

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA – UNB
FACULDADE DE TECNOLOGIA - FT
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL - ENC**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
TROPICAIS E MATERIAIS BRITADOS DE PAVIMENTOS
RODOVIÁRIOS DO DISTRITO FEDERAL E DO ESTADO DE
RORAIMA**

MATEUS RIBEIRO CAETANO

ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc

COORIENTADORA: GISANDRA FARIA DE PAULA, M.Sc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-403/2024

BRASÍLIA, DF: FEVEREIRO - 2024

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS TROPICAIS E
MATERIAIS BRITADOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS DO DISTRITO
FEDERAL E DO ESTADO DE RORAIMA**

MATEUS RIBEIRO CAETANO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.**

APROVADA POR:

RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc, Universidade de Brasília

**GISANDRA FARIA DE PAULA, M.Sc, Universidade de Brasília & Departamento de
Estradas de Rodagens do Distrito Federal**

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD, Universidade de Brasília

**ANTONIO CARLOS RODRIGUES GUIMARÃES, D.Sc, Instituto Militar de
Engenharia**

DATA: BRASÍLIA/DF, 29 de FEVEREIRO de 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

CAETANO, MATEUS RIBEIRO

Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais e Materiais Britados de Pavimentos Rodoviários do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Distrito Federal, 2024. x, 264 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2024).
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia,
Departamento de Engenharia Civil.

- | | |
|--------------------------|----------------------------|
| 1. Solos Tropicais | 2. Mecânica dos Pavimentos |
| 3. Módulo de Resiliência | 4. Deformação Permanente |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CAETANO, M. R. (2024). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais e Materiais Britados de Pavimentos Rodoviários do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-403/2024, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 263 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Mateus Ribeiro Caetano

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais e Materiais Britados de Pavimentos Rodoviários do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Distrito Federal. GRAU / ANO: Mestre / 2024

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Mateus Ribeiro Caetano

Campus Universitário Darcy Ribeiro,

Prédio SG-12, Asa Norte, Brasília-DF

CEP 70.910-900 - Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico aos meus pais, Edivaldo Caetano e Maria C. Ribeiro, à minha irmã Meiriane, ao meu saudoso avô Valdemiro (*in memorian*) e à minha tia Vilma (*in memorian*), meu sincero agradecimento. Suas presenças e memórias têm sido fontes de inspiração ao longo deste caminho desafiador.

AGRADECIMENTOS

Expresso minha profunda gratidão a todas as pessoas e instituições que, de maneira direta ou indireta, contribuíram significativamente para a concretização desta pesquisa.

Faço um agradecimento especial aos meus orientadores, Professor Rafael Cerqueira Silva, Gisandra Faria de Paula e Paulo Costa Fernandes, pela orientação dedicada, ensinamentos, paciência e pelas enriquecedoras horas de conversas. O valioso conhecimento e experiências compartilhados por vocês foram fundamentais para me motivar e perseverar nessa jornada acadêmica.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), meu sincero agradecimento pelo suporte financeiro fornecido por meio da bolsa de estudos, que foi crucial para a realização deste trabalho.

Ao Ministério Público de Contas do estado de Roraima (MPC/RR) e à equipe do Laboratório de Engenharia, expresso minha gratidão pelos esforços conjuntos realizados por meio do convênio estabelecido em parceria MPCRR/FT/UnB. Essa colaboração foi essencial para a construção e desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Departamento de Estradas de Rodagens do Distrito Federal (DER/DF), minha mais profunda gratidão por todo o apoio técnico, ensinamentos e ajuda indispensável para o progresso desta pesquisa. Agradeço à presidência do DER/DF. A Superintendência Técnica (SUTEC). A Diretoria de Tecnologia (DITEC). A Gerência de Estudos Tecnológicos (GETEC). Ao núcleo NGTEC e o Núcleo NULAC. Meus sinceros agradecimentos pelo apoio e ensinamento de toda equipe DITEC (Roberto Leda, Gisandra, Paulo Costa, Sérgio Eugênio, Stênio, Wilkerson, Luís Geraldo, Tolentino, Fernando, James, Raimundo, Wilson, Luiz, Nilson, Sinval, Josinei, Aneomar, Iris, Helena, Cristiane, Cláudia, Ronaldo, José Carlos, Itemar, Marlene, Rosy, Maria, Sara, Eduardo, Romário, Diego, Paulo, Bartonildo, Nilmar e Vilmar).

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), o Instituto de Pesquisa em Transportes (IPR) e a Superintendência Regional do DNIT no estado de Roraima pela autorização de implantação do trecho experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR. E ao 6º Batalhão de Engenharia de Construção (6º BEC).

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPGG/UNB) e seus professores. Destaco a contribuição fundamental do conhecimento compartilhado pelos professores Rafael Silva, Márcio Muniz e Camapum de Carvalho.

Agradeço ao suporte dado pelo Laboratório de Infraestrutura da Universidade de Brasília (Infralab/UnB).

Agradeço ao Laboratório de Estudos Geodinâmicos, Geocronológicos e Ambientais da Universidade de Brasília (LEGGA/UnB), pelo apoio fornecido nas análises de microscopia.

Agradeço aos meus amigos Augusto e Josiene, pelo apoio e por suas valiosas companhias.

RESUMO

A vasta extensão territorial brasileira impõe a necessidade de uma malha rodoviária igualmente extensa. Um aspecto crucial ao projetar e dimensionar os pavimentos está relacionado aos fatores regionais, que englobam as condições específicas de geologia, clima e relevo. Esses elementos resultam em processos de intemperismo capazes de gerar solos com características distintas. Apesar das diferenças nos processos de intemperismo nas regiões norte, de clima tropical úmido, e na região central do Brasil, de clima tropical semiúmido, ambas apresentam solos tropicais, alguns com comportamento laterítico e outros não, devido à ocorrência de diversos processos de formação e alteração desses solos. Os solos, influenciados por variáveis como mineralogia, granulometria e grau de intemperismo associado, apresentam comportamento mecânico diversificado. Por outro lado, materiais britados, com composição mineralógica relativamente estável, são fortemente influenciados pela granulometria e pelo índice de forma. Essas considerações levantam questionamentos sobre as abordagens mais adequadas para estruturas de pavimentos flexíveis rodoviários, uma vez que esses pavimentos estão intrinsecamente ligados às interações de rigidez entre camadas de diferentes propriedades. Para um melhor entendimento sobre os aspectos associados aos solos do Distrito Federal (DF) e o estado de Roraima (RR) e britas graduadas do DF, essa pesquisa procedeu com a análise de diferentes materiais, objetivando a caracterização micro e macroestrutural, bem como o comportamento mecanístico desses materiais. Notou-se por meio dos resultados que as classificações e caracterizações forneceram informações que explicam os diferentes comportamentos mecânicos dos solos e BGS. Assim, não somente o estado de tensões, mas também a origem e formação dos materiais afetam o comportamento de deformabilidade. Desta forma, evidenciou-se a importância de uma visão descentralizada dos ensaios puramente mecânicos, buscando também informações da gênese dos materiais.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Tropicais, Brita Graduada Simples, Mecânica dos Pavimentos, Módulo de Resiliência, Deformação Permanente.

ABSTRACT

The vast territorial expanse of Brazil imposes the need for an equally extensive road network. A crucial aspect in designing and sizing pavements is related to regional factors, which encompass specific conditions of geology, climate, and terrain. These elements result in weathering processes capable of generating soils with distinct characteristics. Despite differences in weathering processes in the northern regions, with a humid tropical climate, and in the central region of Brazil, with a semi-humid tropical climate, both exhibit tropical soils, some with lateritic behavior and others not, due to the occurrence of various processes of formation and alteration of these soils. Soils, influenced by variables such as mineralogy, particle size distribution, and the degree of associated weathering, exhibit diverse mechanical behavior. On the other hand, crushed materials, with a relatively stable mineralogical composition, are strongly influenced by particle size distribution and the shape index. These considerations raise questions about the most appropriate approaches for flexible road pavement structures, as these pavements are intrinsically linked to stiffness interactions between layers with different properties. For a better understanding of the aspects associated with the soils of the Federal District (DF) and the state of Roraima (RR), and graded aggregates of the DF, this research proceeded with the analysis of different materials, aiming at micro and macrostructural characterization, as well as the mechanistic behavior of these materials. It was noted through the results that classifications and characterizations provided information that explains the different mechanical behaviors of soils and graded aggregates. Thus, not only the state of stress, but also the origin and formation of materials affect deformability behavior. In this way, the importance of a decentralized view of purely mechanical tests was highlighted, also seeking information on the genesis of materials.

KEYWORDS: Tropical Soils, Graduated Crushed Stone, Pavement Mechanics, Resilience Modulus, Permanent Deformation.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	CONTEXTUALIZAÇÃO GERAL	1
1.2.	PROBLEMA DA PESQUISA.....	4
1.3.	OBJETIVOS.....	4
1.3.1.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1.	ORIGEM E FORMAÇÃO DAS ROCHAS	6
2.1.1.	TIPOS DE ROCHAS	7
2.2.	ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS.....	8
2.2.1.	SOLOS TROPICAIS.....	9
2.3.	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	13
2.4.	A MECÂNICA DOS PAVIMENTOS NO BRASIL	15
2.5.	ENSAIOS MECÂNICOS DE LABORATÓRIO.....	18
2.5.1.	ESTADO DE TENSÕES TRIAXIAL	20
2.5.2.	CARGA DINÂMICA	23
2.5.3.	DEFORMAÇÕES ELÁSTICAS.....	25
2.5.5.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP)	27
2.5.7.	TEORIA DO <i>SHAKEDOWN</i>	30
2.6.	O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL (MeDiNa).....	32
3.	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	35
3.1.	DISTRITO FEDERAL – DF	35
3.2.	SEGMENTOS EXPERIMENTAIS EM RORAIMA.....	43
4.	METODOLOGIA	49
4.1.	COLETA DAS AMOSTRAS.....	49
4.1.1.	SOLOS DE SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL.....	50
4.1.2.	MATERIAL BRITADO DO DISTRITO FEDERAL E ENTORNO.....	51
4.1.3.	SOLOS DOS SEGMENTOS EXPERIMENTAIS DE RORAIMA	52
4.2.	CARACTERIZAÇÃO DA MICROESTRUTURA	54
4.2.1.	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARELURA.....	54
4.2.2.	ESPECTROSCOPIA DE ENERGIA DISPERSIVA DE RAIOS-X.....	55
4.3.	CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL	57
4.3.2.	GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO	58
4.4.	PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	60
4.4.1.	COMPACTAÇÃO MINI-MCV E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS	
	60	
4.4.2.	COMPACTAÇÃO PARA ISC	61

4.4.3.	COMPACTAÇÃO EM CILINDRO TRIPARTIDO	61
4.5.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS.....	62
4.5.1.	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	62
4.5.2.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	64
4.5.3.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE POR MULTUESTÁGIOS	65
4.6.	SEGMENTOS EXPERIMENTAIS IMPLANTADO EM RORAIMA	66
4.7.	ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	68
5.	SOLOS DO DISTRITO FEDERAL	71
5.1.	SOLOS DE SUBLEITO I (SL-I).....	71
5.1.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-I.....	71
5.1.3.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SUBLEITO SL-I.....	76
5.2.	SOLOS DE SUBLEITO II (SL-II).....	89
5.2.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-II	89
5.2.2.	CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DO SUBLEITO SL-II.....	93
5.3.	SOLO DE SUBLEITO III (SL-III)	108
5.3.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-III	108
5.3.2.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO SL-III.....	112
5.4.	SOLOS DE SUBLEITO IV (SL-IV).....	124
5.4.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-IV	124
6.1.	PEDREIRA 1 - BRITA GRADUADA I (BGS-I).....	142
6.2.	PEDREIRA 2 – BRITA GRADUADA II (BGS-II).....	153
6.2.1.	ANÁLISE MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA BGS-II.....	153
6.2.2.	ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-II	
	155	
6.3.	PEDREIRA 3 - BRITA GRADUADA III (BGS-III) – RIO DO SAL	164
6.3.1.	ANÁLISE MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA BGS-III	164
6.3.2.	ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-III	
	166	
6.4.	PEDREIRA 4 – BRITA GRADUADA IV (BGS-IV).....	175
6.4.1.	ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-III	
	175	
6.5.	PEDREIRA 4 – BRITA GRADUADA V (BGS-V).....	184
6.5.1.	ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-IV	
	184	
7.1.	SOLOS DE BASE (BS-SE)	195
7.1.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO DE BASE BS-SE.....	195
7.1.2.	CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DO SOLO BS-SE.....	198
7.1.3.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO BS-SE.....	200

7.2.	SOLO DE SUB-BASE (SB-SE).....	211
7.2.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA SB-SE ..	211
7.2.2.	CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DA AMOSTRA SB-SE.	215
7.2.3.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO SB-SE.....	216
7.3.	SOLO DE SUBLEITO (SL-SE).....	225
7.3.1.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-SE	225
7.3.2.	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-SE	229
7.3.3.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA AMOSTRA SL-SE	230
8.	CONCLUSÕES.....	242
8.1.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	249
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	251

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO GERAL

A malha rodoviária brasileira desempenha um papel crucial na dinâmica socioeconômica do país, facilitando não apenas o deslocamento de pessoas, mas também o escoamento de uma variedade de produtos agrícolas e industriais. Sua extensão interliga as mais diversas regiões do Brasil, desempenhando um papel que vai além da simples mobilidade, sendo a espinha dorsal do sistema econômico e social, fundamental para o desenvolvimento do país.

Conforme apontado no relatório da Confederação Nacional do Transporte (CNT) (2023), o Brasil possui uma malha rodoviária que se estende por cerca de 1,72 milhões de quilômetros. Desse montante somente 12,4% encontram-se pavimentados, totalizando cerca de 213,5 mil quilômetros, enquanto aproximadamente 1,35 milhões de quilômetros não são pavimentados e 157,3 mil quilômetros estão em fase de planejamento.

A eficiência do sistema rodoviário vai muito além da simples conveniência para os usuários, sendo um catalisador fundamental para a economia do país. Um sistema rodoviário eficiente não apenas economiza tempo e dinheiro para os usuários, mas também gera benefícios externos, como a redução da emissão de poluentes, ruídos e ocorrência de acidentes, contribuindo para a sustentabilidade e qualidade de vida.

Para que essa eficiência se consolide ao final da implantação de uma rodovia, é necessário que esta tenha sido projetada adequadamente em função dos materiais empregados em sua construção. Assim, tem sido discutido no Brasil a implantação do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), desde sua apresentação pela IS-247, ocorrida em 2021, para pavimentos flexíveis, proposto pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2021). Seguindo o estado da arte na execução de projetos de pavimentos, são usados conceitos mecanísticos-empíricos para dimensionar estruturas com maior eficiência e segurança, considerando os parâmetros de rigidez do material empregado em cada uma das camadas da estrutura (revestimento asfáltico, materiais britados e solos) e o desempenho do conjunto de camadas frente às ações do tráfego e climáticas.

Este método de dimensionamento vem se consolidando nacionalmente e busca substituir práticas de dimensionamento puramente empíricas ou semi-empíricas que se baseia em ensaios

defasados, como é o caso do Índice de Suporte Califórnia (ISC – em inglês *CBR: California Bearing Ratio*). Ainda que ainda seja utilizado para controle tecnológico o ISC não considera as propriedades dos materiais, principalmente de deformabilidade, o estado de tensões e, as consequentes deformações, variáveis essenciais a serem consideradas no dimensionamento segundo a abordagem dada pela mecânica dos pavimentos.

O comportamento mecânico dos solos e materiais britados necessita de uma profunda compreensão, especialmente no que se refere à condição de deformações elásticas e deformações plásticas, bem como aos conceitos associados a estes materiais granulares, que podem apresentar diferentes desempenhos de rigidez associados não somente à estrutura física, como também ao estado de tensão ao qual o material está submetido.

A análise mecanística desempenha um papel crucial na compreensão do comportamento dos solos tropicais, presentes na maior parte do território brasileiro (mais de 70%), os quais apresentam características únicas e desafios distintos em comparação com os solos de outras regiões climáticas do mundo. Estes solos são frequentemente caracterizados por sua alta variabilidade, influenciada por fatores como clima, intensa atividade biológica e processos de intemperismo acelerado.

A abordagem mecanística permite uma compreensão aprofundada de como as interações entre os constituintes do solo, como partículas minerais, bem como a influência de fatores externos, como chuvas intensas e altas temperaturas, influenciam no desempenho dos solos em camadas de pavimentos

Ao compreender as propriedades mecânicas dos solos tropicais, é possível desenvolver estratégias eficazes que aproveitem melhor a interação de rigidez destes materiais em camadas de pavimento, possibilitando o dimensionamento de estruturas eficientes e otimizadas para o suporte do tráfego projetado ao longo da vida útil da estrutura.

Devido à degradação ambiental promovida pela exploração de solos em caixas de empréstimo, localizadas em ambientes naturais, têm sido amplamente utilizadas soluções alternativas, especialmente em camadas do pavimento que necessitam de materiais de qualidade e capazes de suportar os carregamentos provenientes do tráfego de veículos. Uma destas alternativas largamente utilizadas é a brita graduada simples (BGS). Algumas características, como confinamento na estrutura do pavimento influenciam significativamente na resposta destes materiais granulares. Desse modo, métodos antigos como o CBR não são capazes de avaliar o comportamento mecânico destes materiais.

A resposta da camada de base usando BGS está intrinsecamente ligada às características granulométricas dos agregados que a compõem e sua rigidez é variável dependendo da condição

de confinamento (Andrade, 2017). A base em BGS é uma camada de material granular utilizada como suporte e distribuidora de cargas nos pavimentos, desempenhando um papel fundamental na capacidade de carga e na estabilidade do sistema. A base em BGS é uma camada de material granular utilizada como suporte e distribuidora de cargas às demais camadas subsequentes da estrutura do pavimento flexível (sub-base, reforço, subleito), desempenhando um papel fundamental na capacidade de carga e na estabilidade do sistema. A granulometria, que se refere à distribuição das partículas do material em diferentes tamanhos, e o índice de forma, que indica a geometria das partículas, são dois fatores-chave que influenciam a resposta mecânica da BGS.

Uma granulometria adequada é essencial para garantir uma densificação e desempenho eficiente da BGS, resultando em uma maior resistência e rigidez e uma capacidade de suporte aprimorada. Britas bem graduadas contribuem para uma estrutura mais eficientemente durante o processo de compactação, resultando em uma estrutura mais densa e resistente, reduzindo a deformação e melhorando a estabilidade do pavimento, principalmente quando executada com teor de umidade adequado. Além disso, o índice de forma das partículas na BGS desempenha um papel crucial no intertravamento eficaz entre elas, influenciando a resistência ao deslocamento lateral e a capacidade de carga da camada.

Portanto, a seleção cuidadosa da granulometria e o controle do índice de forma são aspectos essenciais no dimensionamento e construção de pavimentos flexíveis utilizando BGS em uma de suas camadas. Uma abordagem equilibrada desses fatores contribui não apenas para a durabilidade e desempenho sustentável do pavimento, mas também garante uma resposta eficaz às cargas aplicadas ao longo do tempo.

Diante dos aspectos associados ao comportamento individual das camadas granulares de um pavimento, assim como a interação entre elas, o entendimento deste comportamento em campo, comparado com o resultado de laboratório, tem sido pesquisado por meio da implementação de Segmentos Experimentais (SE). Nestes busca-se relacionar o comportamento analisado em laboratório, bem como as análises obtidas pelos *softwares* do método MeDiNa, com o desempenho real obtido em campo, buscando uma maior representatividade da condição *in situ*, viabilizando uma projeção mais acurada da vida útil da estrutura.

Devido à importância dos SE para contribuir com o refinamento da previsão de desempenho dos pavimentos, por meio da Função de Transferência, que tem incorporado os conceitos e práticas da mecânica dos pavimentos na elaboração de análises cada vez mais mecánísticas, como a proposta pelo MeDiNa. Assim, foram padronizados pelo DNIT os procedimentos para implantar SE por meio do Guia para Execução de Segmentos

Experimentais – PRO-MeDiNa, para melhoria ou novas proposições de Função de Transferência no MeDiNa (DNIT, 2020).

Neste contexto da mecânica dos pavimentos, abordada pelo MeDiNa, esta pesquisa analisou diferentes materiais em função de aspectos físico-químicos e mecânicos, buscando constituir uma base de dados que envolve solos de clima tropical brasileiro, situados em Roraima e Distrito Federal, e agregados britados (BGS), de ocorrência no Distrito Federal. Em atendimento ao Guia ProMeDiNa, no Estado de Roraima foi implantado um Segmento Experimental, sendo ensaiados os materiais do pavimento.

1.2. PROBLEMA DA PESQUISA

A partir da introdução dos conceitos mecanísticos no dimensionamento de pavimentos flexíveis, com destaque para a implantação do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), torna-se necessário conhecer as propriedades de materiais granulares britados e de solos de diferentes formações pedológicas e mineralogia, e como estes aspectos estão relacionados às deformações elásticas e plásticas quando aplicados em pavimentos. Estes estudos de comportamento mecanístico, além de permitirem uma análise mais precisa quanto ao comportamento estrutural dos pavimentos, também permite o dimensionamento eficiente e seguro para as rodovias.

Devido às particularidades dos solos brasileiros, em especial os solos do estado de Roraima e do Distrito Federal, faz-se necessário conhecer suas propriedades física, química e mecânica, e analisar suas influências sobre os atuais modelos matemáticos de comportamento tensão-deformação, permitindo produzir a previsibilidade do comportamento de determinados solos e materiais britados, em obras de grandes extensões, como é caso da malha viária, subsidiando o desenvolvimento de soluções mais eficazes para a pavimentação regional.

1.3. OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo aprofundar as análises sobre o comportamento mecânico (tensão-deformação) de solos de subleito e de material britado do Distrito Federal, e de solos locais das camadas granulares de um pavimento flexível de Segmentos Experimentais no estado de Roraima, buscando por meio de sua gênese e aspectos físico-químicos, características que possam estar relacionadas ao comportamento mecânico dos materiais analisados.

1.3.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar, por meio de ensaios em campo e laboratório, as propriedades de diferentes tipos de solos e material britado do Distrito Federal;
- Determinar, por meio de ensaios em laboratório, as propriedades de diferentes tipos de solos que compõe camadas de um pavimento de segmentos experimentais no estado de Roraima;
- Caracterizar as propriedades dos materiais a serem analisados, contextualizando-os com seus principais aspectos, consistindo na pedologia, mineralogia e suas classificações;
- Analisar as propriedades de tensão-deformação dos materiais analisados, buscando identificar aspectos comuns e/ou definir as propriedades distintas e as circunstâncias em que estas podem ocorrer.
- Avaliar por meio de modelos matemáticos, as correlações entre os diferentes materiais e as variáveis de comportamentos estabelecendo os parâmetros e coeficiente que influenciam nas análises de tensão-deformação, bem como os resultados de interação elástica de camadas.
- Analisar a interação dos modelos matemáticos quando estes forem aplicados na análise de deformações plásticas por meio de proposição de metodologia de multiestágios em ensaio triaxial de laboratório.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda uma compilação abrangente e concisa de dados provenientes de uma extensa revisão da literatura nacional e internacional, visando fundamentar a elaboração de ensaios e análises da dissertação. Para alcançar essa abrangência, foram exploradas diversas fontes, incluindo periódicos científicos, revistas especializadas, anais de eventos e congressos relevantes, bem como normas tanto a nível nacional quanto internacional, entre outras fontes pertinentes.

Esta revisão permitiu a obtenção de informações históricas e também possibilitou a compreensão do que há de avanços recentes sobre a Mecânica dos Pavimentos. Ao sintetizar os conhecimentos provenientes destas fontes variadas, este capítulo proporciona uma visão ampla e atualizada do panorama nacional neste assunto, estabelecendo assim uma base sólida para as discussões e análises que serão apresentadas ao longo deste trabalho.

2.1. ORIGEM E FORMAÇÃO DAS ROCHAS

O Brasil possui uma rica diversidade geológica, apresentando diferentes tipos de rochas em suas várias regiões, o que reflete a complexidade do ambiente geológico do país. Esta diversidade tem implicações importantes para a exploração mineral, construção civil e compreensão da história geológica do território brasileiro.

As rochas são produtos de processos geológicos complexos que se desdobram ao longo de períodos geológicos extensos. O ciclo das rochas abrange três categorias principais: ígneas (ou magmáticas), sedimentares e metamórficas.

