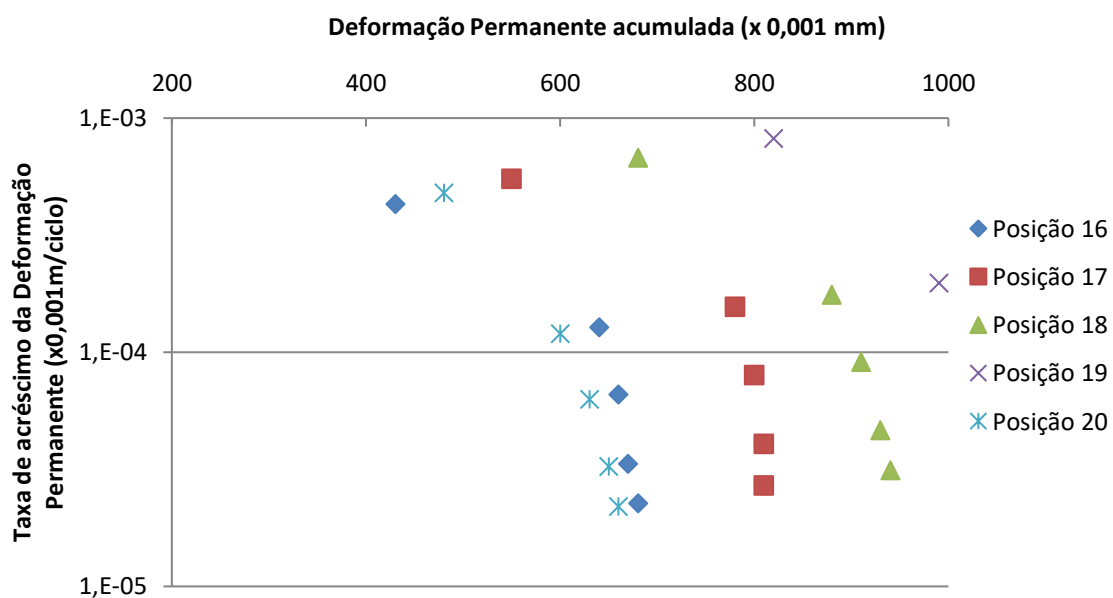
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada da laterita por repetições da carga 14,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



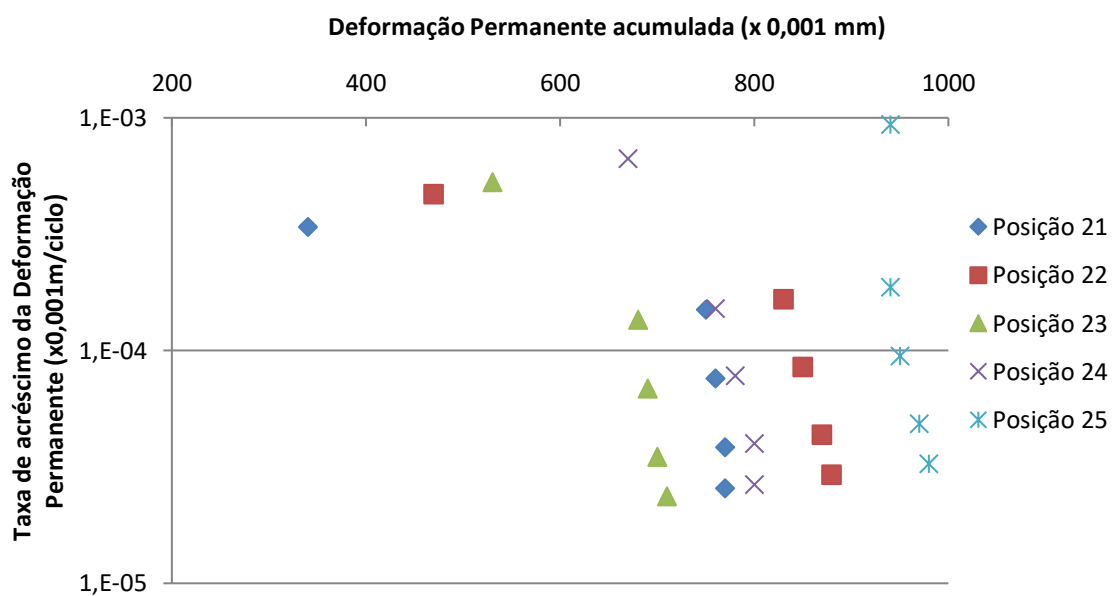
(a)



(b)