Rochas ígneas originam-se da solidificação do magma ou lava, sendo intrusivas quando formadas abaixo da superfície (como o granito) e extrusivas quando se formam na superfície (como o basalto). As rochas sedimentares têm origem na acumulação e compactação de sedimentos, incluindo exemplos como calcário (originado de sedimentos marinhos), arenito (formado por areia) e folhelho (resultante de sedimentos orgânicos). Já as rochas metamórficas surgem da transformação de rochas pré-existentes, devido a altas pressões, temperaturas ou influência de fluidos, apresentando exemplos como mármore (originado de calcário) e ardósia (originada de argilito). Estes processos e tipos de rochas exemplificam a dinâmica contínua do ciclo das rochas ao longo do tempo geológico (Carneiro *et al.*, 2009).

O ciclo das rochas é contínuo e envolve interações entre os diferentes tipos. Rochas ígneas podem ser erodidas para formar sedimentos, que, por sua vez, podem se compactar para formar rochas sedimentares. Tanto rochas sedimentares quanto ígneas podem ser submetidas a calor e pressão para se transformarem em rochas metamórficas. A exposição à superfície, erosão e processos tectônicos podem trazer à tona rochas que estavam originalmente profundamente enterradas (Gandolfi *et al.*, 2004).

2.1.1. TIPOS DE ROCHAS

Rochas compostas por somente um mineral são chamadas de rocha simples, como é o caso do mármore. Enquanto as que aparentam mais de um mineral em sua composição são chamadas de rochas compostas, como é o caso do granito. Lima & Lima (2007), Gandolfi *et al.* (2004) e Suguio (2003), resumiram em seu trabalho os principais tipos de rochas e os seus processos de formação, conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Relação dos principais tipos de rocha e seu processo de formação.

Processo de Formação	Magmáticas	Metamórficas	Sedimentares
Tipos de Rocha	Granito	Gnaisse	Arenitos
	Basalto	Quartzito	Argilitos
	Diabásio	Xistos	Calcários

No Brasil, têm-se a seguinte predominância de rochas:

- Granito (Ígnea Intrusiva): amplamente distribuído em várias regiões do Brasil, o granito é uma rocha ígnea intrusiva composta predominantemente por quartzo, feldspato e mica.
- Basalto (Ígnea Extrusiva): encontrado em diversas áreas, especialmente no Planalto Central, o basalto é uma rocha ígnea extrusiva rica em minerais como olivina e piroxênio.
- Calcário (Sedimentar): abundante em formações geológicas, como a Bacia do Paraná, o calcário é uma rocha sedimentar composta principalmente por carbonato de cálcio.
- Arenito (Sedimentar): presente em várias regiões, incluindo o nordeste do Brasil, o arenito é uma rocha sedimentar formada pela compactação de grãos de areia.
- Quartzito (Metamórfico): encontrado em várias áreas, o quartzito é originado pelo metamorfismo do arenito, sendo composto principalmente por quartzo.

- Xisto (Metamórfico): distribuído em diferentes regiões, o xisto é uma rocha metamórfica formada a partir de argilito, sendo caracterizado por sua foliação.

2.2. ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS

A formação do solo é um processo complexo. De modo geral, a formação do solo está associada a diversos fatores que também promovem sua alteração com o tempo, como é o caso do material de origem, as condições climáticas, a forma do relevo e organismos biológicos. Os materiais rochosos, que variam desde rochas magmáticas até sedimentares, desempenham um papel crucial ao abranger uma ampla gama de tipos de rochas, como granito, basalto e quartzito. Esta diversidade contribui diretamente para a variedade de solos resultantes, cada um apresentando características distintas, como textura, composição mineral, distribuição granulométrica, entre outros aspectos (Lepsch, 2016).

O material de origem, seja mineral ou orgânico, molda as características iniciais do solo, enquanto o clima e o relevo exercem papéis específicos durante a sua evolução. A interação complexa desses fatores ao longo do tempo resulta em solos com características únicas. Importante ressaltar que um mesmo tipo de rocha pode originar solos com características significativamente diferentes, dependendo dos fatores climáticos e ambientais associados. Portanto, a compreensão destes aspectos é fundamental no entendimento de como pode ter ocorrido os processos que deram origem ao material presente nos locais de implantação rodoviária (Suguio, 2003).

A formação do solo passa por diferentes estágios, desde a decomposição da rocha-mãe até o desenvolvimento de horizontes distintos, cada um caracterizado por propriedades específicas. Dentre os principais aspectos destes processos está o intemperismo, que resulta na desagregação física e a decomposição química das rochas. As condições climáticas desempenham um papel crucial nesta etapa. A ação da água, do vento, das variações de temperatura e da atividade biológica contribui para a quebra das rochas em partículas menores, seguindo um processo sucessivo levando à formação de partículas de diversos diâmetros (Suguio, 2003).

O tempo é um fator crítico na formação do solo. A transformação de rochas em solo é um processo extremamente lento, levando milhares a milhões de anos. A influência do tempo atua na maturação do solo, onde os horizontes bem desenvolvidos e perfis distintos se formam ao longo de eras geológicas (Lepsch, 2016; Lima & Lima, 2007).

Outro aspecto importante está relacionado à mineralogia do solo, influenciada pelo tipo de rocha mãe e pela composição mineral das partículas resultantes do intemperismo. Conforme as partículas migram para camadas mais profundas, são formados horizontes subsuperficiais, onde a lixiviação e a translocação de minerais ocorrem promovendo o surgimento de solos que passam a perder as características da rocha mãe. Isto pode resultar na formação de horizontes B, caracterizado por acúmulos de minerais e que pode apresentar características menos intemperada com aspectos da rocha de origem (Lepsch, 2016; Lima & Lima, 2007).

À medida em que o intemperismo avança sobre um determinado tipo de solo ou rocha, ocorre a formação do horizonte A, ou horizonte superficial. Nesta fase, a matéria orgânica proveniente de resíduos vegetais e decomposição de organismos se acumula, formando solos com diferentes características. Nesta fase, o relevo exerce influência significativa na formação do solo. Áreas montanhosas podem resultar em solos mais rasos devido à erosão, enquanto vales podem acumular sedimentos e nutrientes. A drenagem também desempenha um papel crítico, influenciando a formação e deposição de solos (Singh & Huat, 2004).

Após o processo de formação, os solos podem ser agrupados em duas grandes categorias, sendo solos residuais, que se formam ou se acumulam e permanecem no local onde são formados, e solos transportados, que são formados a partir de materiais originados em outros locais e que se moveram para outras regiões onde constituem uma superfície inconsolidada (Singh & Huat, 2004).

Dois processos físicos caracterizam a formação e alteração dos solos, sendo estes a pedogênese e a morfogênese. A pedogênese, refere-se aos processos de formação, desenvolvimento e evolução dos solos ao longo do tempo. É um fenômeno complexo influenciado por uma variedade de fatores, desde as características da rocha mãe até as condições climáticas e a atividade biológica (Tricart, 1977).

A morfogênese dos solos é parte integrante dos processos geomorfológicos em uma região, influenciando a forma da paisagem e a distribuição dos solos. Em resumo, pedogênese e a morfogênese são processos inter-relacionados que moldam a formação, evolução e aparência dos solos. A compreensão desses processos é crucial para a gestão sustentável da terra, agricultura eficiente e preservação dos recursos naturais (Tricart, 1977).

2.2.1. SOLOS TROPICAIS

O Brasil, em sua vasta extensão territorial, está inserido em uma região tropical, apresentando clima característico e com predominância de duas estações, a seca e a chuvosa.

Neste sentido, o processo de intemperismo, decorrente dos fenômenos ambientais, exerce elevada influência no grau de alteração das propriedades de um solo, promovida principalmente por fatores como umidade relativa, precipitação e a temperatura.

Na Figura 2.1, apresentada por Peel *et al.* (2007), demonstra-se a predominância de três tipos de climas na América do Sul, os tipos A, B e C, sendo o clima tropical (A) cobrindo 60,1% em extensão territorial, o clima temperado (C) abrange uma cobertura de área de 24,1%, e o clima árido (B) abrangendo 15,0% de cobertura. Nota-se que no Brasil, a predominância dos climas nas regiões Norte, Nordeste e parte do Centro-Oeste é de clima tropical, seguido do clima semiárido com predominância no nordeste brasileiro, enquanto as regiões Sudeste e Sul predominam o clima temperado.

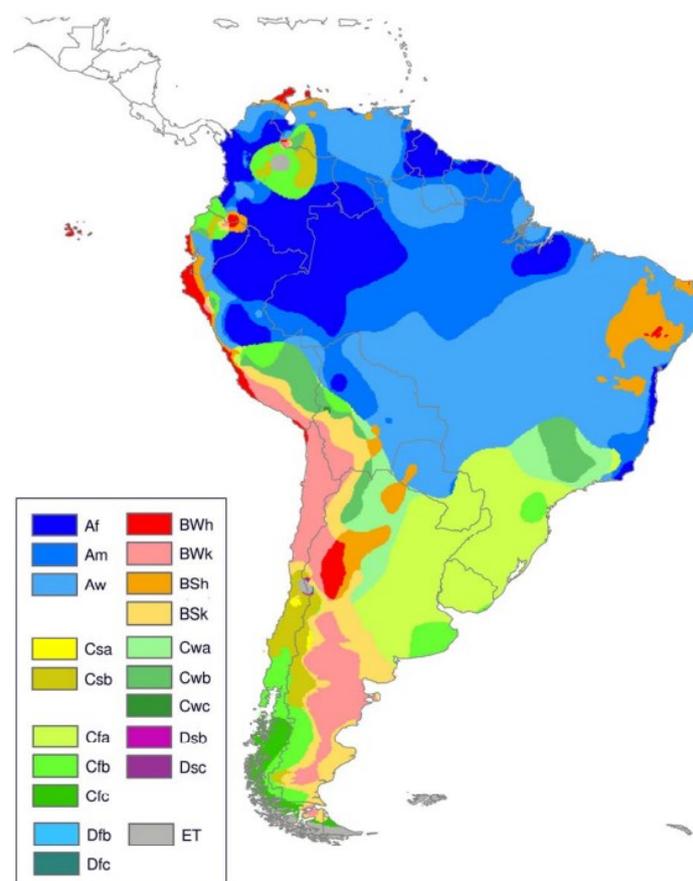


Figura 2.1. Mapa climático Köppen-Geiger da América do Sul (Peel *et al.* 2007).

Os solos tropicais, influenciados por processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas, demandam técnicas específicas para caracterização e classificação, de acordo com as condições ambientais locais. Medrado (2009) destaca que a mera formação em áreas geográficas tropicais ou climas tropicais úmidos não é suficiente para caracterizar um solo

como tropical; é imprescindível que ele demonstre peculiaridades de interesse geotécnico. A variação das características do horizonte superficial destes solos, pertencentes a diferentes grupos pedológicos, é notável, com presença frequente e predominante de quartzo nas frações de areia e pedregulho.

Os perfis de intemperismo tropical são descritos sequencialmente a partir do estrato rochoso, resultando em três tipos de solo distintos: o pouco intemperizado, com propriedades e comportamentos relacionados à sua origem; o profundamente intemperizado, no qual as alterações químico-mineralógicas e estruturais rompem o elo direto com a origem; e o solo de transição, apresentando porções pouco e profundamente intemperizadas, resultando em propriedades e comportamentos mais heterogêneos. Esta abordagem contribui para uma compreensão mais abrangente dos solos tropicais e suas características específicas. (Pérez Collantes, 2022).

As alterações promovidas pelo intemperismo dependem dos tipos de solos, que possuem uma estrutura de partículas com dimensões variadas, e tais partículas, por sua vez, são constituídas de minerais que podem ser mais ou menos suscetíveis às mudanças de suas características físicas e químicas (Conciani *et al.*, 2015).

Dentre os solos tropicais de maior presença no território brasileiro e de grande interesse para a área de pavimentação, destacam-se os solos lateríticos, cuja ocorrência está estimada em cerca de 65% no país. De acordo com Nogami *et al.* (1985), os solos lateríticos são definidos pelo Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMEF) como pertencente aos horizontes A e B, desenvolvidos em perfis de solos bem drenados sob a influência de clima tropical úmido, favorecendo processos de lixiviação de minerais.

Estes solos têm em sua fração argila predominantemente constituída por argilominerais do grupo das caulinitas, óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio, conferindo a estes uma estrutura de poros e agregações cimentadas. Estes solos tendem a possuir uma significativa parcela de granulometria menor que 2 mm de diâmetro e podem apresentar inserções consolidadas, maciças ou porosas, com mineralogia semelhante à dos solos lateríticos, sendo frequentemente aproveitados como materiais para construção rodoviária, ressaltando que em seu estado natural, o comportamento tende a ser colapsível, principalmente quando sujeito a variações de umidade, mas ao ser adequadamente compactado apresenta uma estrutura rígida e adequada ao suporte de cargas (Nogami *et al.*, 1985; Marangon, 2004).

Para melhor avaliar as propriedades dos solos tropicais e identificar o comportamento laterítico de um solo, foi desenvolvido na década de 70 um sistema de classificação denominado

de Miniatura, Compactado, Tropical (MCT). Proposto por Nogami & Villibor (1980) este sistema define as propriedades dos solos em duas classes principais, sendo os solos de comportamento laterítico (LA, LA', LG') e os solos não lateríticos (NA, NA', NS' e NG'). Tal classificação representou um grande avanço na caracterização dos solos, uma vez que este processo não se torna limitado à pedologia ou classificações internacionais.

Mendoza & Muniz (2020), por sua vez, caracterizaram o solo estudado no Distrito Federal (latossolo vermelho), como sendo uma argila residual e laterítica com elevada intemperização. Além disso sua estrutura, segundo os autores, apresenta características mineralógicas como a forte presença de óxidos de alumínio e ferro. Ademais, os solos tipicamente de regiões tropicais apresentam formação de macroporos metaestáveis que o confere um comportamento colapsível, além de uma granulometria distorcida pela formação de concreções que podem ser identificadas pelo ensaio de sedimentação.

Na Figura 2.2, é ilustrada uma representação em diversas escalas de aspectos relacionados ao comportamento de como partículas de argilas para formarem estruturas maiores.

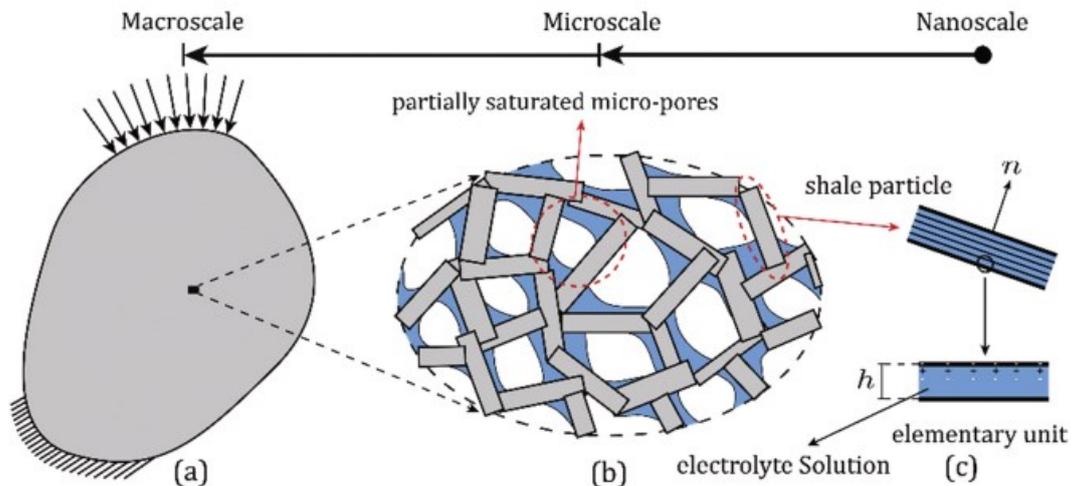


Figura 2.2. Representação em três escalas das microestruturas de um xisto argiloso. (a) Representação de uma escala de engenharia. (b) microescala de um conjunto aleatoriamente disperso de partículas de xisto. (c) Estrutura em nanoescala de uma partícula (Wan & Eghbalian, 2017).

Diversos estudos no âmbito do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, realizaram investigações dos solos tropicais presentes no Distrito

Federal, especialmente em locais de ocorrência de latossolo vermelho, tendo como parâmetro de investigação os aspectos físico-químicos, mineralogia, estrutural, mecânica, hidráulica e o comportamento de fundações rasas e profundas (Rebolledo, 2019). No entanto, o norte do Brasil, com destaque ao estado de Roraima, ainda carece de análises mais aprofundada das ocorrências e comportamentos dos solos regionais, sendo fundamental o desenvolvimento de pesquisas que possam contribuir para entendimento do desempenho dos solos deste estado, especialmente no contexto da mecânica dos pavimentos.

Conforme mencionado anteriormente, a argila residual e laterítica característica do Distrito Federal (latossolo vermelho) apresenta elevada intemperização e propriedades mineralógicas com forte presença de óxidos de alumínio e ferro, resultantes dos processos de lixiviação das camadas superiores dos solos tropicais presentes no local, como apresentado na Figura 2.3. Outra característica deste material é sua estrutura instável, suscetível a mudanças no volume, provocada pelas mudanças nos estados de tensões ou pela presença de água (Mendoza & Muniz, 2020).

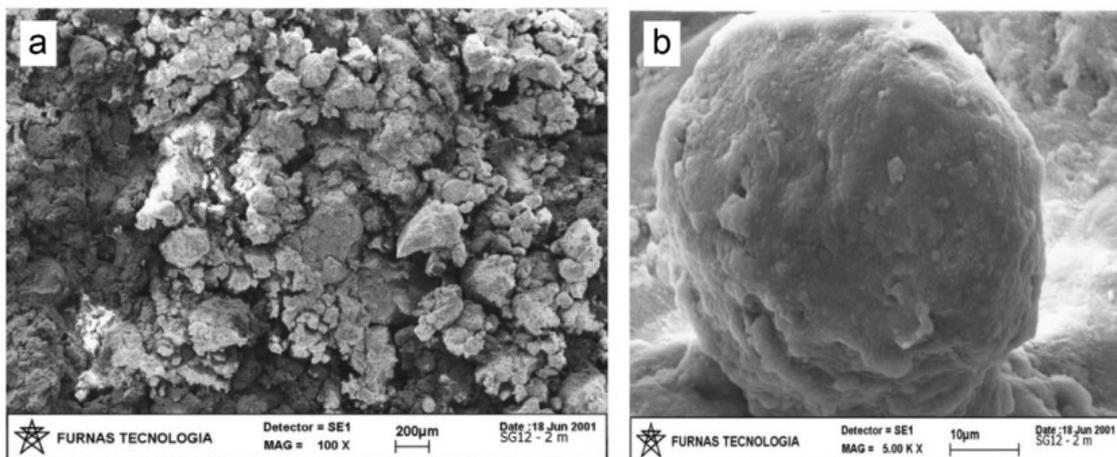


Figura 2.3. Imagem de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) de uma argila do DF: (a) Estrutura laterítica do solo, (b) Aglomeração de partículas cimentadas (Guimarães, 2002).

2.3. CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Uma das formas possíveis de analisar a composição elementar dos solos é por meio da espectrometria por dispersão de energia de raios-X. Esse tipo de análise permite além da caracterização dos elementos, possibilita quantificá-los em termos de concentração de massa. Esse tipo de estudo permite compreender a composição e as propriedades dos solos e rochas, fornecendo informações valiosas sobre sua formação e evolução geológica.

Aliado com a análise EDS, com o ensaio de ataque sulfúrico em laboratório, é possível estabelecer parâmetros atrelados ao grau de intemperismo dos solos. Esse tipo de análise consiste em submeter uma amostra de solo em uma solução de extrato sulfúrico, produzindo uma solubilização dos argilominerais, desse modo, os percentuais obtidos de ferro, alumínio e Sílica, são próximos a fração coloidal do solo (Teixeira, *et al.*, 2017).

A partir dos resultados obtidos pelo ataque sulfúrico, por meio da divisão das concentrações de massa de sílica sesquióxidos de ferro e alumínio, obtém-se os parâmetros associados aos índices químicos necessários para análise do intemperismo do solo. O processo de intemperismo atua na estrutura molecular dos solos por meio da produção de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio, processo que envolve a remoção de bases (Farias, 2012).

Em função do intemperismo promovido no solo ao longo de sua evolução, ocorre a diminuição da mica para caulinita e/ou aumento da gibbsita. Desse modo, por meio das relações moleculares de sílica e óxidos de Si, Fe e Al, é possível estabelecer índices químicos que podem ser associados ao grau de intemperismo dos solos (Oliveira, 2005). Esses índices químicos são nomeados de K_i e K_r e quanto menores a razão desses valores maior é o intemperismo (Farias, 2012).

Tendo em vista a capacidade de avaliar o grau de intemperismo pelos coeficientes K_i e K_r , Resende & Santana (1988) propuseram critérios para classificar estes fatores e sua relação com intemperismo em solos tipicamente tropicais. A classificação busca definir se os solos são cauliniticos, oxídicos e gibbsíticos, conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Classificação dos tipos de solos a partir dos índices K_i e K_r como proposto por Resende & Santana (1988).

Tipo de Solo	Índices K_i e K_r
Cauliniticos	K_i e $K_r > 0,75$
Cauliniticos-oxídicos	$K_i > 0,75$ e $K_r \leq 0,75$
Oxídicos	$K_r \leq 0,75$
Gibbsíticos	K_i e $K_r \leq 0,75$

Devido a alteração das propriedades do solo causadas pelo processo de intemperismo, quantificar e estabelecer relações entre os solos são fundamentais para a caracterização destes materiais. Por meio do ataque com ácido sulfúrico é possível avaliar o grau de intemperismo por meio de índices calculado pela razão molecular dos compostos nos solos (Farias, 2012).

Além de quantificar as composições químicas dos solos e assim estabelecer o seu grau de intemperismo, observar os aspectos das partículas de solo é essencial para comprovação dos processos que ocorrem no solo, além de permitir estabelecer aspectos das partículas que podem estar associadas ao comportamento mecânico dos solos, como a sua forma e arranjo granulométrico. Desse modo o uso de microscopia eletrônica de varredura possibilita a identificação de diversos aspectos, como observado por Yokozawa *et al.* (2017), que através da MEV identificou os aspectos associados a solos formados por caulinita, Goethita e Gibbsita, como mostrado na Figura 2.4.

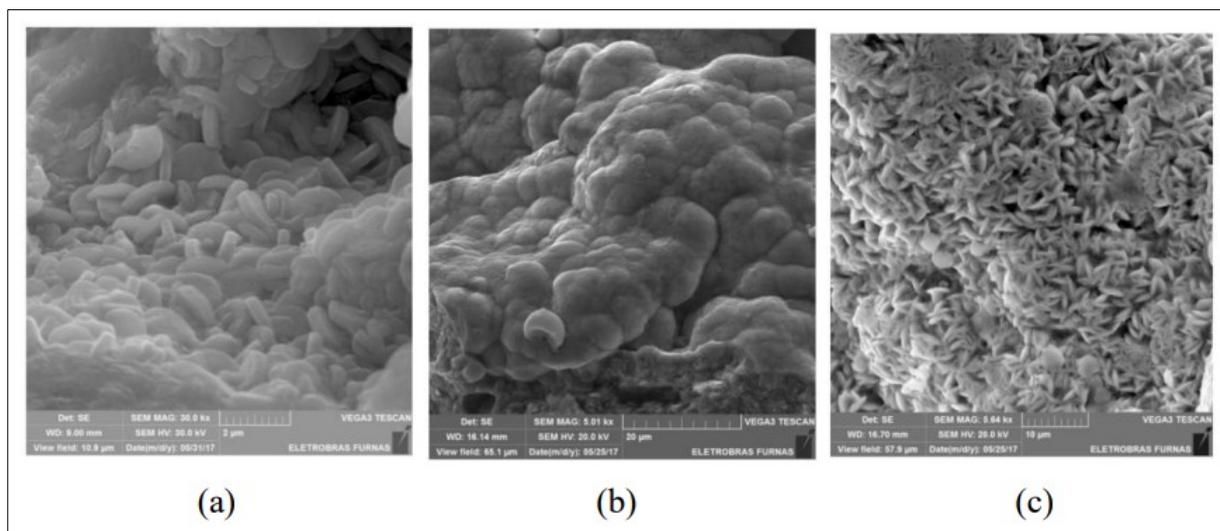


Figura 2.4. Exemplos de minerais predominantes em solos tropicais: (a) Caulinita; (b) Goethita; (c) Gibbsita (Fernandes, 2022, *apud* Yokozawa *et al.*, 2017)

2.4. A MECÂNICA DOS PAVIMENTOS NO BRASIL

A primeira estrada pavimentada no Brasil foi a Calçada do Lorena, construída no final do século XVIII entre o Porto de Santos e Planalto Paulista. Engenheiros da escola de fortificações de Lisboa lideraram a obra, implementada pelo governador da capitania de São Paulo. Na era de 1900, sob a liderança do presidente Getúlio Vargas, o então Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) foi estabelecido, vinculado ao Ministério de Viação e Obras Públicas, sendo influenciado pelos avanços tecnológicos na engenharia durante a Segunda Guerra Mundial (Bernucci *et al.*, 2008).