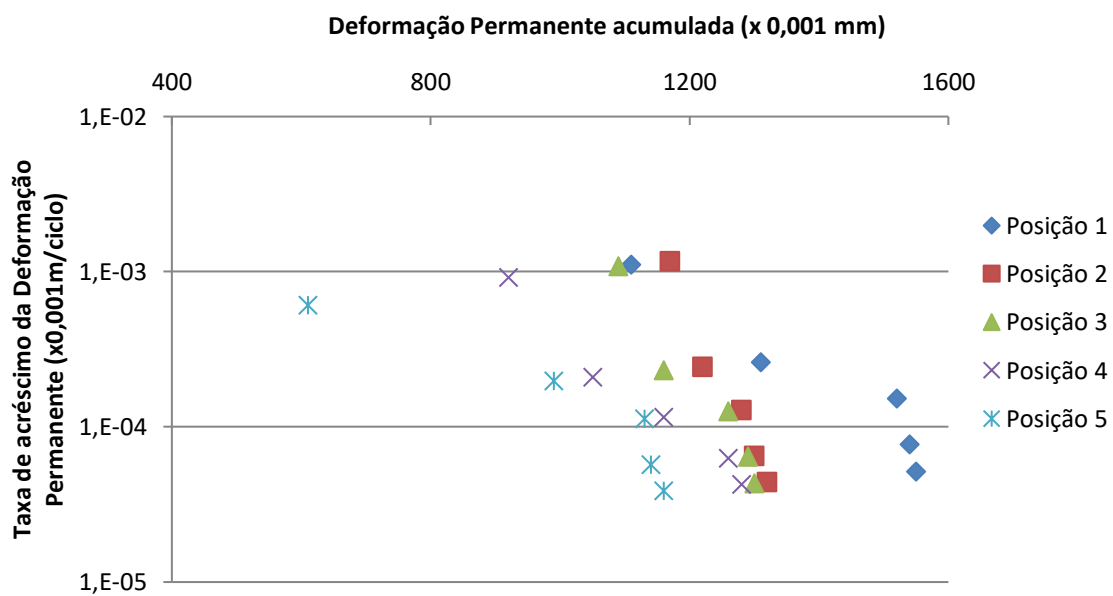
(c)



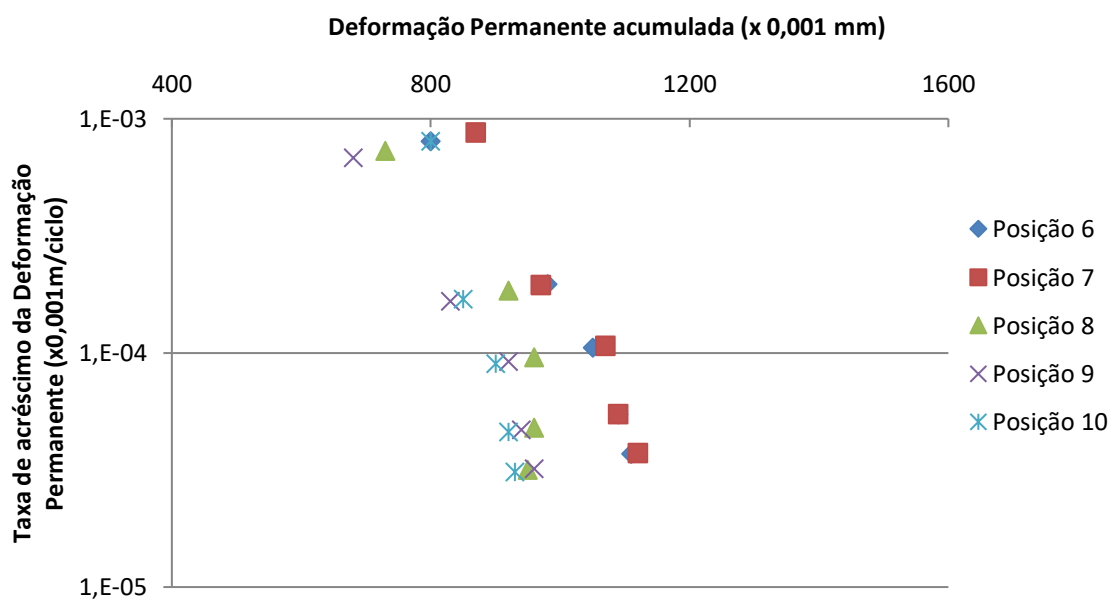
(d)