O marco crucial para a configuração atual da pavimentação no Brasil começou com a promulgação da constituição de 1988, que reorganizou os municípios e destinou verbas federais para investimentos em pavimentação e infraestrutura urbana. À medida que os centros urbanos

cresceram, a necessidade de expandir os serviços de infraestrutura urbana, abrangendo pavimentação e drenagem, tornou-se essencial (Prego, 2001; AGETOP, 2016).

Os pavimentos rodoviários desempenham um papel crucial na sociedade brasileira, sendo a principal via para o transporte de pessoas e cargas. A qualidade desses pavimentos é vital para assegurar um deslocamento eficiente e seguro, especialmente considerando o expressivo papel do transporte rodoviário em comparação com outros meios de locomoção do país (Lima *et al.*, 2021).

Para o dimensionamento de pavimentos, deve-se levar em consideração todas as condições ambientais que predominam sobre a área de implantação, o que inclui os tipos de solos, que podem ser analisados primariamente pela sua geologia e pedologia e em laboratório, por meio de análises aprofundadas quanto à sua mineralogia e classificações. Além disso, as condições climáticas e a previsão de solicitações pelo tráfego são essenciais ao definir as propriedades das camadas do pavimento, tendo em vista o estado de tensões atuantes sobre a estrutura, especialmente em regiões de clima tropical, como o Brasil.

Para auxiliar nas análises das condições de um pavimento, foram desenvolvidos modelos de previsão de desempenho, empregados inicialmente na gerência de pavimentos, por meio do tratamento de dados de avaliações do pavimento ao longo do tempo. Na mesma linha, o desenvolvimento dos métodos de dimensionamento, ao encaminhar de empírico para o semi-empírico e finalmente para o mecanístico-empírico, buscou relacionar os resultados dos ensaios laboratoriais triaxiais de carga repetida com as observações dos materiais trabalhando em conjunto durante a solicitação do pavimento, que fazem parte da estrutura. Assim, foram denominados de Fator Campo-Laboratório, evoluindo para Função de Transferência.

Estes modelos buscam analisar as condições de tensão e deformação dos pavimentos e, através de modelos determinísticos, estabelecer um valor único para o grau de deterioração e vida útil (ou vida de serviço) de um pavimento (Gonçalves, 1999).

Nas primeiras décadas do século XX, a concepção de pavimentação era considerada uma atividade de menor importância na disciplina de Mecânica dos Solos, caracterizando-se por uma abordagem predominantemente empírica. Contudo, o aumento do volume e da carga dos veículos impulsionou a necessidade de aprimorar o desempenho das vias pavimentadas. Este cenário exigiu um entendimento mais aprofundado da resposta do solo e dos materiais empregados no pavimento frente ao estresse provocado por cargas repetidas (Medina e Motta, 2005).

A Mecânica dos Pavimentos foi implementada no Brasil por volta da década de 70 pelo Professor Jaques de Medina, então professor da Universidade Federal do Rio de Janeiro (Motta

& Medina, 2006). A partir deste momento, iniciou-se um processo de discussão e aperfeiçoamento das práticas e técnicas associadas aos métodos mecanísticos de análise de pavimentos. Ainda na mesma década, Preussler (1978), publicou o primeiro trabalho de mestrado com o emprego de equipamento triaxial para análise de camadas de pavimentos, com estudos desenvolvidos na UFRJ.

Ramos (2003) identificou em seus estudos que, em muitas situações em que se têm a aplicação de brita graduada aplicada em camadas de base ou sub-base, este material contribui significativamente para o estado de deflexão do pavimento, podendo ser superior à deflexão do subleito com solo de comportamento laterítico. Além disso, o trabalho em questão evidenciou a dependência da tensão confinante em materiais britados. Quando as tensões confinantes são pequenas o módulo de resiliência (MR), parâmetro que controla o comportamento mecânico resiliente do material, apresenta valores inferiores em comparação a um estado de tensão em que o confinamento da camada seja maior.

Medina e Motta (2015) identificam que diversos fatores exercem impacto significativo no desempenho de pavimentos, incluindo volume de tráfego, cargas, número de eixos, pressão dos pneus, qualidade dos materiais e condições climáticas. Essa complexa interação entre os elementos do pavimento e as condições de tráfego resulta nos defeitos mais comuns em pavimentos flexíveis no Brasil, como trincamento da camada de revestimento asfáltico e deformações permanentes das camadas granulares. Fissuras na camada de revestimento decorrem da flexão alternada, apoiada em camadas granulares deformáveis.

Quanto às deformações permanentes, exemplificadas pelo afundamento de trilha de roda (ATR), são influenciadas por todos os materiais presentes nas camadas e no subleito, principalmente as características das camadas geotécnicas. Essa relação é baseada na premissa de que uma dosagem correta da mistura asfáltica pode minimizar a contribuição da camada de revestimento no ATR (Medina e Motta, 2015).

Na Figura 2.5 são ilustradas seções típicas que podem apresentar diferentes espessuras a depender do tipo de material e critérios de projeto. No caso do pavimento flexível, o mesmo é constituído por um revestimento de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), sobre uma sequência de camadas de material de base granular ou de solo estabilizado granulometricamente e/ou quimicamente. No caso do pavimento rígido, são construídas placas de concreto de cimento Portland (raramente é armado) assentes sobre o solo de fundação ou sub-base intermediária (Medina e Motta, 2015).

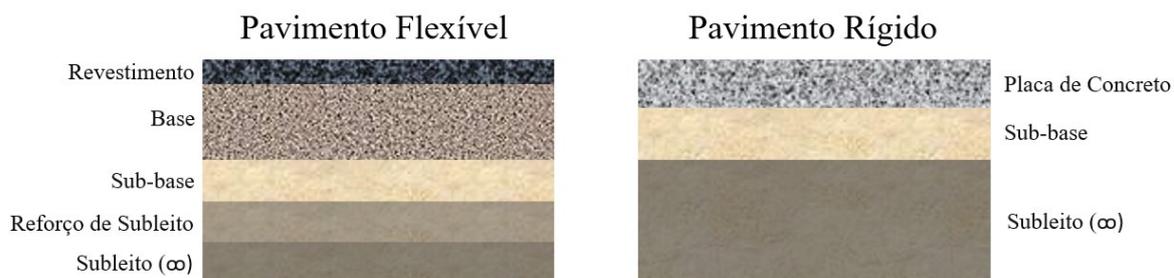


Figura 2.5. Seções típicas de pavimentos dos tipos flexível e rígido.

Além das estruturas típicas referidas na Figura 2.5, existem categorias que mesclam as soluções, sendo uma delas o pavimento semirrígido. Neste caso, a estrutura de base do pavimento flexível é formada por um material cimentado, como exemplo a brita graduada tratada com cimento (BGTC). Outra solução, chamada de *whitetopping*, refere-se a um pavimento com revestimento de concreto de cimento Portland aplicado sobre a camada de mistura asfáltica existente, a qual passa a ter a função de camada de reforço.

2.5. ENSAIOS MECÂNICOS DE LABORATÓRIO

Ao tratar da mecânica dos materiais constituintes da camada dos pavimentos, são analisadas condições de material deformado e compactado. O estado físico do solo em seu ambiente natural muitas vezes não é ideal, pois frequentemente se encontra em uma condição menos densa, resultando em maior porosidade no meio (Figura 2.6). Esta falta de densidade pode impactar negativamente na resistência e na estabilidade da camada, principalmente considerando as variações de umidade decorrentes dos processos climáticos.

Ingersoll (1983) *apud* Singh e Huat (2004) caracteriza os solos como sendo o estrato da interface multifásica formada pela interação da litosfera com a atmosfera e pela hidrosfera e biosfera que, impulsionados pelos processos físicos e químicos na superfície terrestre, resultam na formação de solos. Em solos compactados para aplicação em pavimentos rodoviários, esta estrutura multifásica é determinada e controlada para que haja a melhor condição possível de densidade de partículas sólidas. Na Figura 2.7, são apresentados os cálculos das proporções das fases que compõem a estrutura do solo.

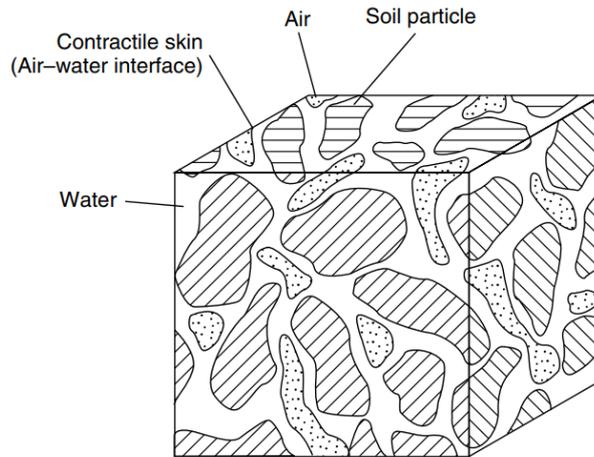


Figura 2.6. Ilustração das proporções das fases presentes no solo (Fredlund & Rahardjo, 1993).

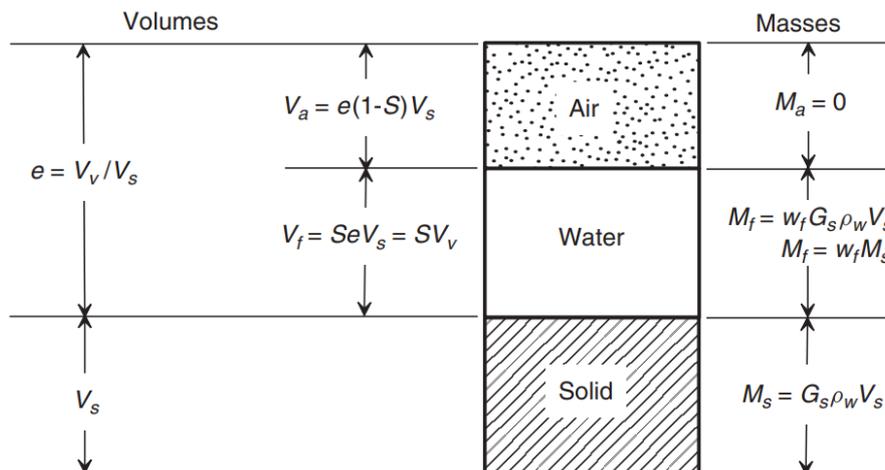


Figura 2.7. Ilustração do cálculo das proporções das fases presentes no solo (Fredlund *et al.*, 2012).

Buscando melhorar o comportamento dos materiais granulares de pavimentos, é realizada a compactação do material de modo que este atinja uma melhor condição de densidade. O grau de densificação do solo é representado por duas grandezas, sendo o teor de umidade e a densidade seca. Estas quantidades permitem obter um par de coordenadas que formam um ponto que, ao ser associado a outras variações das grandezas, formam uma curva de compactação (Li & Selig, 1994).

Uma das dificuldades de execução de pavimentos em solos tropicais, especialmente solos lateríticos, é o surgimento de trincas, que ocorrem por conta da perda de umidade. Uma alternativa a tal problema foi a utilização de solos lateríticos argilosos e plásticos, contrariando

as práticas tradicionais de uso de solos arenosos e coesivos. Tal técnica surtiu efeito positivo constatado em segmentos experimentais analisado pelo presente autor.

2.5.1. ESTADO DE TENSÕES TRIAXIAL

Conhecer, quantificar e replicar em laboratório o estado de tensões em uma estrutura de pavimento é essencial para as análises mecânicas e o correto dimensionamento de um pavimento. Para isso, conhecer o material estudado e suas propriedades de elasticidade e plasticidade, onde, por meio de modelos constitutivos, é possível obter aproximações do real comportamento do material analisado.

Empregada em muitas análises, incluindo aquelas executadas em software, a Lei de Hooke permite calcular as deformações elásticas, sendo expressa uma condição linear entre tensão e deformação. Para tanto, utiliza-se de uma constante de proporcionalidade conhecida como módulo de elasticidade (ou módulo de Young). Quanto às deformações plásticas, o comportamento pode ser analisado por meio de conceitos básicos como o critério de escoamento, a lei de endurecimento ou amolecimento e a lei de fluxo (Ibañez & Romanel, 2003).

Os cálculos de tensões atuantes em um corpo de prova baseiam-se na hipótese de um volume elementar representativo (REV, do inglês: *Representative Elementary Volume*), podendo ser definido como volume de uma amostra de um material poroso, capaz de conter uma quantidade representativa da sua heterogeneidade, mas ainda pequeno o suficiente para ser considerado homogêneo em comparação com as escalas maiores do sistema (Bear, 1972). Na Figura 2.8, é ilustrada a atuação de tensões normais e cisalhantes em um volume elementar representativo.

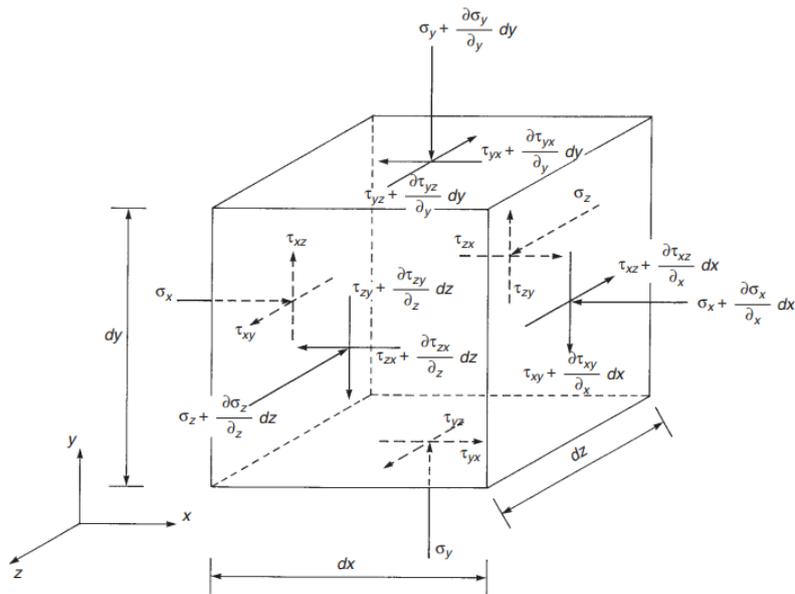


Figura 2.8. Esquema de tensões normais e cisalhantes atuando em um elemento representativo infinitesimal (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Devido à condição de carregamento móvel e cíclico a qual o pavimento está sujeito, o estado de tensões no REV tende a se alterar de acordo com o deslocamento dos veículos, como observado na ilustração da Figura 2.9, de modo que as tensões com o tempo se comportam de forma diferente.

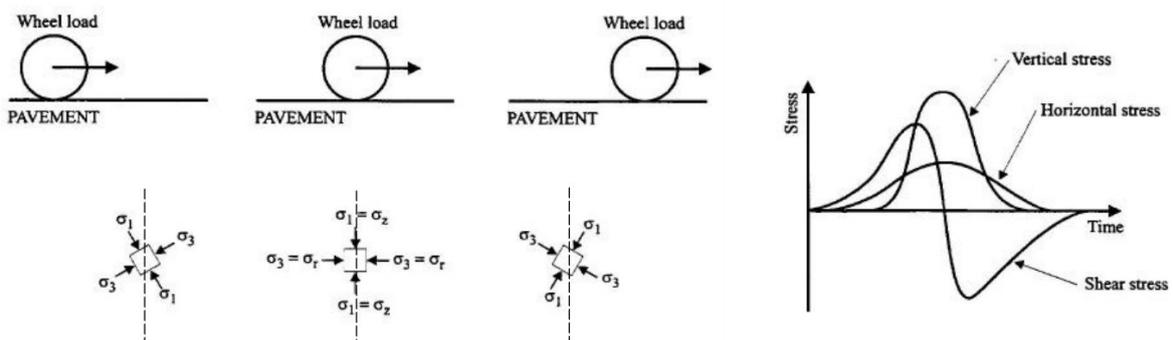


Figura 2.9. Tensões em uma estrutura de pavimento com o carregamento de uma roda (Werkmeister, 2003 - adaptado)

Para as análises dos resultados de tensão-deformação obtidos em testes triaxial, assume-se a hipótese de meio contínuo. Deste modo, possibilita a análise das deformações totais, de modo que ao considerar as partículas, as análises seriam extremamente complexas, devido ao

deslocamento individual, além da deformação em função do carregamento compressivo, a rotação da partícula ou o deslizamento entre partículas também podem aumentar a deformação (Yin *et al.*, 2020).

Na Figura 2.10, é apresentada por Yin *et al.* (2020), a esquematização simplificada deste processo, demonstrando como as partículas se deslocam frente à atuação de um carregamento e como a adoção da hipótese de meio contínuo permite calcular as deformações totais.

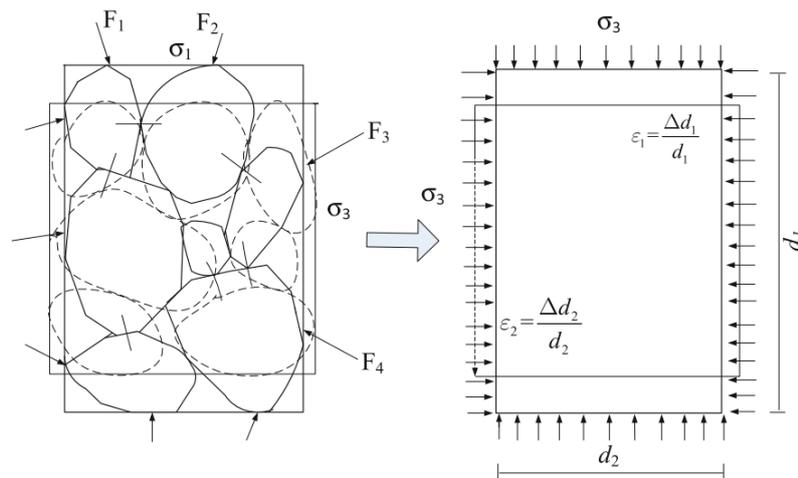


Figura 2.10. Ilustração do processo tensão-deformação atuantes em um CP, visualização bidimensional. À esquerda, distribuição das partículas; à direita, ilustração de um meio contínuo (Yin *et al.*, 2020).

Gonzalez-Blanco *et al.* (2017) apresenta como o processo de surgimento de fissuras em um corpo de prova pode se comportar internamente. Apesar do ensaio utilizado pelo autor envolver carregamento estático, é possível estabelecer alguns paralelos relevantes. Em essência, o surgimento de fissuras em um CP ilustra as interações complexas entre as tensões atuantes e o comportamento do solo. As fissuras geradas pelo processo de fadiga podem se manifestar de maneira conectada ou isolada. O autor atribui esse comportamento à possível distribuição dos vazios, bem como à densidade do CP, que, na situação apresentada na Figura 2.11, possui um índice de vazios de 0,56. Além dessas características, nota-se um plano preferencial de surgimento das trincas.

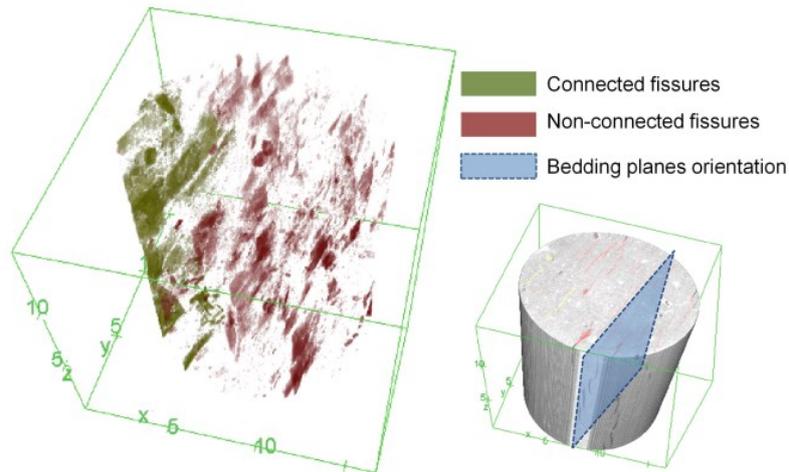


Figura 2.11. Representação 3D do padrão de fissuras de uma amostra em multi-escala e conectividade (esquerda) juntamente com o volume total da amostra (direita) (Gonzalez-Blanco *et al.*, 2017)

2.5.2. CARGA DINÂMICA

Nos ensaios que envolvem a aplicação de uma determinada tensão desvio, as deformações resultantes referem-se a duas parcelas, a primeira configura-se na deformação permanente (ϵ_p), enquanto a segunda consiste na deformação recuperada ou deformação elástica resiliente (Figura 2.12). Em estruturas de pavimento, os materiais terrosos têm comportamento elástico não linear e elástico-plástico.

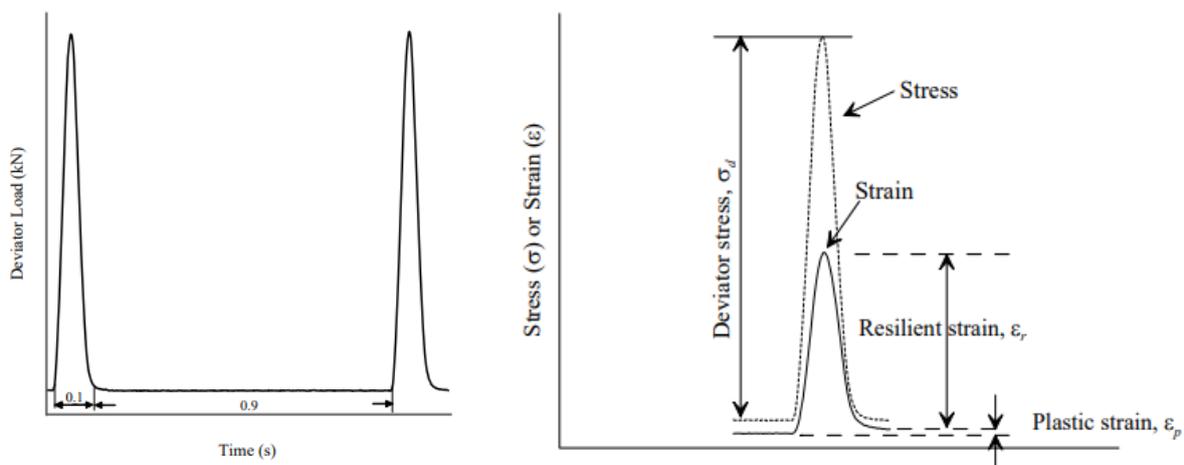


Figura 2.12: Definição dos tipos de deformação durante um carregamento triaxial cíclico (Titi *et al.*, 2006 - adaptado)

Considerando o solo um meio elástico linear, o seu comportamento pode ser expresso pela generalização da Lei de Hooke, cujo comportamento destes modelos é ilustrado na Figura 2.13 (Pinto & Preussler, 2010)

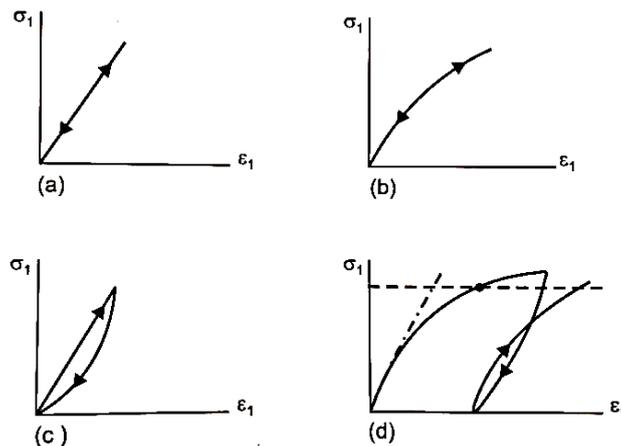


Figura 2.13 - Comportamento tensão deformação dos solos: (a) elástico linear; (b) elástico não linear com recuperação total; (c) elástico não linear com histerese; (d) elástico-plástico.

Fonte: Pinto & Preussler (2010)

Um aspecto importante a ser mencionado nos ensaios cíclicos para obtenção do módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP) está associado à dependência da carga de contato nos ensaios. O ensaio triaxial por ser um meio confinado, a pressão interna pode levar à ocorrência de deformações volumétricas no eixo axial caso não haja contato do atuador do equipamento com o corpo de prova.

No entanto, a carga de contato deve ser assegurada em valor limitado em relação à tensão desvio. Conforme abordado por Werkmeister (2003), a deformação resiliente é causada principalmente pelas deformações dos grãos individuais. Em um estado sem estresse, os grãos se tocam de forma pontual (número 0 na Figura 2.14). Quando é aplicado uma força “F”, transmitida pelos contatos entre partículas, o tamanho das áreas de contato tende a aumentar devido à compressão desses contatos. Além disso, a resistência no interior das partículas do agregado também aumenta. Conforme ilustrado na Figura 2.14, a carga de contato não deve ser excessiva, uma vez que o deslocamento resiliente entre as partículas diminui com o aumento da força de contato.

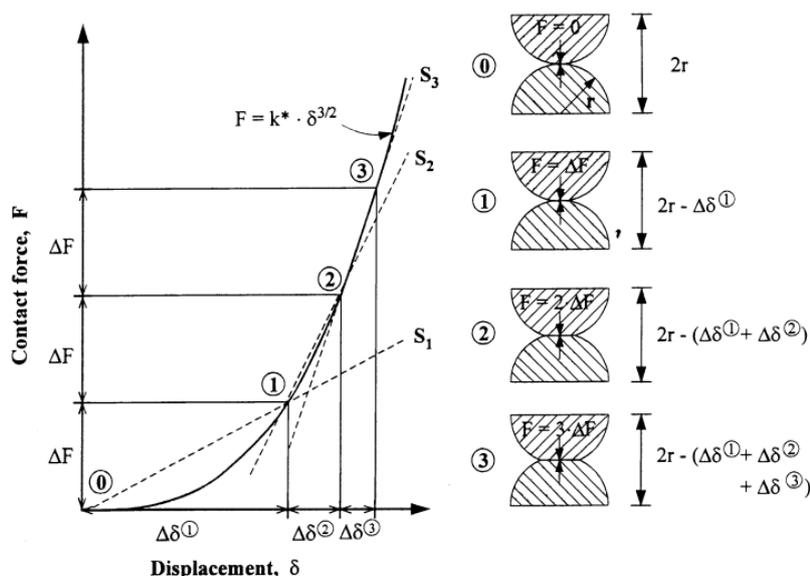


Figura 2.14. Dependência entre a força de contato “F” e o deslocamento δ entre duas partículas (Kolisoja, 1997; Werkmeister, 2003)

2.5.3. DEFORMAÇÕES ELÁSTICAS

O comportamento de um solo de pavimento frente às solicitações de cargas de tráfego é o de deformação. A parte plástica dessa deformação se acumula, enquanto a outra é recuperada após o cessamento da carga, também chamado de deformação elástica. Para descrever o comportamento de recuperação da deformação de um solo na mecânica dos pavimentos, foi cunhado o termo Módulo de Resiliência (MR).

Assim como na DP, para obtenção do MR, faz-se necessário o uso de equipamento triaxial, onde o módulo é calculado para os pares de tensão pré-estabelecidos, correspondendo à razão entre a tensão desvio (σ_d) e a deformação específica resiliente (ϵ_R).

Diversas equações são encontradas na literatura para determinação do comportamento resiliente dos solos. Neste contexto, Serra (2020) reuniu em seu trabalho nove diferentes modelos de equações para variação de MR em função das tensões atuantes, cuja Tabela 2.3 apresenta as principais equações listadas por este autor.

Tabela 2.3. Modelos de MR. Fonte: Serra (2020)

Autores	Modelos	Parâmetros
Dunlap (1963)	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$	k_1 e k_2
Moossazadeh & Witzak (1981)	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$	k_1 e k_2

Continuação Tabela 2.3		
Seed <i>et al.</i> (1967)	$M_R = k_1 * (\sigma_{sum})^{k_2}$	k_1 e k_2
Witczak (1981)	$M_R = k_1 * (\sigma_{sum})^{k_2} * \sigma_d^{k_3}$	k_1, k_2 e k_3
Pezo <i>et al.</i> (1992)	$M_R = k_1 * (\sigma_3)^{k_2} * \sigma_d^{k_3}$	k_1, k_2 e k_3
Witczak and Uzan (1988)	$M_R = k_1 * (\sigma_{sum})^{k_2} * t_{oct}^{k_3}$	k_1, k_2 e k_3
Ni <i>et al.</i> (2002)	$M_R = k_1 * (\sigma_3 + 1)^{k_2} * (t_d + 1)^{k_3}$	k_1, k_2 e k_3
NCHRP 01-28A (2003)	$M_R = k_1 * \theta^{k_2} * (t_{oct} + 1)^{k_3}$	k_1, k_2 e k_3
Titi <i>et al.</i> (2006)	$M_R = k_1 * (\sigma_{sum})^{k_2} * (t_d)^{k_3}$	k_1, k_2 e k_3

2.5.4. ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

O módulo de resistência do solo (MR) é uma característica essencial para compreender o comportamento mecânico dos solos, pois estabelece a resposta resiliente de cada material quando sujeito a cargas cíclicas.

O comportamento resiliente dos solos são notavelmente impactado pela densidade do solo, teor de partículas finas, formato das partículas e diâmetro máximo do agregado (Preussler, 1978). O estado de tensão e a quantidade de água também desempenham funções consideráveis. Dada essa intrincada relação entre MR, teor de água, estado de tensão e tipo de material, é crucial avaliar a estrutura por meio de abordagens mecânicas.

Balbo (2007) explica o conceito de resiliência que se refere à capacidade de um corpo, previamente deformado elasticamente, armazenar energia e restituí-la quando as tensões aplicadas cessam, sem manter deformações permanentes. Conforme Li & Selig (1994), o módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza o comportamento de materiais sujeitos a carregamentos cíclicos, fornecendo uma medida da rigidez elástica dos materiais, sendo menor para materiais mais deformáveis.

O valor do MR, obtido por meio do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas (ETCR), está relacionado à tensão desviatória e à deformação resiliente correspondente. Matematicamente, o MR é expresso pela relação entre a tensão desviatória cíclica e a deformação resiliente axial durante o ensaio triaxial cíclico. Este tipo de ensaio, conduzido em laboratório, demanda equipamentos específicos, incluindo um sistema pneumático de carregamento, célula de carga, sistemas para medição das deformações axiais por meio dos LVDTs (Transdutores Diferenciais Lineares Variáveis), regulador de pressão para aplicação da tensão desvio e de confinamento, além de um programa computacional dedicado para monitorar, registrar e armazenar as informações obtidas ao longo do ensaio (Bastos, 2013).

O MR do solo do subleito é considerado o parâmetro mais adequado em comparação com o valor de suporte do solo ou módulo de reação do subleito, sendo frequentemente utilizado

para estimar a deformação do subleito sob tráfego em movimento (Yang *et al.*, 2005). Portanto, o MR pode ser empregado para investigar e prever o desempenho de um pavimento rodoviário em várias condições de umidade, densidade e tensão.

2.5.5. DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP)

Com relação ao comportamento típico de valores de deformação permanente do solo, ele pode ser representado por curvas como a apresentada na Figura 2.15. Nota-se que o pior cenário está relacionado ao *Range C*, quando atinge um incremento de deformação crescente, indicando o começo da ruptura do pavimento por meio da ocorrência de afundamento por trilha de roda. De acordo com Werkmeister *et al.* (2001), o valor de incremento de DP está normalmente associado a tensões desvio elevadas.

A evolução da deformação permanente com aplicações de carga depende do nível de tensão, que pode ser classificado em três faixas com base na teoria do *shakedown* (Dawson & Wellner, 1999; Werkmeister *et al.*, 2001; Rahman *et al.*, 2023). Analisando em ordem crescente de níveis de tensão, as três faixas de *shakedown* são definidas como:

- *Range A* - faixa de *shakedown* plástico: após um número finito de aplicações de carga, a pós-compactação é concluída, e o material se estabiliza sem mais deformação permanente. Em seguida, a resposta torna-se totalmente resiliente.
- *Range B* - resposta intermediária (*creep* plástico): a taxa de deformação permanente (por ciclo) diminui de alta para uma taxa baixa e quase constante durante os primeiros ciclos de carga. Em seguida, as deformações permanentes continuam a se acumular a uma taxa muito lenta.
- *Range C* - colapso incremental: a taxa de deformação permanente diminui muito lentamente em comparação com a faixa A ou B, ou nem diminui, ou até mesmo acelera. A acumulação de deformação permanente continua com as aplicações de carga, levando à falha.

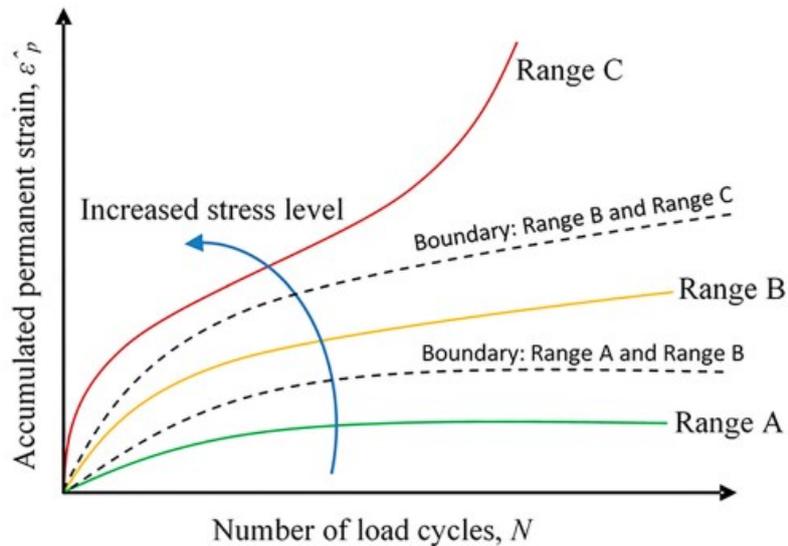


Figura 2.15 - Comportamentos típicos da curva de DP de um solo. Fonte: Rahman *et al.* (2023).

As consequências da DP em um pavimento são diversas, e quando ocorrem deformações no subleito, é comum que ocorra o surgimento de trilha de roda no revestimento do pavimento. As causas deste rompimento podem estar associadas a diversos fatores, mas a deflagração desta ocorrência se deve à ação de tráfego de veículos. Além disso, fatores como o estado de tensões nas camadas, solos com características geotécnicas desfavoráveis e condições de umidade durante e após a compactação, exercem influência na suscetibilidade do surgimento de DP no pavimento (Werkmeister *et al.*, 2004; Guimarães, 2009).

As solicitações sobre um pavimento devido à ação de tráfego, constitui um tipo de carregamento cíclico, sendo a intensidade deste carregamento influenciada pelo porte do veículo que trafega pela via. Os ciclos de carga e repouso sobre o pavimento promove pequenas deformações que se acumulam gradualmente (Cabral, 2021).

Durante muitos anos, o método de dimensionamento utilizado no Brasil fundamentou-se no parâmetro CBR. No entanto, o recém-introduzido guia brasileiro de projeto empírico-mecanicista adotou uma abordagem mais cientificamente embasada, baseando-se em um procedimento de análise mecânica de tensão. A análise mecanística demanda a identificação das propriedades do material por meio de testes triaxiais de carga repetida. A resistência à deformação permanente dos materiais é então modelada conforme o denominado modelo de Guimarães (2009), que apresenta destacado desempenho em solos de clima tropical.

No trabalho de Guimarães (2009), cujo modelo foi desenvolvido em solos tropicais e materiais pedregulhoso, destacam três modelos de previsão de DP, especialmente pela

aplicação nacional, consistindo nos modelos de Monismith (1975), Uzan (1981) e Tseng & Lytton (1989), conforme Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Modelos de ajuste aplicados DP e seus respectivos parâmetros.

Autores	Modelos	Parâmetros
Monismith (1975)	$\epsilon_p = A.N^B$	A e B
Uzan (1981)	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = \mu.N^{-\alpha}$	α e μ
Tseng e Lytton (1989)	$\delta_{a(N)} = (\epsilon_0 / \epsilon_r).e^{-(\rho/N)^\beta}.\epsilon_v.h$	ρ e β
Guimarães (2009)	$\epsilon_p^{esp} = \Psi_1.\sigma_3^{\Psi_2}.\sigma_d^{\Psi_3}.N^{\Psi_4}$	Ψ_1, Ψ_2, Ψ_3 e Ψ_4

Em análises de estruturas de pavimentos, a aquisição de dados busca obter os parâmetros de comportamento elástico e plástico, enquanto os modelos matemáticos, buscam estimar os valores necessários por meio do que foi obtido em ensaio de laboratório, abordando variações que possam estar associadas ao carregamento e tempo de vida das estruturas de pavimentos.

2.5.6. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE POR MULTISTÁGIOS

O ensaio convencional de deformação permanente empregado no Brasil requer uma quantidade significativa de corpos de prova e um longo período de tempo, tornando-o um procedimento moroso e pouco otimizado para atender às demandas do ritmo de obras em campo. É essencial explorar alternativas e metodologias mais eficientes que possam agilizar o processo sem comprometer a qualidade e precisão das avaliações de pavimentos.

Diversas normativas internacionais consideram a possibilidade de realizar ensaios em multiestágios (multistages – MS), em conjunto com os ensaios de estágio único, a fim de avaliar de maneira mais ágil o comportamento dos materiais de pavimentação. Tais ensaios aplicam diferentes estados de tensões em um único corpo de prova, variando o número de solicitações (ciclos). As normativas australianas e europeias/britânicas fornecem orientações específicas para os ensaios em multiestágios, incluindo a aplicação de cargas e estados de tensões diversos (AUSTROADS, 2006; NZTA, 2014).

A norma australiana T15 estabelece restrições à aplicação de seis estados de tensão, permitindo a realização de até 50.000 ciclos de carregamento para cada um dos pares de tensão. Já a norma europeia/britânica EN 13286-7 possibilita a condução de ensaios multiestágios, incluindo a análise da ocorrência de shakedown a partir de dois protocolos de ensaios: interrompendo o ensaio quando a deformação axial permanente atingir 0,5% para cada sequência de tensões ou ao finalizar o número de ciclos de carregamento (BSI, 2004).

Song & Ooi (2010) conduziram uma análise comparativa entre testes de estágio único e estágios múltiplos em agregados e materiais reciclados, com o intuito de identificar o ponto de shakedown destes materiais. Mediante esta metodologia inovadora, eles alcançaram resultados significativos na predição do comportamento dos materiais examinados.

Vários pesquisadores conduziram testes em múltiplos estágios, incorporando até quatro estados de tensão, tipicamente com 10.000 ciclos de solicitações em cada estágio, para diversos materiais utilizados no subleito, sub-base ou base de pavimentos (Cerni *et al.*, 2012; Xiao *et al.*, 2015; Nazzal *et al.*, 2020). Experimentos com cinco ou mais variações nos estados de tensão também foram realizados nos últimos anos (Erlingsson e Rahman, 2013; Rahman & Erlingsson, 2015; Salour *et al.*, 2016; Santos, 2020; Naeini *et al.*, 2021).

Nazzal *et al.* (2020) conduziram uma pesquisa com foco na especificação de materiais para pavimentação baseados em desempenho. Com três materiais diferentes escolhidos - calcário, arenito e granito - foram capazes de obter parâmetros importantes dos mesmos por meio do ensaio triaxial cíclico, sendo que a metodologia de multiestágios se mostrou uma ferramenta interessante para a previsão do comportamento a longo prazo desses materiais.

Ao adotar metodologias que incorporam multiestágios, é essencial conduzir uma investigação criteriosa sobre como as tensões influenciam a deformabilidade do material, assim como avaliar a quantidade de carga aplicada (Lima, 2020). Esta análise aprofundada desempenha um papel crucial na compreensão abrangente da resposta do material sob diferentes níveis de tensão, fornecendo análises valiosas para aprimorar a compreensão do seu comportamento durante a aplicação de cargas variadas.

2.5.7. TEORIA DO *SHAKEDOWN*

O fenômeno conhecido como shakedown na mecânica dos pavimentos refere-se à possibilidade de atingir um estado de acomodação das deformações permanentes, sujeito a condições específicas de tensão, densidade e umidade de compactação. No *shakedown*, o corpo de prova atinge uma condição de equilíbrio. Este estado caracteriza-se por uma resposta estritamente elástica, indicando que o material conseguiu acomodar as deformações permanentes de maneira equilibrada (Medina & Motta, 2015)

Conforme visto anteriormente na Figura 2.15, que apresenta um exemplo típico dos três comportamentos de DP em uma estrutura de pavimento, o comportamento da faixa A indica uma situação ideal, podendo ser permitido o comportamento da faixa B por um número limitado de ciclos de carga, caso este comportamento não apresente tendência a um incremento de DP

levando à ruptura plástica. E o comportamento da faixa C caso ocorra em algum tipo de material analisado, não deve ser adotado em nenhuma hipótese (Werkmeister *et al.*, 2001).

Werkmeister (2003) e a instrução normativa EM 13286-7 (CEN, 2004) apresentam os critérios que podem ser usados para identificar o comportamento de uma curva de deformação permanente obtida a partir de um teste de ensaio triaxial. Observando a Figura 2.16, destaca-se o valor de N baixo, o qual já permite a identificação do comportamento das curvas de DP dos critérios.

$$\begin{aligned} \text{Range A : } & \left(\hat{\varepsilon}_p^{5000} - \hat{\varepsilon}_p^{3000} \right) < 0.045 \times 10^{-3} \\ \text{Range B : } & 0.045 \times 10^{-3} < \left(\hat{\varepsilon}_p^{5000} - \hat{\varepsilon}_p^{3000} \right) < 0.4 \times 10^{-3} \\ \text{Range C : } & \left(\hat{\varepsilon}_p^{5000} - \hat{\varepsilon}_p^{3000} \right) > 0.4 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Figura 2.16. Equações adotadas para identificar o comportamento da DP, apresentado por Rahman *et al.* (2023).

Bian *et al.* (2016), com o aumento do nível de tensão cíclica, a resposta de DP estável transita gradualmente para uma resposta de deformação instável. Este aspecto é importante de ser observado principalmente quando tratado em análises de multiestágios.

O *shakedown* foi utilizado por Werkmeister *et al.* (2004) para definir o comportamento quanto à DP e classificar as respostas de deformação em quatro categorias principais, sendo estas a deformação elástica pura, o *shakedown* plástico, fluência plástica e colapso incremental (Figura 2.17).

Chen *et al.* (2022) caracterizam as categorias em função do comportamento das tensões, de modo que, se a tensão aplicada for pequena, ao ponto em que não ocorram deformações plásticas, e a deformação sob carga cíclica for totalmente recuperável, esta resposta do solo é denominada estado de elasticidade pura. Se a tensão cíclica aplicada for menor do que a tensão necessária para causar uma rápida falha do solo, e a deformação atinge um estado estável de longo prazo, o solo atingiu o estado de *shakedown* plástico. Se a taxa de acumulação de deformação diminuir continuamente para um valor relativamente pequeno, mas a deformação ainda aumentar com o ciclo de carga e levar à falha quando o ciclo de carga for grande o suficiente, esta resposta é chamada de comportamento de fluência plástica. Por outro lado, se a taxa de deformação acumulada aumentar com o ciclo de carga, e esta deformação continuar significativamente em alguns ciclos de carga, conduzirá o CP à falha, sendo que este é o estado de colapso incremental.

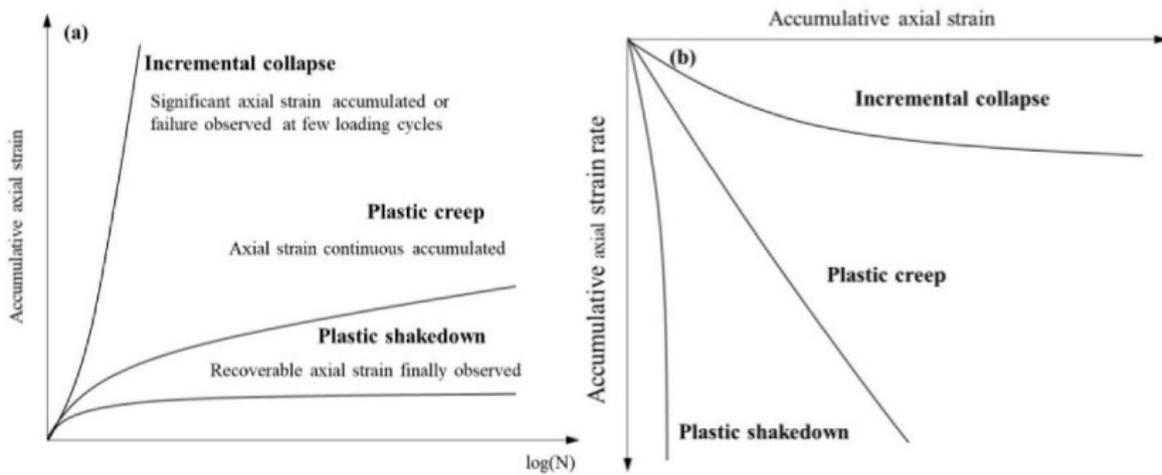


Figura 2.17. Representação das respostas de DP. (a) Deformações axiais totais, (b) Taxas de deformação axial - verificação quanto ao *shakedown* (Chen *et al.*, 2022).

Conforme Chen *et al.* (2022), o ponto principal da teoria do *shakedown* é a determinação de critérios usados para separar os tipos de resposta da deformação plástica.

2.6. O MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL (MeDiNa)

Diante dos avanços tecnológicos associados à Mecânica dos Pavimentos, em especial às análises mecanísticas-empíricas com foco nos pavimentos de regiões de clima tropical, foi implantado no Brasil, em 2021, o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), nome dado em homenagem ao professor Jacques de Medina, desenvolvido em parceria entre o Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (IPR/DNIT) e a Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ).

O método mecanístico-empírico abarca em sua concepção aplicações que permitem diversas análises, baseado em uma sistematização de dados que englobam diversos aspectos relacionados aos materiais e à estrutura do pavimento, como demonstrado por Motta (1991) (Figura 2.18).

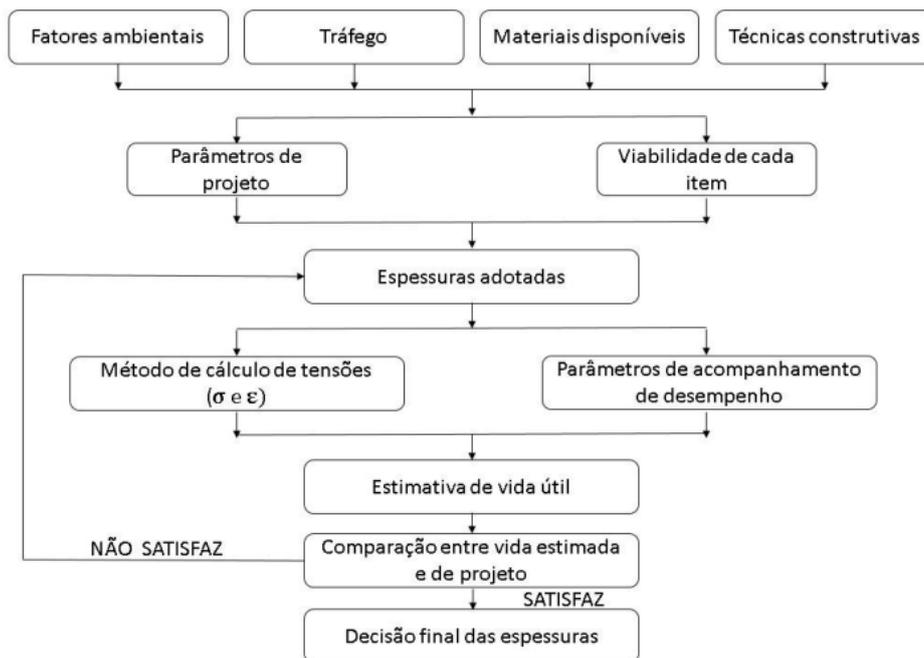


Figura 2.18. Esquema metodológico de dimensionamento de pavimentos pelo método mecanístico-empírico (Motta, 1991 *apud* Pascoal, 2020).

O MeDiNa engloba uma série de análises mecanística-empírica possível através dos seus *softwares* como o de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), destinado a calcular as tensões e deformações em uma estrutura de pavimento de até oito camadas, esta aplicação utiliza a integração de Gauss-Laguerre nos cálculos das equações integrais. O segundo *software* refere-se ao BackMeDiNa, capaz de realizar retroanálises dos MR das camadas de pavimentos a partir das bacias deflectométricas levantadas em campo por equipamento do tipo *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Por fim, têm-se o *software* MeDiNa, essa aplicação realiza a verificação e o dimensionamento de estruturas de pavimento por meio da metodologia mecanístico-empírico (DNIT, 2020).