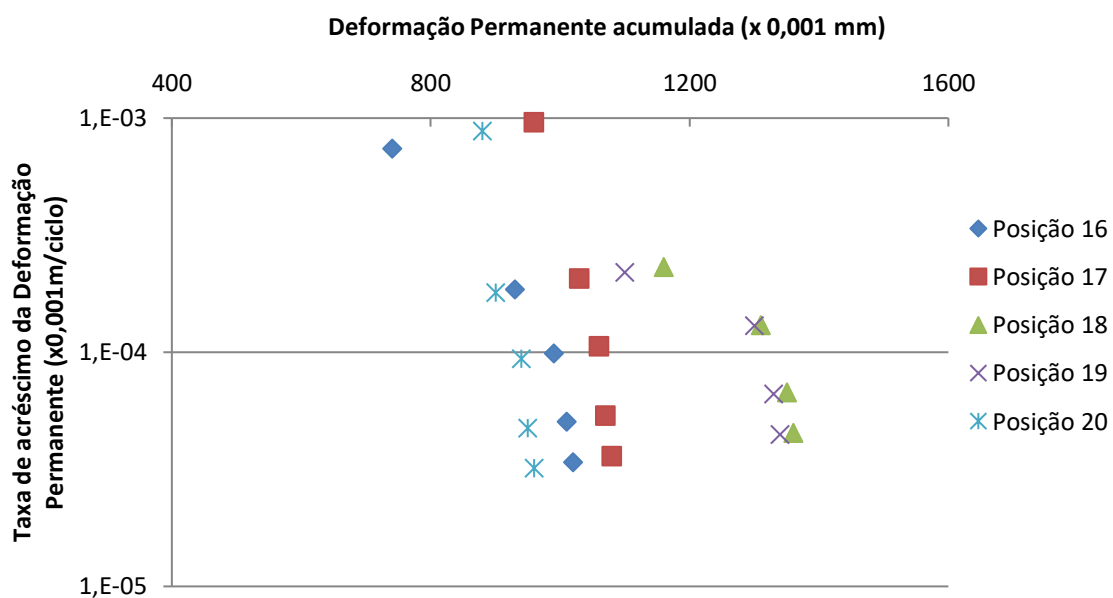
Taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada da laterita por repetições da carga 15,8 kgf: a) Posições 1 a 5; b) Posições 6 a 10; c) Posições 16 a 20; d) Posições 21 a 25



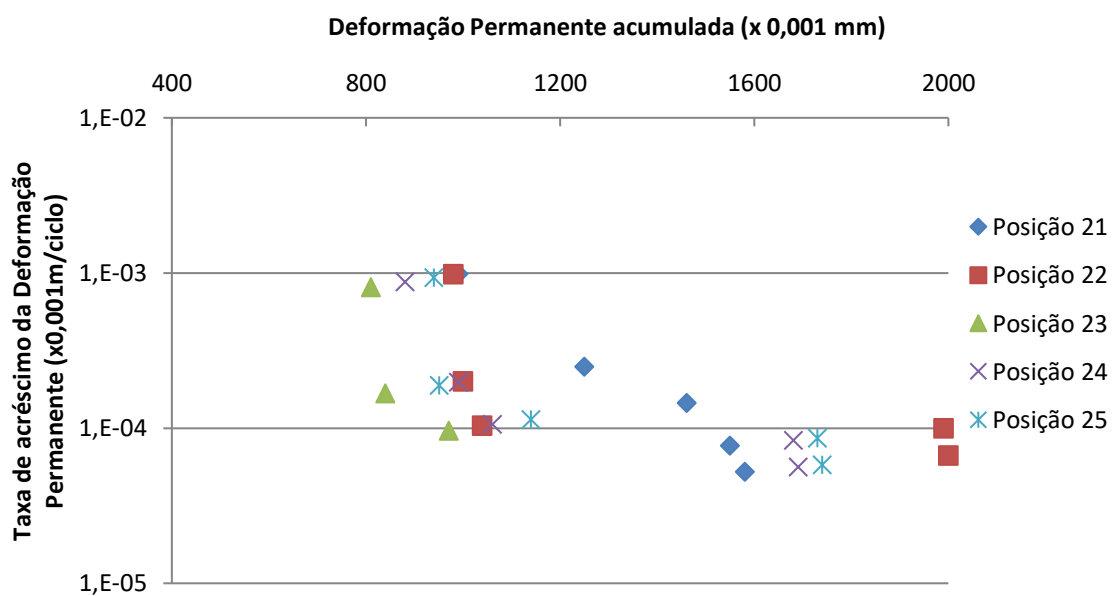
(a)



(b)



(c)



(d)