Conforme DNIT (2020), Todas as análises realizadas pelo método MeDiNa, trabalham com soluções computacionais a qual se baseia em hipóteses para solução de problemas de elasticidade em sistemas multicamadas, sendo estes:

- Os materiais são elástico linear, isotrópicos e homogêneos;
- A lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
- As camadas são ilimitadas na direção horizontal;
- Todas as camadas possuem uma espessura finita, à exceção da camada inferior (subleito) que é considerada semi-infinita;

- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
- Na área carregada ocorrem apenas tensões normais;
- A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
- A grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida ou sem aderência.

CAPÍTULO 3

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo está estruturado em seções que apresentam os locais de estudo desta pesquisa, caracterizando os seus principais aspectos como relevo, pedologia e geologia.

3.1. DISTRITO FEDERAL – DF

Neste estudo, a análise abrangeu quatro tipos de solo provenientes de diferentes regiões geográficas do DF, selecionados com base na predominância de suas características pedológicas, sendo que todos esses solos foram tratados como sendo camadas de subleito. Já no que diz respeito ao material britado, a escolha foi orientada pela disponibilidade local e pelas aplicações específicas no contexto rodoviário do Distrito Federal, situado na região Centro-Oeste do Brasil, neste caso, todas as amostras foram tratadas como sendo camadas de base.

O processo de seleção dos pontos de coleta para o material utilizado neste trabalho teve como ponto de partida a identificação das características geográficas do DF. Essa escolha foi norteada pela pedogênese local, seguida de uma análise detalhada da hipsometria do terreno e de sua geologia. O objetivo foi estabelecer uma linha informativa que pudesse subsidiar análises aprofundadas sobre a gênese dos materiais coletados, proporcionando assim uma base sólida para as investigações conduzidas ao longo deste estudo.

A Tabela 3.1 apresentam a relação de amostras de solos coletadas e seus respectivos locais, em seguida as Figuras 3.1 a 3.3 apresentam alguns os pontos de coletas o que inclui o material britado, que por questões comerciais, não será citado neste estudo.

Tabela 3.1. Localização das áreas de coleta de solos do DF.

Sequência	Local	Trecho	Coordenadas (UTM – WGS84)
1	Vicinal de acesso à Comunidade Aguilhada	BR-251 à Escola Classe Aguilhada	15°56'37.46"S lat. 47°44'6.33"O lon.
2	VC-321 - Comunidade Córrego da Jiboia	DF-190 a GO-547	15°48'23.86"S lat. 47°55'43.89"O lon.
3	DF-011 (EPIG)	Viaduto Octogonal	15°48'23.86"S lat. 47°55'43.89"O lon.
4	VC – 432 – Comunidade Buriti Vermelho	DF-322 a DF-100	15°54'1.96"S lat. 47°26'3.72"O lon.



Figura 3.1. Local de coleta da amostra de subleito na estrada vicinal VC-321 (à esquerda) e DF-011 – EPIG (à direita).



Figura 3.2. Coleta de amostras de BGS em estoque do DER/DF, pedreiras 1, 2 e 4.



Figura 3.3. Coleta de amostra de BGS em via de acesso à rodovia DF-003 (pedreira 3).

Com o objetivo de aprimorar a referência às amostras, foram adotados acrônimos, proporcionando uma abordagem simplificada para a identificação dos materiais analisados. Detalhes sobre esses acrônimos estão disponíveis na Tabela 3.1 que acompanha esta descrição, contribuindo para uma comunicação mais eficiente e clara ao longo do trabalho.

Tabela 3.1. Relação de materiais objeto de estudo e seus respectivos acrônimos utilizados.

Material	Origem	Acrônimo
Subleito 1	Aguilhada - DF	SL-I
Subleito 2	Córrego da Jiboia - DF	SL-II
Subleito 3	Octogonal, EPIG - DF	SL-III
Subleito 4	Buriti Vermelho - DF	SL-IV
Brita Graduada 1	Pedreira 1	BGS-I
Brita Graduada 2	Pedreira 2	BGS-II
Brita Graduada 3	Pedreira 3	BGS-III
Brita Graduada 4	Pedreira 4	BGS-IV
Brita Graduada 5	Pedreira 4	BGS-V

Essa estratégia de categorização e adoção de acrônimos visa não apenas simplificar o processo de identificação, mas também proporcionar uma estrutura organizacional que facilita a compreensão e análise dos dados, tornando a apresentação dos resultados mais acessível e eficaz.

O mapa da Figura 3.4 apresenta a localização dos pontos de coleta das amostras de solos no território do Distrito Federal.

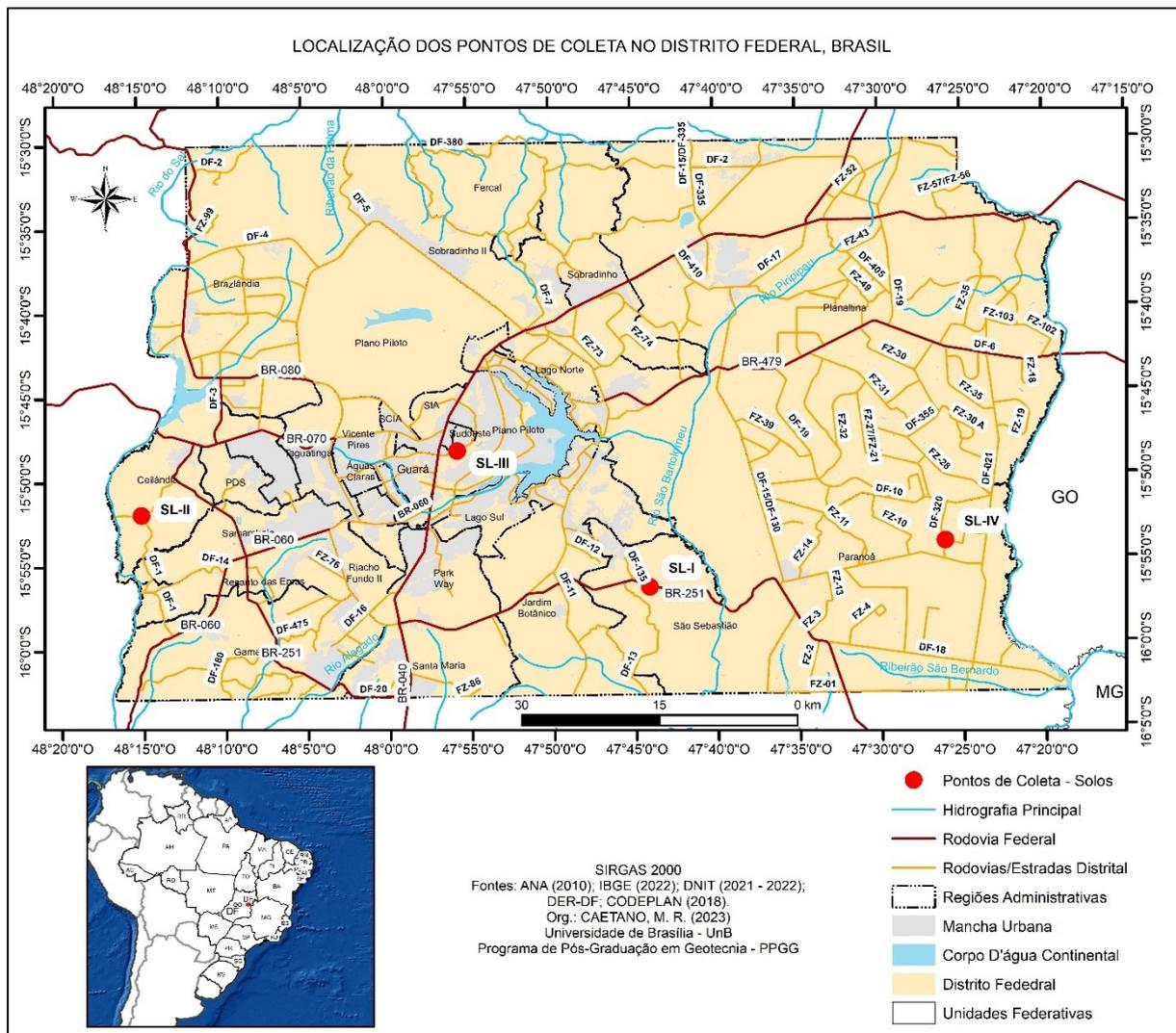


Figura 3.4. Mapa de localização dos pontos de coleta das amostras de solos do Distrito Federal.

Para avaliar as condições de altimetria do terreno do DF, bem como a elevação correspondente ao local de coleta das amostras de solo, foi empregado o modelo digital de elevação (MDE) obtido por satélite do projeto *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM), executado pela *National Imagery and Mapping Agency* (NIMA) e a *National Aeronautics and Space Administration* (NASA).

Por meio do MDE foi possível constituir o mapa de hipsometria da Figura 3.5, com o qual possibilitou verificar os pontos de maior altimetria, com cerca de 1.350 metros e o de menor altimetria, com aproximadamente 750 metros.

Conforme apresentado por Castro & Lima (2020), o Distrito Federal está localizado em uma elevação regional do Planalto Central, representando remanescentes dos processos de aplainamento resultantes dos ciclos de erosão sul-americanos. A topografia da região é

caracterizada por um padrão predominantemente plano a suavemente ondulado, com inclinações que se estendem das bases das chapadas e morros residuais em direção aos vales. Essa configuração topográfica contribui para a diversidade de formas do relevo do Distrito Federal.

No Distrito Federal predominam as declividades plana e suave-ondulada (0% a 8%), que ocorrem que ocorrem principalmente em pontos de altimetria mais elevadas. As áreas de declividade ondulada e forte ondulada apresentam declividade de 8% a 45%. E as maiores declividades se formam encostas íngremes com mais e 45% de declividade (Castro & Lima, 2020).

O sítio de coleta das amostras SL-I está situado a uma altimetria de aproximadamente 955 metros. Foi coletado em uma estrada vicinal com uma inclinação média de 8,1%, enquanto o terreno ao redor apresenta inclinações mais acentuadas, atingindo cerca de 35,6%. Essa topografia íngreme destaca a complexidade do relevo na região.

No local de coleta das amostras SL-II, a altimetria alcança aproximadamente 1.074 metros. Este ponto, localizado em uma estrada vicinal, possui uma inclinação de 1,7%, contrastando com inclinações mais elevadas, que atingem cerca de 27,9% nas proximidades. A variação de inclinação reflete a heterogeneidade do relevo na área.

O sítio de coleta das amostras SL-III possui uma altimetria de aproximadamente 1.120 metros. Devido à coleta urbana em uma cota de escavação de 4 metros, não foi possível determinar a inclinação do relevo com base nos dados do Modelo Digital de Elevação (MDE). No entanto, a região do Planalto Central sugere um relevo relativamente plano nessa área urbana.

Quanto ao local de coleta das amostras SL-IV, sua altimetria é de aproximadamente 946 metros. Coletado em uma estrada vicinal, apresenta uma inclinação de 1,0%, indicando uma região de relevo relativamente plano. No entanto, o terreno circundante revela irregularidades com inclinações que atingem até 16,4%, destacando a variabilidade do relevo na proximidade. Essa discrepância ressalta a importância de considerar as nuances locais ao analisar o contexto topográfico.

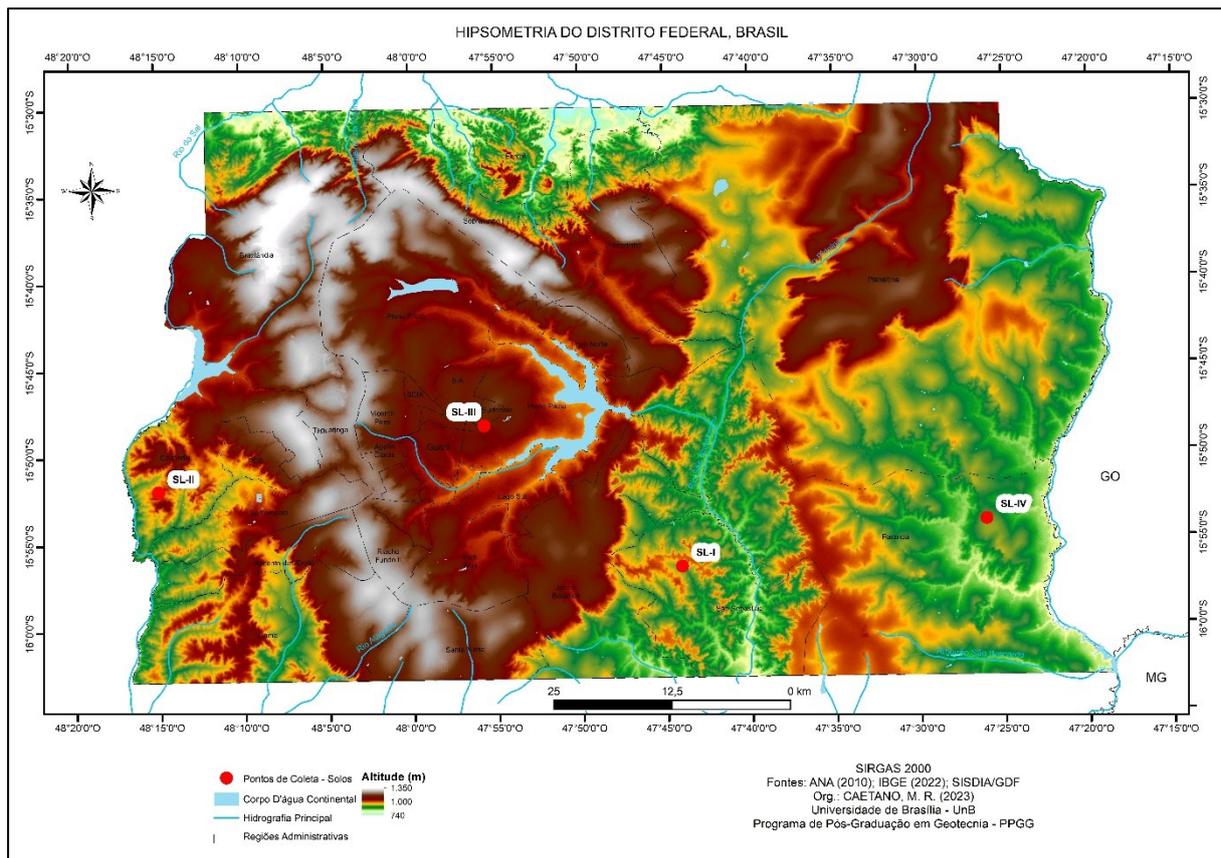


Figura 3.5. Hipsometria (altimetria) do território do Distrito Federal.

O mapa da Figura 3.6 apresenta os principais tipos de rochas e suas ocorrências no DF, conforme apresentado por Castro & Lima (2020), o Distrito Federal exibe uma diversidade litológica por meio de quatro conjuntos distintos.

O primeiro, Grupo Paranoá, abrange aproximadamente 65% da área e consiste em rochas como quartzito, metassiltitos, ardósias e unidades psamo-pelito-carbonatadas. O Grupo Canastra, correspondendo a 15% da região, está presente nos vales dos rios São Bartolomeu e Maranhão, sendo predominantemente formado por filitos, com presença secundária de mármore e quartzitos. Já o Grupo Bambuí, que ocupa quase 15% do DF, é identificado principalmente na porção norte e leste ao longo do vale do Rio Preto, apresentando siltitos laminados, siltitos argilosos e arcóseos como principais rochas. Finalmente, o Grupo Araxá, abrangendo cerca de 5% do território ao sudoeste, é composto por diversos xistos, destacando-se pela ampla predominância de moscovitas (Castro & Lima, 2020).

O sítio de coleta das amostras SL-I revela a presença predominante de rochas do tipo filitos, que se caracterizam como rochas metamórficas de textura foliada. Este tipo de rocha é rico em minerais como mica, muscovita e biotita, conferindo-lhe suas propriedades distintas.

A textura foliada evidencia-se pela presença de foliação, resultante da orientação preferencial de minerais planares.

No local de coleta das amostras SL-II, encontra-se uma região com ocorrência de xistos. Os xistos são rochas metamórficas originadas a partir de rochas sedimentares, sendo que seu metamorfismo é desencadeado por pressões e temperaturas elevadas. Essas condições alteram a mineralogia e a textura da rocha original, conferindo aos xistos sua textura foliada característica. A orientação preferencial de minerais planares, como micas e clorita, contribui para essa foliação.

As amostras SL-III foram coletadas em uma área de ardósias, que são rochas metamórficas de baixo grau. As ardósias possuem composição sílico-argilosa e passam por metamorfismo quando submetidas a pressões e temperaturas elevadas. Esse processo altera suas propriedades e textura, destacando-se pela divisibilidade em folhas finas e planas, uma característica distintiva desse tipo de rocha.

No local de coleta SL-IV, encontram-se siltitos e arcóseos. Os siltitos, compostos principalmente por quartzo, feldspato e mica, apresentam uma textura fina e são associados a sedimentos de tamanho silte. Por outro lado, os arcóseos são rochas sedimentares formadas por grãos de areia cimentados principalmente por feldspato. Essas rochas são significativas na caracterização geológica da região.

O local de extração de brita graduada da pedreira 01 e 02 está localizada em uma área geológica com formação de lentes de calcários micríticos, folhelhos, siltitos argilosos ricos em mica detrítica. Enquanto a extração da pedreira 03 e 04 está localizada próximo a uma área geológica com formação de metassiltitos argilosos com lentes e camadas de quartzitos médios a grossos e lentes de rochas carbonáticas (dolomitos e calcários).

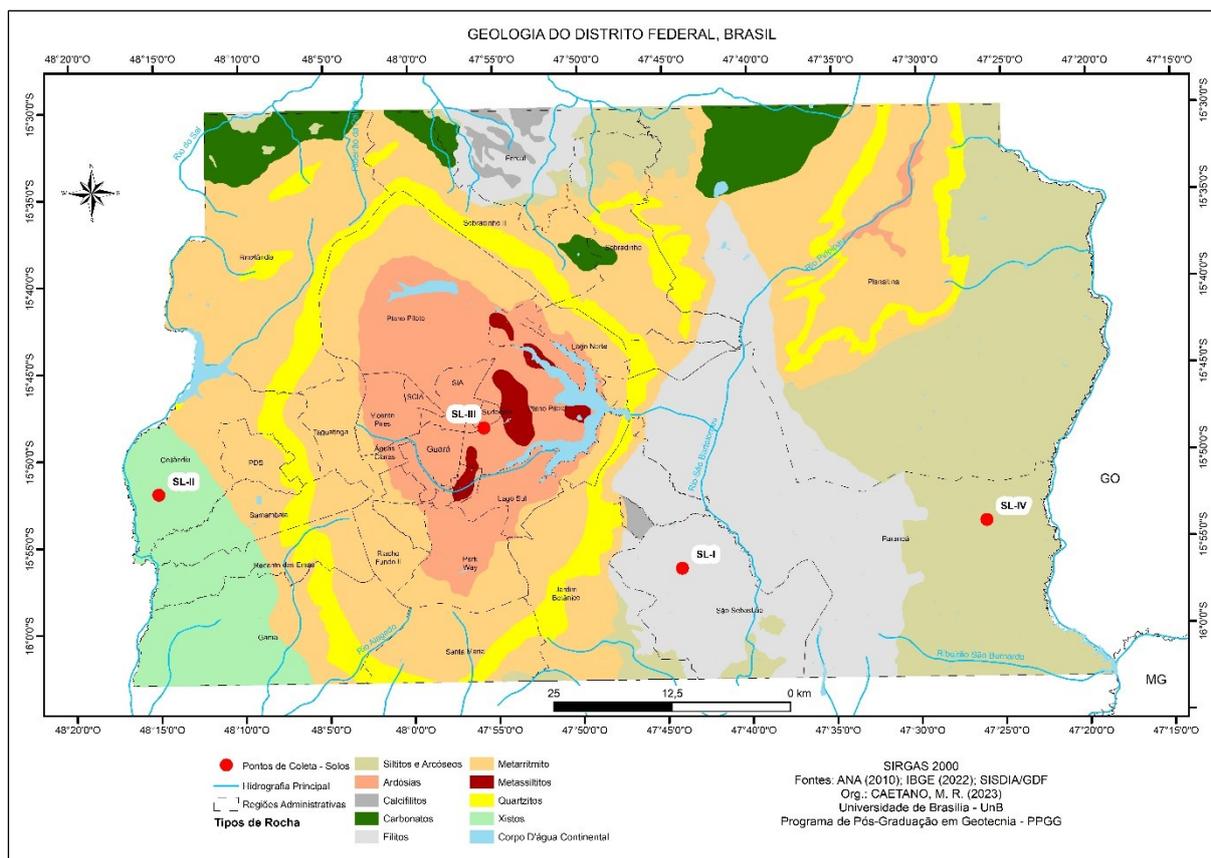


Figura 3.6. Mapa geológico com os principais tipos de Rocha do Distrito Federal.

No Distrito Federal, os solos predominantes são os Latossolos, abrangendo aproximadamente 60% da extensão territorial, e os Cambissolos, que cobrem cerca de 31% do território do DF. Os 9% restantes incluem solos hidromórficos (Gleissolos e Espodossolos), ocupando aproximadamente 3% da área, Nitossolos, correspondendo a 4% do território, e Argissolos, Neossolos e Plintossolos, totalizando cerca de 2% da área do DF (Castro & Lima, 2020). O mapa apresentado na Figura 3.7 ilustra a distribuição desses solos na região.

A predominância dos Latossolos e Cambissolos motivou a seleção de dois pontos distintos no DF para cada uma dessas classificações. O objetivo é investigar as características desses solos e entender seus comportamentos em situações de uso como camada de pavimentos rodoviários. Essa abordagem permitirá uma análise mais aprofundada das propriedades e desempenho desses solos em contextos específicos da estrutura dos solos e o comportamento mecânico destes.

As amostras de solo SL-I e SL-II foram coletadas em uma região de ocorrência de Cambissolos, enquanto as amostras SL-III e SL-IV foram escolhidas regiões de ocorrência de Latossolos.

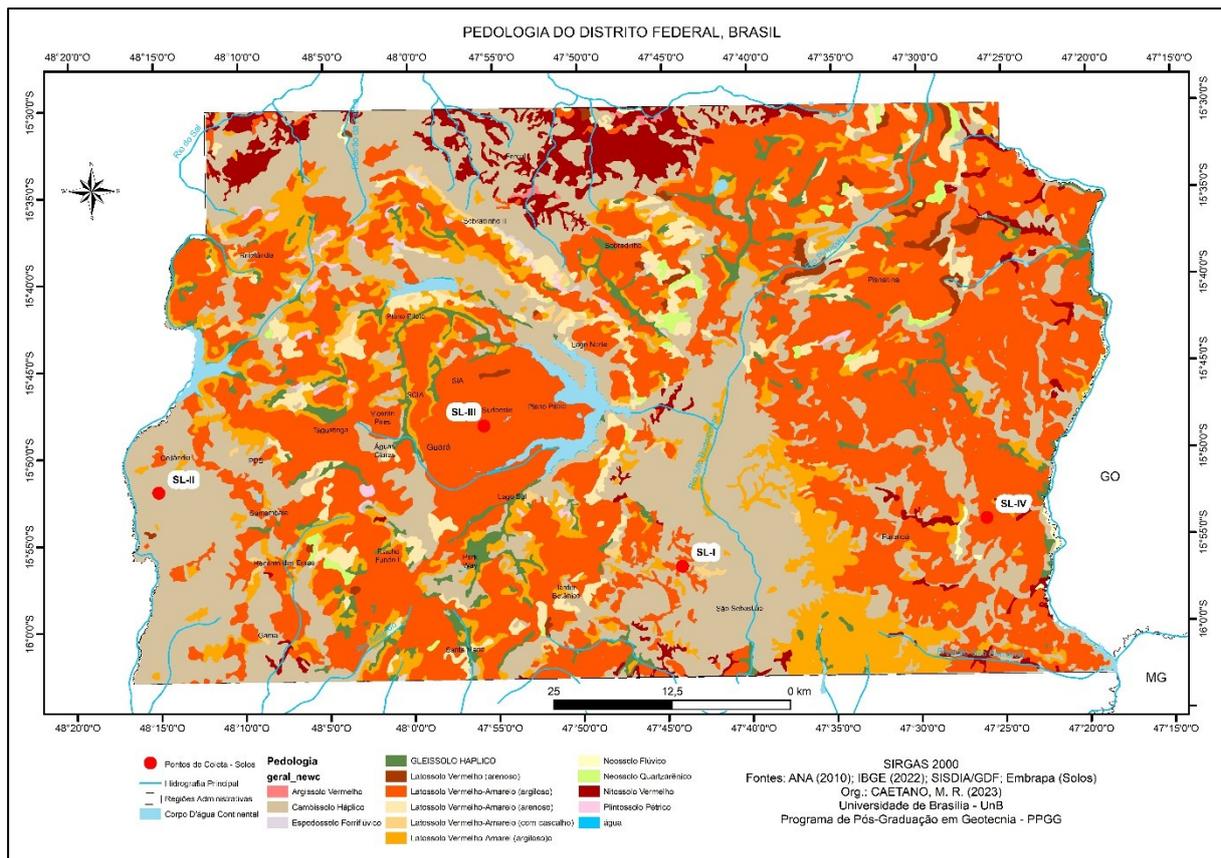


Figura 3.7. Mapa pedológico do Distrito Federal.

3.2. SEGMENTOS EXPERIMENTAIS EM RORAIMA

Assim como nas amostras do DF, com o objetivo de aprimorar a referência às amostras, foram adotados acrônimos, proporcionando uma abordagem simplificada para a identificação dos materiais analisados. Detalhes sobre esses acrônimos estão disponíveis na Tabela 3.2 que acompanha esta descrição, contribuindo para uma comunicação mais eficiente e clara ao longo do trabalho.

Tabela 3.2. Relação de materiais objeto de estudo dos SE e seus respectivos acrônimos utilizados.

Material	Origem	Acrônimo
Base	Segmentos Experimentais	BS-SE
Sub-base	Segmentos Experimentais	SB-SE
Subleito	Segmentos Experimentais	SL-SE

O local de implantação do SE, está localizado a aproximadamente 60 km de Boa Vista, capital do estado. A coleta das amostras foi realizada no trecho designado como segmento experimental Pró-MeDiNa, situado na rodovia BR-432/RR (conforme representado na Figura 3.8), entre as coordenadas do Sistema de Projeção UTM, em GMS, *Datum* WGS84, 2°25'21"N, 60°39'60"O e 2°25'27"N, 60°39'52"O. O local de implantação do SE, está localizado a aproximadamente 60 km de Boa Vista, capital do estado. O trecho experimental é constituído por três segmentos de 100 m cada, o processo de coleta de material abrangeu amostras de três camadas distintas, correspondendo à base, sub-base e subleito (aterro), conforme delineado na seção transversal da estrutura do pavimento (vide Figura 3.9).

Ao coletar amostras em diferentes estratos da estrutura de pavimento, buscou-se capturar uma representação abrangente e estratificada dos materiais presentes, permitindo uma análise mais detalhada das propriedades em cada camada. Essa abordagem estratificada é essencial para compreender a interação entre os diversos componentes da estrutura de pavimento e contribui significativamente para uma avaliação precisa da performance do pavimento no segmento analisado.

Devido à natureza de ser um trecho já executado, a análise geográfica do local foi conduzida com o propósito de caracterizar os principais aspectos do estado de Roraima e a área de implantação dos Segmentos Experimentais. É importante observar que essas análises do local de implantação dos SE não reflete, necessariamente, as condições originais de formação do solo, uma vez que os materiais utilizados para a constituição das camadas provêm de jazidas exploradas em diferentes pontos geográficos e passaram por processos de adição de areia comercial.

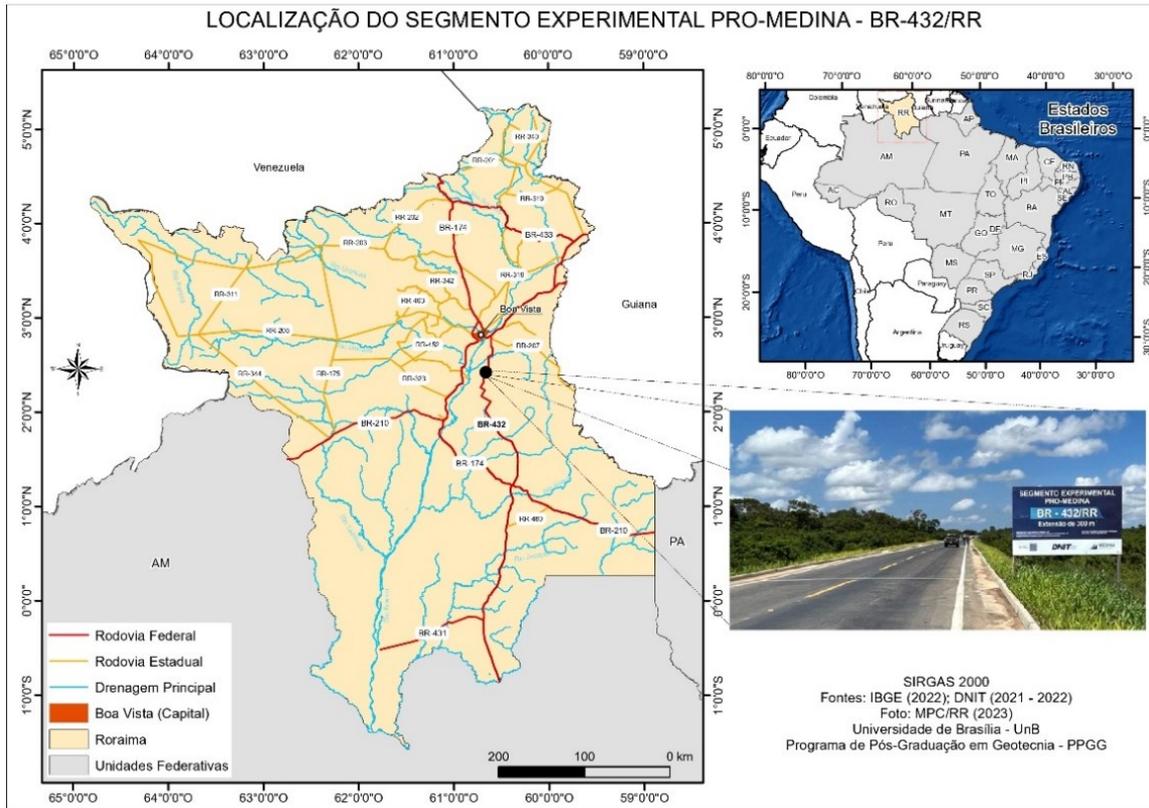


Figura 3.8. Mapa rodoviário do estado de Roraima com destaque para a localização do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.

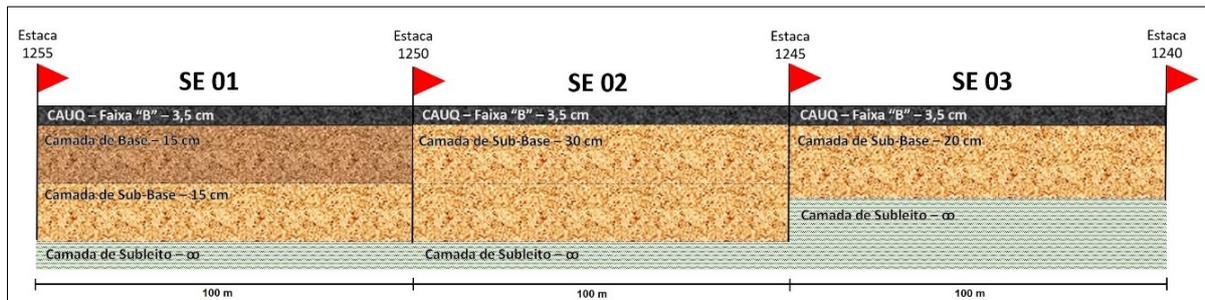


Figura 3.9. Ilustração das seções transversais da estrutura do pavimento dos segmentos experimentais na BR-432/RR.

Os mapas do estado de Roraima apresentados neste capítulo, tem por finalidade a caracterização altimétrica, geológica e pedológica do estado e a localização dos segmentos experimentais. Não foi possível determinar com o local das jazidas de origem dos solos empregados nas camadas de base, sub-base e subleito.

O estado de Roraima apresenta diferentes aspectos de relevo em sua extensão territorial. A Figura 3.10 apresenta a hipsometria do relevo do estado, obtido por meio da análise de MDE do satélite da missão SRTM, com resolução espacial de 30 metros.

Ao Norte há a presença de cadeias montanhosas e relevo acidentado, com altimetria superando 2.300 metros e declividade acentuada. Ao Sul, apresenta planícies e regiões de baixa declividade e cotas altimétricas inferior a 100 metros e próximas ao nível do mar.

Os SE estão localizados em um ponto de elevação altimétrica de aproximadamente 70 metros acima do nível do mar e apresenta no entorno imediato, relevo de aspecto plano com baixa declividade.

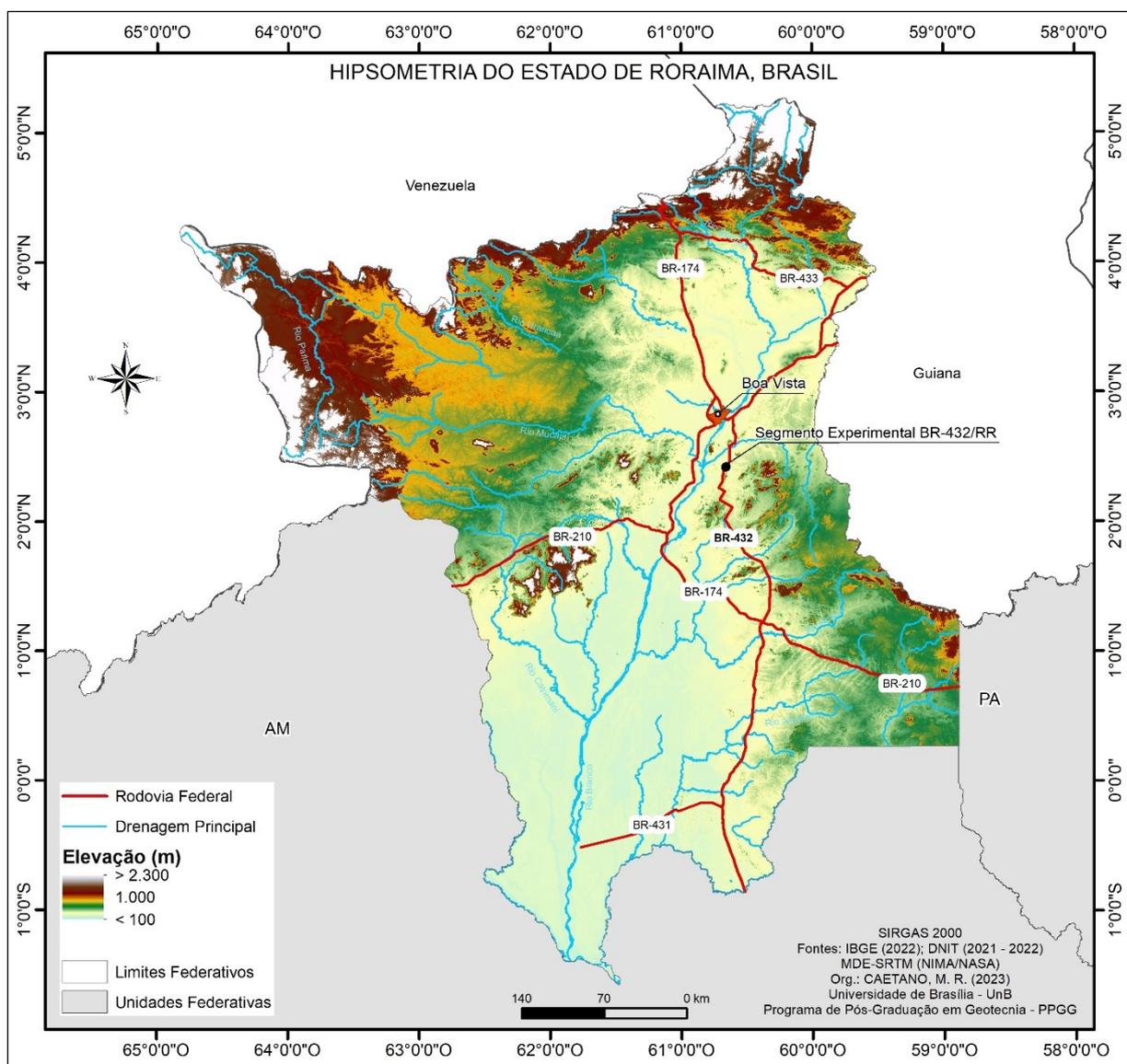


Figura 3.10. Mapa hipsométrico do estado de Roraima.

Conforme dados obtidos pelo Banco de Dados de Informações Ambientais do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (BDiA/IBGE), a geologia do estado de Roraima, é caracterizada pela ocorrência de seis sub-províncias principais, conforme pode ser observado na Figura 3.11.

Ao norte e ao extremo sudeste do estado encontra-se a sub-província de Parima-Tapajós, sendo a mais abrangente do estado. Na região da capital do estado, Boa Vista, tem-se a ocorrência da sub-província de Boa Vista. Na região central, encontra-se a sub-província Guiana Central, no extremo Sul predomina a sub-província Rio Branco-Rio Negro, enquanto ao lado, na região Sudoeste do estado, têm-se a ocorrência da sub-província Utumã.

Os SE estão localizados na região da sub-províncias Guiana Central, concentrando formações do tempo geológico Proterozoico Mesoproterozoico/Paleoproterozoica.

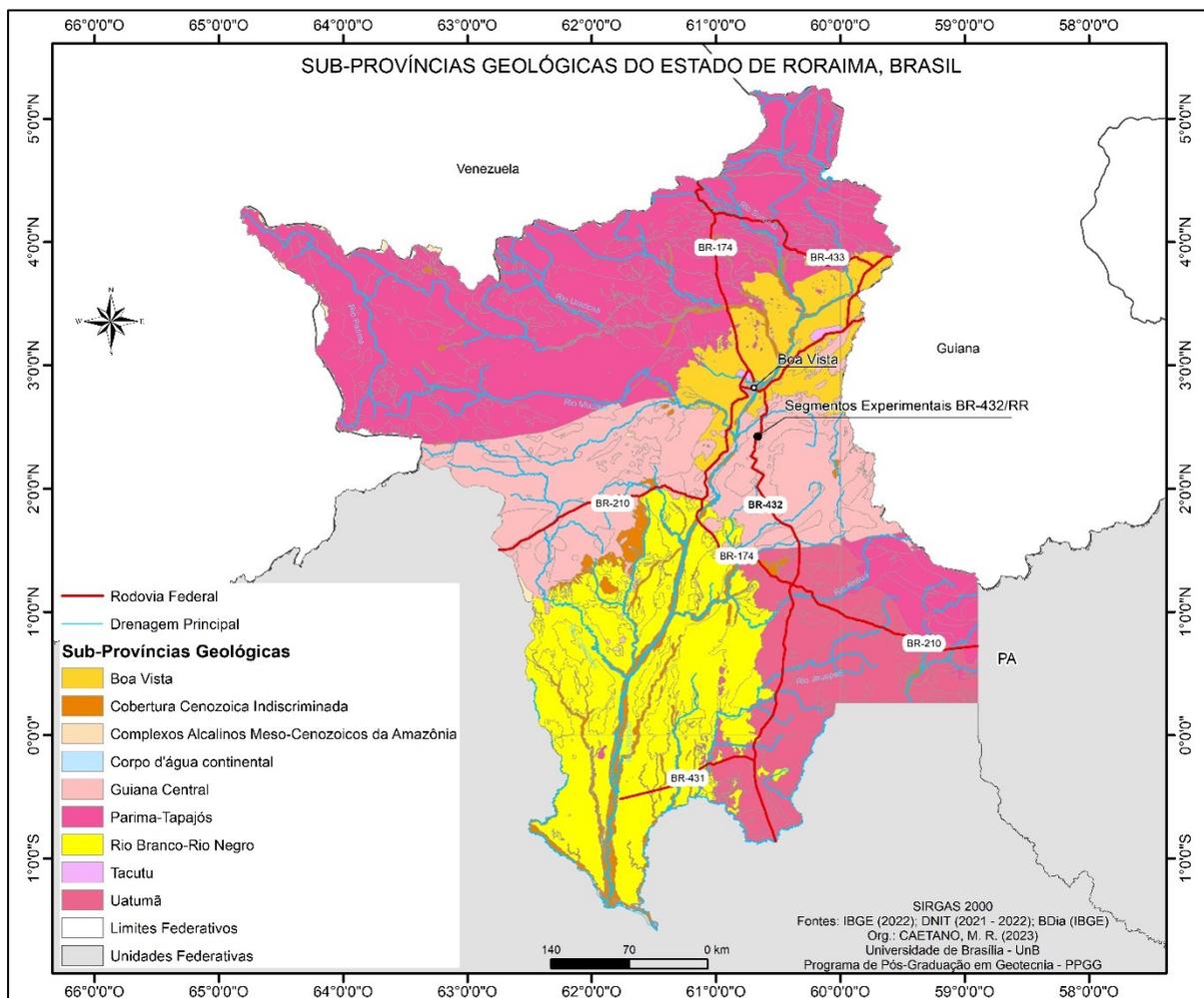


Figura 3.11. Mapa das Sub-províncias geológicas do estado de Roraima.

A pedologia, apresentada no mapa da Figura 3.12, evidenciou uma rica concentração de tipos de solo, com destaque para o latossolo vermelho/amarelo, cujas características se assemelham aos solos das camadas de base e sub-base dos SE, esta classe pedológica é predominante encontrada no DF. Os SE estão localizados em uma área pedológica de Espodosolo, sendo este um solo rico em minerais, predominantemente arenosos, com possibilidade de transporte de material coloidal, apresentando complexos organometálicos, sendo este o solo característico da camada de subleito dos SE.

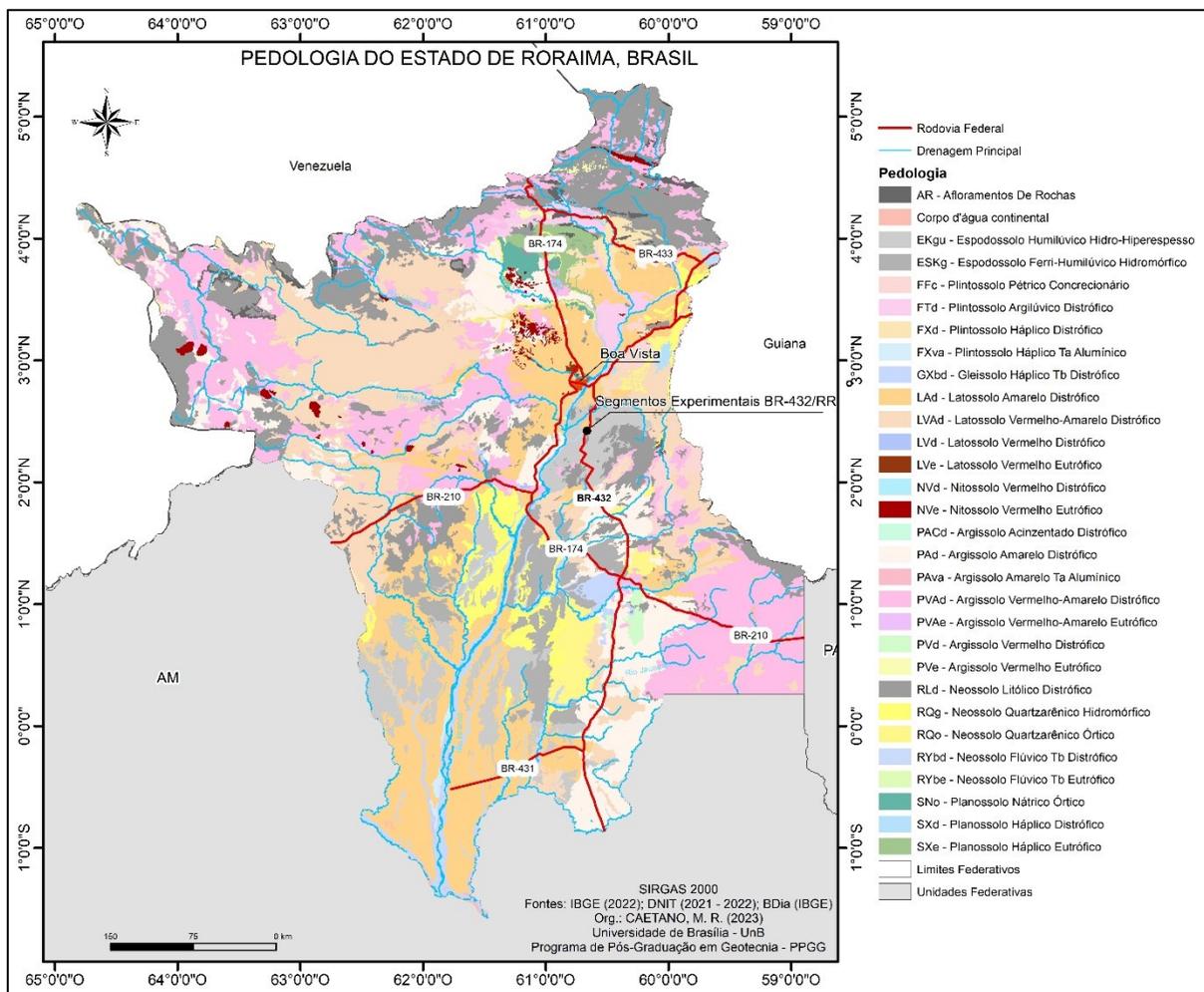


Figura 3.12. Mapa pedológico do estado de Roraima.

CAPÍTULO 4

4. METODOLOGIA

A metodologia empregada neste estudo foi estruturada seguindo a sequência cronológica da execução dos ensaios e da obtenção dos dados correspondentes. As amostras foram categorizadas em três grupos distintos: o primeiro compreende as amostras coletadas no Distrito Federal, o segundo agrupa as amostras de brita graduada provenientes de pedreiras do DF e entorno, por último as amostras de solos dos segmentos experimentais em Roraima.

Dado o caráter não comercial desta pesquisa, os produtos e serviços fornecidos e/ou contratados não serão mencionados por suas marcas ou nomes de empresas específicos neste trabalho. Para efeitos de identificação das amostras de BGS e dos equipamentos utilizados nos ensaios, os nomes e marcas comerciais foram identificados nos registros gerenciados pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF), bem como pelas instituições diretamente envolvidas no processo de fornecimento das amostras para a condução dos ensaios (Programa de Pós-Graduação em Geotecnia PPGG/UnB, Ministério Público de Contas de Roraima MPC/RR e Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes DNIT).

Esta abordagem assegura a integridade do trabalho, mantendo o foco nas propriedades e características das amostras, sem promover qualquer viés comercial. A gestão centralizada das informações relacionadas às marcas e nomes comerciais reforça a transparência e a imparcialidade, resguardando a objetividade da pesquisa e garantindo a credibilidade dos resultados apresentados.

4.1. COLETA DAS AMOSTRAS

Devido à natureza diversificada das amostras provenientes de distintos materiais e regiões geográficas, a execução bem-sucedida desta pesquisa ocorreu pela colaboração de diversas equipes oriundas de diferentes órgãos. Esta abordagem multifacetada foi essencial para garantir a execução dos testes apresentados neste estudo.

No âmbito do Distrito Federal e entorno, as coletas foram conduzidas com o apoio técnico e operacional da Diretoria de Tecnologia, vinculada à Superintendência Técnica (DITEC/SUTEC) do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF). A

expertise e a infraestrutura proporcionadas por esta colaboração foram fundamentais para a obtenção das amostras estudadas.

No contexto das amostras provenientes do estado de Roraima, a coleta foi realizada mediante autorização do DNIT, órgão responsável pela circunscrição da rodovia dos SE. O recebimento das amostras coletadas no trecho da rodovia, a pesagem, estocagem e transporte destas amostras para o Distrito Federal, foram conduzidas pela equipe do Laboratório de Engenharia do Ministério Público de Contas do estado de Roraima (MPC/RR). Esta parceria foi vital para viabilizar a obtenção e o deslocamento seguro das amostras, garantindo a preservação de suas características originais do material na coleta durante todo este processo.

4.1.1. SOLOS DE SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL

Para a seleção dos locais de coleta no DF, procedeu-se utilizando análises geoespaciais para identificar as características pedológicas específicas de cada ponto, como apresentado no Capítulo 3. Este processo permitiu o estabelecimento de pontos de coleta estratégicos com base na maior abrangência da pedologia a qual as classes pedológicas estão distribuídas no Distrito Federal.

Foram extraídas amostras deformadas de aproximadamente 150 kg, coletadas nas camadas superficiais dos locais determinados, abrangendo profundidades de até 1,5 metros (exceto para o solo de subleito SL-III, que por se tratar de um talude escavado, sua profundidade em relação ao nível do terreno foi aproximadamente 4 metros), procedendo com a eliminação do material de camadas superficiais para limpeza de impurezas como vegetação.

O método de coleta adotado seguiu o que determina o procedimento DNER-PRO 003/94 (DNER, 1994), sendo realizado de forma contínua ao longo da realização do estudo, onde, ao concluir a coleta e ensaios de uma determinada amostra de subleito, imediatamente prosseguia-se para a obtenção da próxima amostra. Este procedimento eficiente possibilitou uma sequência ordenada e sistemática na coleta, otimizando o processo para a realização da bateria de ensaios subsequentes.

Após a coleta, as amostras foram devidamente ensacadas e transportadas para o laboratório do DER/DF. Em seguida foram secas ao ar livre até se atingir o equilíbrio da umidade higroscópica do material. Após este procedimento, as amostras foram homogeneizadas, quarteadas, pesadas e acondicionadas em ambiente hermético, seguindo rigorosos padrões de preservação das amostras. As análises laboratoriais tiveram início na caracterização dos materiais, seguido de ensaios para classificação e, por fim, os ensaios

voltados para as análises mecânicas. Todas as etapas e procedimentos estão detalhados nos itens que seguem neste capítulo.

4.1.2. MATERIAL BRITADO DO DISTRITO FEDERAL E ENTORNO

A coleta do material britado foi conduzida de maneiras distintas para as BGS-I e BGS-II, ambas sendo adquiridas conforme o fornecimento padrão das pedreiras: Pedreira 1 e Pedreira 2, seguindo as dosagens comerciais estabelecidas por cada respectiva pedreira. No caso da BGS-III, a amostra foi fornecida com base na dosagem comercial da Pedreira 3. Já a BGS-IV foi fornecida com base na dosagem comercial da Pedreira 4. A BGS-V proveniente da mesma pedreira, foi disponibilizada em granulometrias individuais, compreendendo brita 2, brita 1, brita 0 e pó de brita, onde uma dosagem específica foi estabelecida em laboratório do DER/DF, visando à composição das amostras utilizadas neste estudo.

Quanto à disponibilização das amostras, as BGS-I, BGS-II e BGS-III foram coletadas a partir dos estoques disponíveis no Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF). Por outro lado, as amostras BGS-IV e BGS-V foram doadas pela Pedreira 4 e coletadas diretamente de seu estoque no local de britagem.

No ambiente laboratorial, as amostras de BGS passaram por uma sequência cuidadosa de procedimentos. Inicialmente, foram secas ao ar livre para que se atingissem a sua umidade higroscópica. Em seguida, as amostras foram quarteadas, pesadas e armazenadas em embalagens hermeticamente fechadas. Este cuidado teve como objetivo evitar a troca de umidade com o ambiente e, conseqüentemente, prevenir possíveis alterações na umidade higroscópica das amostras ao longo do tempo. Estas práticas de coleta e armazenamento garantem a integridade e representatividade dos dados iniciais das amostras.

A norma das faixas granulométricas de material britado do DNIT encontra-se em revisão na data de execução deste estudo, desse modo foi escolhida a faixa granulométrica 2 da norma ES-P 05/18 do Departamento de Estradas de Rodagens do Paraná (DER/PR) (DER, 2018), como sendo a referência para este estudo, já que a maioria dos materiais britados fornecidos pelas pedreiras se enquadraram melhor a essa faixa granulométrica.

Tabela 4.2. Faixa granulométrica de referência adotada neste estudo, conforme norma DER/PR.

Peneiras		Porcentagem Passante
ABNT	Abertura (mm)	Faixa II
2"	50,8	-
1½"	38,1	100

Continuação Tabela 4.2		
1"	25,4	-
3/4"	19,1	60-95
3/8"	9,5	40-75
Nº 4	4,8	25-60
Nº 10	2,0	15-45
Nº 40	0,42	8-25
Nº 200	0,075	2-10

4.1.3. SOLOS DOS SEGMENTOS EXPERIMENTAIS DE RORAIMA

Em Roraima, os solos do SE, correspondentes aos materiais das camadas de base, sub-base e subleito, foram coletados durante a fase de preparação para compactação em campo, conforme ilustrado nas Figuras 4.1 e 4.2. Esta coleta ocorreu após atingir o equilíbrio do teor de umidade ótimo, antes do processo de compactação pelo maquinário. Para preservar o teor de umidade encontrado no momento da coleta, os solos foram devidamente ensacados em embalagens plásticas hermeticamente fechadas.



Figura 4.1. a) Trator com grade para homogeneização do material das camadas. b) Caminhão pipa empregado no umedecimento do material das camadas.



Figura 4.2. a) Sacos com aproximadamente 30 kg de material das camadas dos SE. b) Amostras embaladas com dupla proteção para evitar perda de material.

No decorrer da implementação dos segmentos experimentais, foram coletadas amostras específicas de cascalho laterítico com adição de 35% de areia comercial, representando o material de base. O cascalho laterítico amarelo foi coletado para representar o material de sub-base, enquanto a argila arenosa foi coletada das camadas de subleito. O peso total das amostras coletadas em campo, seguiu o estabelecido no Gia Pro-MeDiNa, foram coletados aproximadamente 660 kg de material por camada sendo que deste montante calculou-se que para os ensaios em questão seriam necessários aproximadamente 370 kg os quais foram transportados entre os estados de RR até a unidade federativa do DF.

Todas as amostras foram encaminhadas ao Laboratório de Engenharia do MPC/RR para pesagem e catalogação das amostras. Em seguida, obteve-se a autorização da Agência Nacional de Mineração (ANM) para o transporte das amostras da origem até o DF. As amostras foram enviadas por via terrestre e recebidas pelo laboratório Infralab da UnB. No laboratório, as amostras de material granular das camadas do pavimento foram separadas das amostras de revestimento asfáltico, dando início à última etapa de transporte até o laboratório do DER-DF.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DA MICROESTRUTURA

A aplicação conjunta de ensaios que permitam identificar aspectos e propriedades em escala nanométrica desempenha um papel crucial na identificação das características dos solos, especialmente no que diz respeito à sua microestrutura e sua condição físico-química. Estas técnicas avançadas oferecem *insights* valiosos que transcendem as limitações dos métodos tradicionais de caracterização, permitindo uma compreensão profunda e abrangente do comportamento do solo que podem estar relacionados não somente à sua macroestrutura, mas também em função de sua microestrutura influenciada pelo seu processo de formação e de transformação ao longo do tempo.

A realização destes ensaios é justificada pela necessidade de compreender os aspectos dos solos em relação à sua microestrutura e características físico-químicas decorrentes do seu processo de formação que moldam seu aspecto físico. Desta forma, complementam-se as informações obtidas por meio da pedologia e ensaios básicos de caracterização e classificação, uma vez que somente por meio da análise em nível nanométrico é possível capturar as condições específicas e pontuais dos solos, podendo responder ou se relacionar a comportamentos que podem surgir nesta escala de observação decorrente de ensaios mecânicos.

Esta abordagem tem por objetivo contribuir para um entendimento profundo e abrangente da dinâmica dos solos de regiões tropicais em questão. Para isto, foram realizados testes de Espectroscopia de Energia Dispersiva de Raios-X (EDS), para identificação da composição molecular do solo e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), para obtenção dos aspectos visuais de partículas em escala nanométrica, ambos realizados no Laboratório de Estudos Geodinâmicos, Geocronológicos e Ambientais vinculado à Universidade de Brasília (LEGGA/UnB). E por fim, ensaio de ataque sulfúrico para avaliar a quantidade e a natureza dos minerais solúveis em ácido sulfúrico presentes na amostra de solo. Este ensaio foi realizado em um laboratório comercial local contratado, na cidade de Brasília-DF.

4.2.1. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARELURA

A Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foi empregada para investigação das características das partículas dos solos analisadas em nível de escala nanométrica. A observação dos materiais neste nível de observação, assim como visualizar a estrutura do solo, a distribuição e a adesão de partículas que compõe a estrutura mineralógica, constituem uma etapa crucial para a análise da microestrutura de solos de clima tropical, permitindo identificar

aspectos inerentes ao processo de intemperismo ao qual os solos de região tropical estão submetidos.

Devido às limitações inerentes à escala do agregado, associadas ao tamanho da partícula e a escala de observação do equipamento, optou-se por utilizar amostras peneiradas com diâmetro nominal inferior a 2 mm. As amostras analisadas foram resultado da homogeneização do material para melhor representatividade da amostra total. Ressalta-se que determinados solos não apresentaram uma estrutura homogênea, como os solos de pedologia cambissolo. Este aspecto pode influenciar nos resultados obtidos em termos de representatividade, tendo em vista a escala adotada e a proporção de cada estrutura mineral presente nos solos.

Foram conduzidas diversas observações em diferentes níveis de ampliação, indo de aproximações de 500x a 10.000x. Devido à escala extremamente reduzida, as menores aproximações possibilitaram a identificação das características de várias partículas. Ao focar em uma ou mais destas partículas, tornou-se possível observar detalhes como a forma específica das estruturas dos grãos.

Na Figura 4.3, apresenta-se o equipamento utilizado nas análises de MEV. A identificação de características inerentes aos solos foi realizada por meio da fotointerpretação das imagens obtidas, contextualizando-as com observações presentes na literatura especializada. O *software* utilizado para capturar as imagens é específico para o equipamento, enquanto a edição das imagens foi realizada por meio do *software* GIMP 2.10.

4.2.2. ESPECTROSCOPIA DE ENERGIA DISPERSIVA DE RAIOS-X

A Espectroscopia de Energia Dispersiva de Raios-X (EDS) é uma técnica analítica avançada que permitiu identificar e quantificar os elementos químicos presentes nas amostras estudadas por meio da detecção da radiação X emitida durante a interação com raios-X de alta energia (Figura 4.3 – equipamento utilizado nas análises MEV e EDS).

As amostras de solos foram homogeneizadas para garantir ao máximo a uniformidade dos minerais presentes nos solos. O funcionamento básico da EDS envolve a exposição dessas amostras a raios-X de alta energia, provenientes de um microscópio eletrônico de varredura (MEV) equipado com um sistema EDS. Quando os raios-X interagem com os átomos da amostra, ocorre a emissão de radiação-X característica, que é única para cada elemento químico. O espectrômetro EDS, então, detecta e registra esses sinais, permitindo a identificação dos elementos presentes e a quantificação de sua concentração. Ao integrar os ensaios EDS em

análises de solos e rochas, foi possível obter uma compreensão mais abrangente e detalhada da composição e das características dos solos e materiais britados estudados nesta pesquisa.

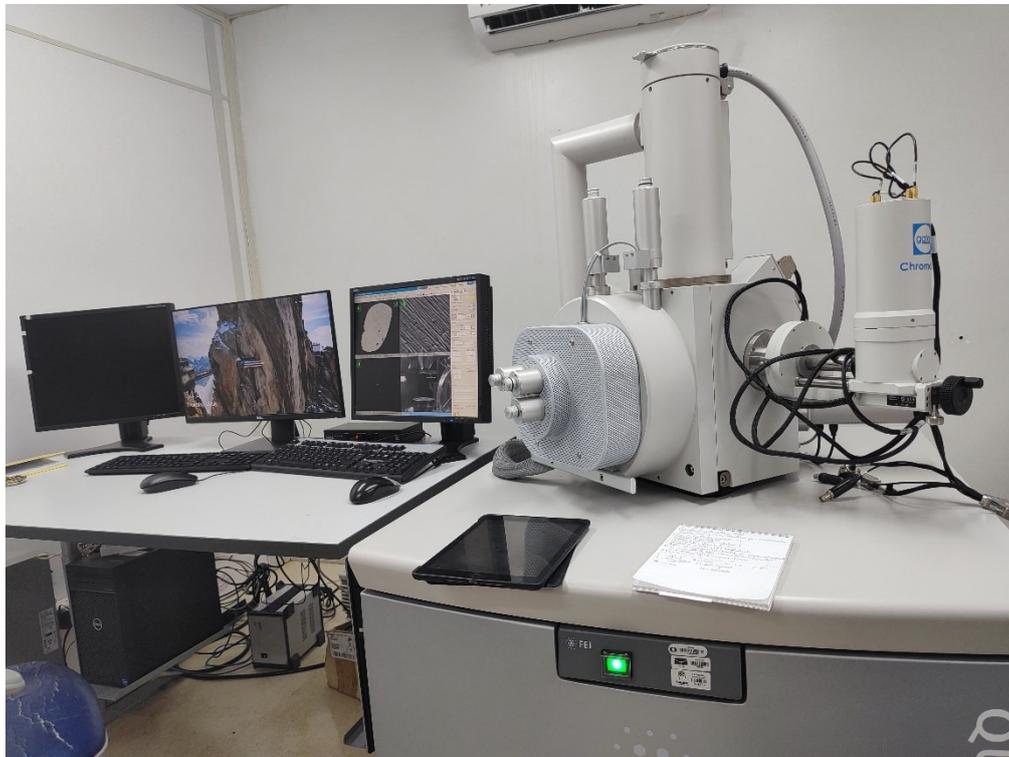


Figura 4.3. Equipamento utilizado nas análises de MEV e EDS.

4.2.3. ATAQUE SULFÚRICO

O ensaio de ataque sulfúrico é uma técnica utilizada para a análise quantitativa dos principais minerais presentes nos solos. Este método envolve a solubilização de amostras de solo em ácido sulfúrico, uma substância composta por dois átomos de hidrogênio, um de enxofre e quatro de oxigênio, representada pela fórmula molecular H_2SO_4 .

Na prática, as amostras de solo são misturadas em uma proporção 1:1 com o ácido sulfúrico, desencadeando uma reação que resulta na solubilização dos minerais presentes. O processo visa obter dados quantitativos sobre as relações moleculares, representadas por K_i (Equação 1) e K_r (Equação 2) (Teixeira *et al.*, 2017). Estas relações moleculares são fundamentais para a avaliação dos estágios de intemperismo do solo, oferecendo informações sobre a composição mineralógica da fração argilosa.

Além disso, a determinação das relações moleculares possibilita a interpretação das condições ambientais que afetam o solo ao longo do tempo (equações 1 e 2). A variação nas relações K_i e K_r pode indicar mudanças na composição mineralógica, refletindo diferentes

estágios de intemperismo, de modo que, quanto menores forem os valores das razões de K_i e K_r maior o grau de intemperismo deste solo.

$$K_i = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3} \cdot 1,7 \quad (\text{Eq. 1})$$

$$K_r = \frac{\frac{\text{SiO}_2}{0,6}}{\left(\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{1,02}\right) + \left(\frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{1,6}\right)} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde,

SiO_2 - concentração de óxido de silício total no solo, obtida pelo ataque sulfúrico;

Al_2O_3 - concentração de óxido de alumínio total no solo, obtida pelo ataque sulfúrico;

Fe_2O_3 - concentração de óxido de ferro total no solo, obtida pelo ataque sulfúrico;

K_i - calculado em função dos valores de SiO_2 e Al_2O_3 , pelos seus respectivos pesos moleculares;

K_r - calculado em função dos valores de SiO_2 e $\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$, divididos pelos seus respectivos pesos moleculares.

4.3. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL

Os ensaios de caracterização foram conduzidos com base nos procedimentos estabelecidos na norma DNER-ME 041/94 (DNIT, 1994). Esta norma define os passos iniciais para a caracterização das amostras de solos, abrangendo desde a aferição da umidade higroscópica até a separação granulométrica dos materiais finos e granulares, preparando para os ensaios de limites de Atterberg.

Inicialmente, as amostras foram submetidas à aferição da umidade higroscópica com uma parcela representativa do solo sendo levada à estufa em aproximadamente 105 °C, permitindo uma avaliação precisa do teor de água presente nos solos no momento da coleta. Posteriormente, procedeu-se à separação granulométrica dos materiais, distinguindo entre os finos e os granulares.

4.3.1. DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

O método utilizado para determinar a densidade real dos grãos nas amostras de solo seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma DNER-ME 093/94 (DNER, 1994). Este ensaio possibilitou a obtenção das propriedades reais de massa e densidade das partículas sólidas, permitindo a realização de cálculos para obtenção de parâmetros relacionados aos índices de vazios, porosidade e grau de saturação das amostras analisadas.

É importante destacar que, ao lidar com solos como o cascalho de base, sub-base e o solo de subleito do estado de Roraima, enfrentou-se dificuldades na obtenção da densidade real dos grãos. Isso se deveu ao processo de intemperização do solo, que resultou na formação de concreções lateríticas caracterizadas por uma estrutura microporosa, sendo os vazios isolados do ambiente externo, além da adição de areia, que contribuiu para alteração das propriedades natural do solo.

No caso das amostras de BGS, a norma empregada foi a de massa específica e densidade relativa de agregados, sendo essas os métodos de ensaios 411/2021 – ME (DNIT, 2021).

4.3.2. GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO

Com o objetivo de obter dados relacionados aos tamanhos das partículas do solo e sua distribuição, adotou-se o procedimento normatizado para a realização do ensaio de granulometria, abrangendo as diferentes faixas granulométricas presentes nos solos, como cascalho, areia, silte e argila. Este processo segue as diretrizes estabelecidas pelo método de ensaio DNER-ME 051/94 (DNER, 1994), passando pelas etapas normativas subsequentes da DNER-ME 080/94 (DNER, 1994).

O ensaio de granulometria por peneiramento consistiu na submissão de uma amostra representativa do solo a um agitação mecânica, utilizando um conjunto de peneiras. Por meio deste procedimento, foi possível caracterizar os diâmetros dos grãos que compõem o solo, empregando peneiras com aberturas conhecidas e estabelecidas pela norma. Na Figura 4.4, apresenta-se o agitador e as peneiras utilizadas no estudo.



Figura 4.4. Agitador mecânico empregado no peneiramento das amostras de solos e material britado – à esquerda. Peneiras de diferentes aberturas com amostras de solo - à direita.

Para uma classificação mais precisa da fração de finos do solo, torna-se imprescindível conduzir o ensaio de granulometria por sedimentação, conforme normatizado pelo método de ensaio DNER-ME 051 (DNER, 1994). O principal objetivo deste ensaio foi de proporcionar uma caracterização mais refinada dos finos, especialmente das argilas. Este procedimento envolveu a submersão de uma solução composta por uma quantidade específica de amostra de grãos de solo que passou pela peneira de 2 mm, conforme estabelecido no procedimento normativo da DNER-ME 041 (DNER, 1994).

É relevante destacar que este ensaio foi conduzido tanto com o uso de solução defloculante (hexametáfosfato de sódio) quanto sem defloculante, empregando apenas água destilada para a imersão da amostra de solo, conforme ilustrado na Figura 4.5. Desta maneira, a partir da curva granulométrica resultante, foi possível identificar o comportamento de eventuais concreções lateríticas no solo, que se desfazem em soluções de defloculante, assim como quando submetidas a sobrecargas relacionadas à energia de compactação e ao ensaio mecânico utilizado.



Figura 4.5. Amostras com e sem defloculante, empregado no ensaio de sedimentação.

4.4. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A preparação das amostras abrangeu todo o procedimento necessário à produção dos CP para ensaios mecânicos em equipamento triaxial.

4.4.1. COMPACTAÇÃO MINI-MCV E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS

Devido à localização das áreas de estudo situadas em regiões de clima tropical, torna-se imperativo empregar uma classificação que melhor represente as particularidades dos solos encontrados nestes locais. Neste sentido, foram conduzidos ensaios de compactação Mini-MCV (*Moisture Condition Value* - miniatura), conforme preconizado pela norma DNIT 258/2023 - ME (DNIT, 2023). Este ensaio se destaca por apresentar uma energia de compactação variável em comparação com o método Mini-Proctor. Por meio deste ensaio, foi possível obter propriedades de compactação, resultando na caracterização da curva mini-MCV e na obtenção de parâmetros específicos para o método, como a perda de massa por imersão ao término do procedimento, conforme demonstrado na Figura 4.6.



Figura 4.6. Amostras compactadas em cilindro Mini-MCV submetidas à perda de massa por imersão em tanque com água.

O ensaio foi executado adotando a série de Parsons para os golpes aplicados. Após a execução do ensaio de compactação Mini-MCV e a obtenção dos parâmetros essenciais, foi viável determinar, para os solos finos, aspectos relacionados à classificação dos solos tropicais para fins rodoviários, conforme estabelecido pela norma DNIT 259/2023 - CLA (DNIT, 2023). Estes ensaios são fundamentais para caracterizar e classificar solos tropicais, buscando

identificar se o material é laterítico, se possui características lateríticas ou se não apresenta esses comportamentos, fornecendo informações cruciais para o desenvolvimento de projetos rodoviários eficientes e adaptados às condições específicas do ambiente tropical.

4.4.2. COMPACTAÇÃO PARA ISC

O ensaio planejado para este estudo foi conduzido em duas fases distintas. Na primeira etapa, será utilizado o cilindro de compactação e soquete Proctor para obter amostras destinadas ao Índice de Suporte California (ISC - ou *California Bearing Ratio* - CBR). Já na segunda etapa, a curva de compactação foi obtida com o emprego do cilindro tripartido, especialmente destinado aos ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência.

4.4.3. COMPACTAÇÃO EM CILINDRO TRIPARTIDO

Resultados provenientes de estudos na literatura destacaram experiências práticas de testes que evidenciam variações no comportamento do teor de umidade e grau de compactação quando diferentes cilindros são empregados no processo de obtenção da curva de compactação. Isto é evidente na comparação entre a compactação Proctor em cilindro de CBR e o uso do cilindro tripartido, mesmo quando a energia é equivalente. Um exemplo relevante é o trabalho de Lima *et al.* (2022), que aborda estes aspectos de compactação em diferentes cilindros, focando nos resultados de solos lateríticos.

Quanto ao procedimento de compactação dos solos, seguiu-se a preparação das amostras conforme as recomendações da norma DNER-ME 041 (DNER, 1994). A compactação da amostra não trabalhada para todos os pontos da curva de compactação foi realizada de acordo com as diretrizes estabelecidas na norma DNIT 164/2013 - ME (DNIT, 2013). Para a obtenção da curva de compactação no cilindro tripartido, foram seguidas as especificações quanto ao número de golpes e número de camadas, conforme determinado pela DNIT 443/2023 - ME (DNIT, 2023).

Neste estudo, foram adotadas as energias de compactação intermediária para os solos de subleito e sub-base, enquanto a energia modificada foi aplicada ao material correspondente à camada de base. Esta prática está alinhada com as diretrizes de execução do DER-DF para rodovias sob sua circunscrição, além de refletir o que foi adotado pelo executor da BR-432 no estado de Roraima (local onde está localizado os segmentos experimentais deste estudo). Estas escolhas são especialmente pertinentes no contexto do cilindro tripartido, no qual foram

empregadas condições específicas para o aprimoramento da compreensão do comportamento dos solos em diferentes camadas do pavimento.

Entretanto, é importante destacar que, devido à necessidade de replicar fielmente as condições de campo encontradas nos SE de Roraima, optou-se por não realizar o procedimento de obtenção das curvas de compactação do material coletado. Em vez disso, foram adotados os valores de umidade e MEAS estabelecidos pelo projeto, os quais foram aferidos durante o controle de campo. Esta abordagem visa assegurar uma representação mais precisa e alinhada às condições reais do ambiente de estudo, contribuindo para resultados fiéis e relevantes às aplicações práticas no local.

4.5. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS

4.5.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Para a realização do ensaio de determinação do módulo de resiliência em solos de pavimentos rodoviários, adotou-se a norma DNIT 134 - ME (DNIT, 2018). Este padrão normativo é escolhido devido à sua reconhecida aplicabilidade e adequação ao contexto geotécnico de pavimentos no Brasil.

Dado que este estudo abrange diferentes camadas do pavimento, a pesquisa seguirá uma abordagem específica, adotando a sequência de pares de tensões reduzida para o subleito. Para os materiais granulares de base e sub-base, foram utilizadas as sequências de pares completa, conforme orientado pela norma mencionada, de acordo com os valores apresentados na Tabela 4.3, sendo que o MR é calculado pela equação 3. Esta diferenciação na abordagem leva em consideração as características distintas das camadas do pavimento, promovendo uma avaliação mais precisa e representativa do comportamento resiliente de cada estrato do pavimento.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde:

MR = é o Módulo de Resiliência para cada par de tensão;

ε_r = Deformação resiliente (ou recuperável – parcela elástica das deformações);

σ_d = Tensão desvio.

Tabela 4.3. Sequências de pares de tensão empregados na análise de MR.

Sequência de pares de tensões para determinação do MR			
Sequência Completa		Sequência Reduzida	
σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
	20		20
20	40	20	40
	60		60
	35		35
35	70	35	70
	105		105
	50		50
50	100	50	100
	150		150
	70		70
70	140	70	140
	210		210
	105		
105	210		
	315		
	140		
140	280		
	420		

No que diz respeito a outros aspectos metodológicos, como os ciclos de condicionamento e os parâmetros técnicos de compactação, foram estritamente seguidas as diretrizes estabelecidas pela norma DNIT 134 - ME. Esta conformidade garante a uniformidade e comparabilidade dos resultados, assegurando que o procedimento experimental seja conduzido de maneira padronizada e confiável, contribuindo para a validação dos dados obtidos.

O princípio de funcionamento do ensaio triaxial é relativamente simples em sua essência. Envolve a aplicação controlada de uma pressão de confinamento em uma câmara isolada do ambiente externo, seguida pela imposição axial de tensão desvio de forma cíclica. Esta carga cíclica é aplicada com um número definido de ciclos, frequência e carga pré-estabelecidas. Apesar da aparente simplicidade do conceito, os equipamentos utilizados para realizar esse ensaio são notáveis por sua robustez e complexidade tecnológica.

Estes equipamentos são dotados de alta sensibilidade e incorporam avançados sistemas de processamento computacional. A precisão e a confiabilidade dos resultados dependem diretamente da capacidade desses instrumentos em realizar medições extremamente precisas e controlar os parâmetros do ensaio com exatidão. A execução prática demanda o emprego de

tecnologia sofisticada para garantir a confiabilidade e a precisão das informações obtidas. A integração de equipamentos de alta sensibilidade e processamento computacional avançado representa um aspecto crucial na realização eficiente e precisa destes ensaios em laboratórios.

4.5.2. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de deformação permanente destinado a avaliar o acúmulo de deformações plásticas nas camadas de pavimentos, foi conduzido conforme o que está estabelecido na norma ME 179 – ME (DNIT, 2018), seguindo um protocolo rigoroso para avaliar a deformabilidade do solo. No cumprimento desta normativa, foram utilizados todos os nove pares de tensão designados para verificar a deformação do solo, conforme Tabela 4.4.

Cada par de tensão foi aplicado individualmente a cada corpos de prova, com uma frequência de 5 Hertz (Hz), indicando 0,1 segundo de carregamento de tensão axial (desvio) e 0,1 segundo de repouso subsequente. Esta abordagem permite que o corpo de prova se recupere parcialmente da deformação acumulada durante o carregamento. A escolha desta frequência não apenas atende aos padrões normativos, mas também proporciona uma análise otimizada da resposta do solo às tensões aplicadas.

Conforme estipulado na norma, cada par de tensão foi submetido a 150.000 ciclos de carregamento, sendo executado em corpo de prova individual para cada par de tensão. Este número significativo de ciclos proporciona uma avaliação robusta da resistência do solo à deformação permanente, permitindo caracterizar o comportamento do solo.

Tabela 4.4. Sequências de pares de tensão empregados na análise de DP.

Sequências/Estágios	Tensão Confinante (kPa)	Tensão Desvio (kPa)	Número de Ciclos
Acomodação	30	30	50
1		40	150.000
2	40	80	150.000
3		120	150.000
4		80	150.000
5	80	160	150.000
6		240	150.000
7		120	150.000
8	120	240	150.000
9		360	150.000

4.5.3. DEFORMAÇÃO PERMANENTE POR MULTIESTÁGIOS

A realização abrangente de ensaios de deformação permanente enfrenta desafios significativos devido ao extenso tempo que o ensaio demanda, ao quantitativo mínimo de CP para a realização do ensaio em sua totalidade e aos custos associados à aquisição dos equipamentos capazes de realizar estes ensaios, os triaxiais dinâmicos. Para superar as limitações associadas ao tempo de ensaio, diversas instruções normativas internacionais recomendam a realização de ensaios de DP por meio de múltiplos estágios. Estes estágios envolvem a aplicação de diferentes tensões desvio (σ_d) para uma mesma tensão confinante (σ_3) em um mesmo corpo de prova.

Ao analisar os resultados obtidos pelo método convencional estabelecido pela norma de DP proposta pelo DNIT (179/2018), para qual se fazem necessários nove corpos de prova para a aplicação de nove pares de tensões, totalizando 150.000 ciclos de carga para cada par de tensão, com uma frequência de 5 Hz (máxima permitida em norma), leva-se em média cerca de 8,5 horas para a execução de um CP/ensaio, demandando, portanto, 02 semanas consecutivas de jornada de trabalho em um laboratório comercial ou de um determinado órgão público/concessionária responsável por um projeto/obra de pavimentação com características mecanicistas.

Em busca de eficiência, optou-se por realizar ensaios multiestágios, adaptando as sequências de tensões estabelecidas pela norma do DNIT, correlacionando os resultados obtidos pelo ensaio multiestágio com os valores adquiridos pelo ensaio convencional.

Esta abordagem consistiu na execução de três sequências de confinante, cada uma com três tensões desvio para cada nível de confinamento. Vale ressaltar que a norma brasileira não aborda aspectos cruciais, como a carga de contato aplicada pelo equipamento triaxial. Em relação ao estágio de acomodação, foram mantidas as diretrizes estabelecidas pela norma vigente. Na Tabela 4.5, estão apresentadas as relações de tensões adotadas para as análises convencionais e por multiestágios.

Tabela 4.5. Pares de tensões utilizados para o protocolo Multiestágios da DP (adaptado de DNIT 179/2018).

Sequências	Estágios	Tensão Confinante (kPa)	Tensão Desvio (kPa)	Nomenclatura dos pares de Tensão	Número de Ciclos
Acomodação	-	30	30	30x30	50
1	1	40	40	40x40	50.000
	2		80	40x80	50.000

	3		120	40x120	50.000
	1		80	80x80	50.000
2	2	80	160	80x160	50.000
	3		240	80x240	50.000
	1		120	120x120	50.000
3	2	120	240	120x240	50.000
	3		360	120x360	50.000

Esta adaptação visa otimizar o processo de ensaio, reduzindo a quantidade de corpos de prova (de 09 CP para 03 CP) e ciclos de carga, sem comprometer a validade e a abrangência dos resultados. Desta forma, o tempo necessário para a execução do ensaio em sua totalidade reduziu de 09 para 03 dias consecutivos.

A ausência de orientações específicas na norma brasileira sobre a carga de contato levou à adoção de valores que variam de 1 kPa a, no máximo, 10% da tensão desvio aplicada para o par de tensão. Esses são valores encontrados na literatura e em normas internacionais da ASTM. Na Figura 4.7, apresenta-se os equipamentos triaxiais utilizados nesta pesquisa.



Figura 4.7. Triaxiais dinâmicos empregados na obtenção de dados de MR e DP.

4.6. SEGMENTOS EXPERIMENTAIS IMPLANTADO EM RORAIMA

O procedimento metodológico empregado na análise dos solos dos SE em Roraima, embora compartilhe semelhanças com os procedimentos adotados para materiais no Distrito Federal, apresenta etapas específicas que devem ser cuidadosamente consideradas. Esta distinção é crucial para garantir a precisão e relevância das análises, levando em conta as características com a qual a estrutura do pavimento foi executada.

Ao analisar um Segmento Experimental localizado em uma rodovia executada sem a caracterização prévia dos materiais empregados por meio de ensaios mecânicos, verifica-se uma realidade comum no Brasil, que se trata do dimensionamento e do controle tecnológico baseado na execução de ensaios como o Índice de Suporte Califórnia. Logo, a escolha dos ensaios visa reproduzir fielmente as condições reais do pavimento, permitindo a avaliação detalhada das propriedades de cada camada por meio de métodos mecânicos.

Deste modo, as etapas metodológicas adotadas para os solos dos segmentos experimentais, e tendo em vista a quantidade limitada de amostra para ensaios, tiveram a supressão de etapas metodológicas da realização dos ensaios para obtenção da curva de compactação em cilindro tripartido.

Outro aspecto em relação às amostras analisadas do Distrito Federal, é o sistema de classificação MCT. Devido à granulometria do material, foram empregados o método corresponde à abordagem utilizada nas análises de solos finos, seguindo as diretrizes estabelecidas pelo procedimento de classificação 259/2023 – CLA (DNIT, 2023). Já o segundo método refere-se à classificação de solos tropicais de granulação grossa, realizada como complemento à análise anterior. Isto foi evidenciado na composição dos materiais de base e sub-base dos elementos em questão, sendo que, para este propósito específico, foi adotado o procedimento normativo 444/2023 – CLA (DNIT, 2023).

Este enfoque estratégico busca não apenas replicar a situação existente, mas também proporcionar uma compreensão abrangente das características dos materiais em diferentes camadas do pavimento, bem como sua relação com ensaios puramente empíricos, a qual se baseia no dimensionamento da rodovia em que os SE foram implantados. A análise detalhada destas propriedades é fundamental para o desenvolvimento de cálculos que permitem prever o tempo de vida útil do pavimento e por meio de observações *in situ*, verificar a compatibilidade do que foi calculado com o cenário real das análises.

Além disso, é importante ressaltar que a aplicação de técnicas específicas para a realidade local, considerando as particularidades do solo no estado de Roraima assim como os métodos adotados, contribui para a tomada de decisões mais informadas no que diz respeito à construção e manutenção de infraestruturas viárias na região. Esta abordagem personalizada fortalece a confiabilidade dos resultados obtidos frente à situação real executada em campo.

4.7. ANÁLISE ESTATÍSTICA

Após a conclusão dos ensaios de MR e DP, procedeu-se com as análises dos dados obtidos, utilizando modelos matemáticos para extrair informações de relevância para as análises de comportamento do solo. Deste modo, foi empregado o modelo composto proposto por Pezo *et al.* (1992), para o módulo de resiliência, equação 4, sendo este o que melhor representa os diferentes valores de MR para diferentes estados de tensões, e o modelo proposto por Guimarães (2009) para a deformação permanente cujo modelo é tido pela literatura como a equação que melhor representa as condições de solos tropicais, equação 5, sendo selecionadas esses modelos devido à sua comprovada eficácia em solos tropicais.

$$MR = k_1 \cdot (\sigma_3)^{k_2} \cdot (\sigma_d)^{k_3} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde:

MR = Módulo de Resiliência, em MPa;

σ_3 = Tensão confinante, em MPa;

σ_d = Tensão desvio, em MPa;

k_1, k_2, k_3 = parâmetros de regressão do modelo matemático.

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\Psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$ = Deformação permanente específica;

σ_3 = Tensão confinante, em MPa;

σ_d = Tensão desvio, em MPa;

ρ_0 = Tensão de referência (atmosférica);

$\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$ = Parâmetros de regressão do modelo matemático;

N = Número de ciclos de aplicação de carga.

A correspondência entre os resultados estimados pelos modelos e os resultados reais foi rigorosamente avaliada para assegurar a confiabilidade dos dados. Utilizando recursos computacionais, como os *softwares MS Excel e Statistica 12*, conduziu-se a filtragem dos dados e procedeu-se à análise estatística. Este processo envolveu a inserção dos resultados das

variáveis dependentes e independentes nos *softwares*, permitindo a obtenção dos parâmetros dos modelos por meio de cálculos de estimativas estatísticas e sua proporção da variabilidade nos dados explicada pelo modelo, avaliada por meio do coeficiente de determinação R^2 , que varia de 0 a 1, sendo 1 indicativo de um ajuste perfeito do modelo matemático.

Ao aplicar os modelos matemáticos para obtenção dos parâmetros de previsão de comportamento das análises de DP, foi possível obter dados relacionados a distribuição dos dados por meio dos testes estatísticos. O primeiro refere-se à probabilidade normal dos valores residuais, uma ferramenta gráfica utilizada na análise de regressão estatística para avaliar a normalidade dos resíduos do modelo. Os resíduos são as diferenças entre os valores observados e os valores preditos pelo modelo de regressão.

A ideia por trás deste gráfico é verificar se os resíduos seguem uma distribuição normal, de modo que o gráfico de probabilidade normal dos resíduos deve aproximar-se de uma linha reta. Se houver desvios significativos desta linha reta, pode indicar que os resíduos não seguem uma distribuição normal.

A linha reta no gráfico é uma representação teórica dos quantis (pontos estabelecidos em intervalos regulares a partir da função de distribuição acumulada) de uma distribuição normal padrão. Este tipo de análise é útil para verificar as suposições fundamentais da regressão linear, particularmente a normalidade dos resíduos. Se os resíduos não forem normalmente distribuídos, indica que o modelo de regressão pode não ser o mais apropriado para os dados, ou que algumas transformações nos dados podem ser necessárias.

Outra análise de relevância para os resultados de DP refere-se a ferramenta que fornece a relação de valores observados *versus* valores previstos, de modo que os valores observados são os valores reais que foram medidos ou observados no conjunto de dados, enquanto os valores previstos (ou estimados) são os valores calculados pelo modelo estatístico com base nas variáveis independentes (σ_3 , σ_d e N). O modelo utiliza os parâmetros ajustados durante a aplicação do modelo para estimar ou prever os valores correspondentes.

A aplicação destes modelos e métodos de análise estatística não apenas contribui para a compreensão do comportamento do solo, mas também permite a obtenção de parâmetros essenciais para projeções e estudos das interações entre camadas e do comportamento tensão-deformação destes materiais. Além disso, o uso de tecnologia computacional moderna proporciona uma abordagem eficiente e precisa, garantindo resultados robustos e confiáveis.

Ressalta-se que para uma melhor visualização dos valores referentes a tensão confinante e tensão desvio do gráfico de MR, foi adotado o a unidade de medida kPa. Para a estimativa

dos parâmetros de regressão das equações de MR e DP, foram considerados todos os valores de tensão em MPa.

CAPÍTULO 5

5. SOLOS DO DISTRITO FEDERAL

Os resultados obtidos para as análises de solos provenientes do Distrito Federal estão apresentados neste capítulo, apresentando de forma detalhada e sistemática os resultados dessas análises, destacando aspectos como granulometria, índices físicos, resistência mecânica, deformabilidade e outras propriedades relevantes para o entendimento do comportamento dos solos do DF.

5.1. SOLOS DE SUBLEITO I (SL-I)

5.1.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-I

Para a amostra de subleito SL-I foram realizadas observações em MEV em duas condições, a primeira refere-se à amostra não trabalhada, ou seja, da forma em que foi coletada, sem passar pelo processo de compactação e ensaios mecânicos. A segunda foi em amostra após o preparo e ensaios mecânicos, na qual foi possível verificar as alterações nas partículas de solos sofridas pelo processo empregado nas amostras. Os resultados selecionados estão apresentados nas imagens 5.1 a 5.4

As imagens obtidas para a amostra não trabalhada evidenciam uma formação de partículas com folheações, lâminas orientadas com aspecto liso e uniforme, sem ocorrência de poros ou irregularidades que possam evidenciar processos de intemperismo químico-físico avançado. Observou-se uniformidade no tamanho das partículas consistentes com faixa siltosa da classificação granulométrica com pouca ocorrência de partículas argilosas.

A geometria e o aspecto das partículas podem ser associados às características em escala macro dos corpos de prova. O aspecto físico, caracterizado por pouca coesão e material frágil, está relacionado à interação das partículas lisas umas com as outras, resultando em pouca aderência entre elas. Esse fenômeno provoca a desagregação do material, levando ao fácil desprendimento de partículas mesmo após compactação.

Ao analisar as imagens nas Figuras, que representam a amostra trabalhada, a qual passou pelo processo de compactação e ensaio mecânico, é possível notar uma alteração significativa no aspecto inicial do solo. Anteriormente, eram observadas folheações e uniformidade nas faces

das partículas. Contudo, após a aplicação de energia mecânica de impacto, ocorre um desordenamento dessas características, juntamente com o surgimento de partículas menores.

Esse processo de aplicação de energia mecânica de impacto fragmenta as partículas, originando outras com diâmetro inferior. Em outras palavras, são criadas frações mais finas do solo, acompanhadas pela desfiguração do aspecto original dos grãos do solo.

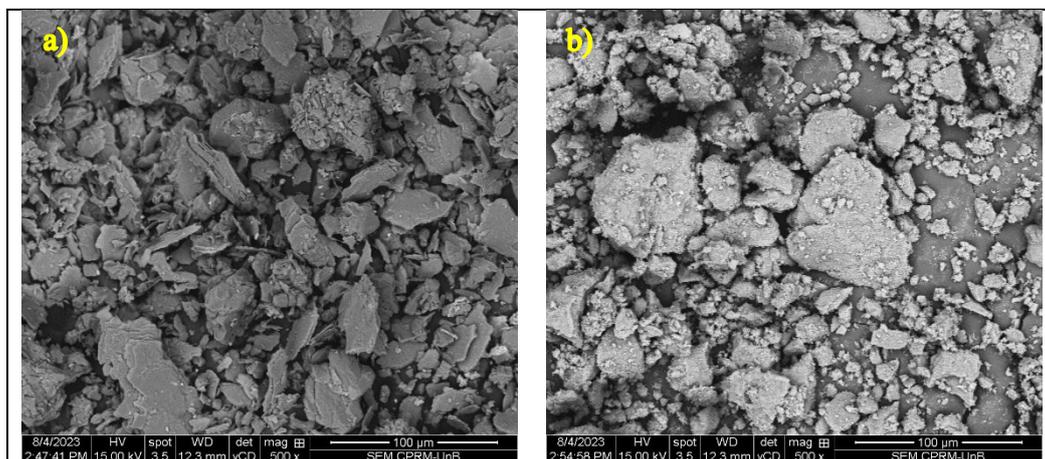


Figura 5.1. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-I. a)

Partículas observadas com aproximação de 500 x antes da amostra ser trabalhada. b)

Partículas observadas com aproximação de 500 x após amostra ser trabalhada.

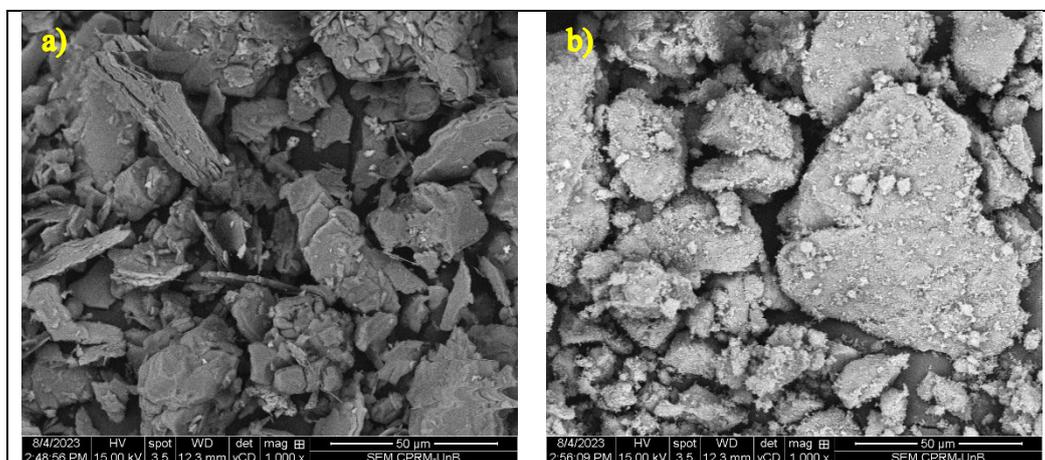


Figura 5.2. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-I. a)

Partículas observadas com aproximação de 1.000 x antes da amostra ser trabalhada. b)

Partículas observadas com aproximação de 1.000 x após amostra ser trabalhada.

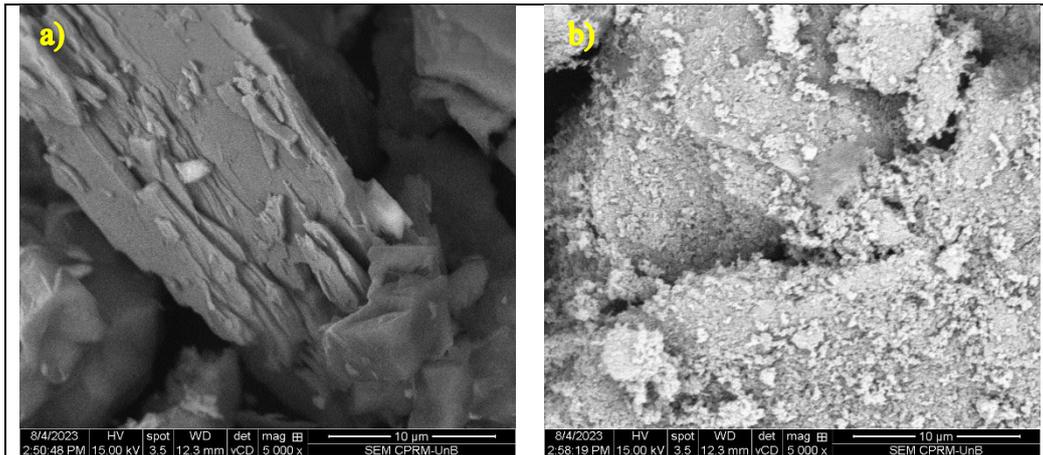


Figura 5.3. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-I. a) Partículas observadas com aproximação de 5.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000 x após amostra ser trabalhada.

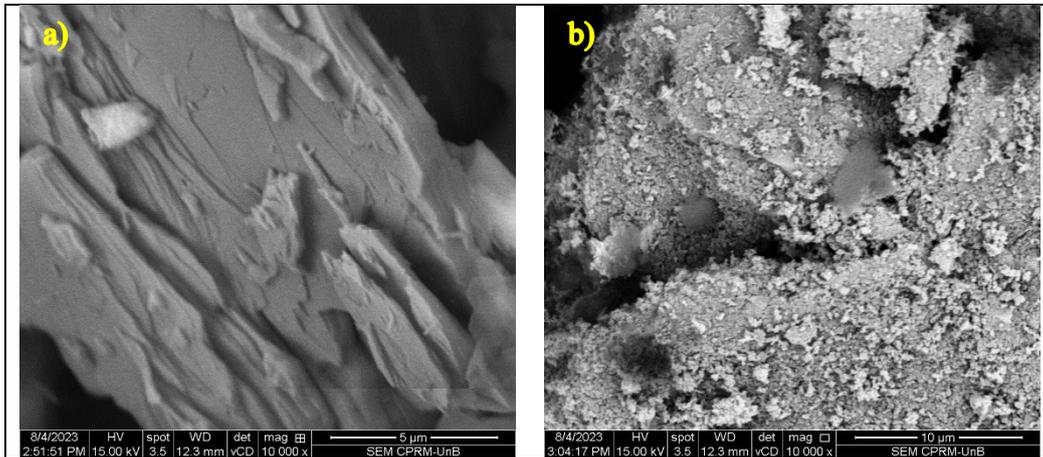


Figura 5.4. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-I. a) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

Para esta amostra de solo, não foi possível conduzir os testes de EDS para determinar a composição molecular. Entretanto, os resultados provenientes do ensaio de ataque sulfúrico estão detalhados na Tabela 5.1.

As proporções moleculares identificadas na amostra indicam uma predominância de óxidos de alumínio, silício e ferro, respectivamente. No entanto, essas incidências são relativamente reduzidas, sugerindo a presença de um solo pouco intemperizado, corroborando com as observações das imagens de MEV do material não manipulado.

Além disso, as relações moleculares, como $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$, que servem como indicadores do grau de intemperização do solo, corroboram para estas evidências ao exibir valores

relativamente baixos, enquanto as relações moleculares Ki e Kr apontaram para um solo caulinitico, além de evidenciar processos de intemperismos menos intenso que as demais amostras analisadas neste estudo.

Tabela 5.1. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra SL-I.

Ataque Sulfúrico – SL-I		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO ₂	5,51%
Óxidos de Alumínio	Al ₂ O ₃	9,76%
Óxidos de Ferro	Fe ₂ O ₃	2,37%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,96
Kr	-	0,83
Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃	Al/Fe	6,45

5.1.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DO SUBLEITO SL-I

A análise granulométrica das amostras SL-I, apresentada na Figura 5.5, evidenciou a ocorrência de um solo siltoso com a predominância de aproximadamente 57% de silte, 30% de areia, 5% de pedregulho, e aproximadamente 8% de argila, tendo em vista a curva granulométrica sem defloculante. Ao empregar a solução de hexametáfosfato, para defloculação do material, nota-se que o solo se torna mais fino, além de haver uma maior suavidade nas transições granulométricas.

Ao contextualizar as configurações das partículas observadas pelo MEV com as curvas granulométricas, torna-se nítido o efeito que ocorre após a amostra ser trabalhada mecanicamente, podendo ser criado um paralelo teórico entre a defloculação do material com a fragmentação das partículas por energia mecânica.

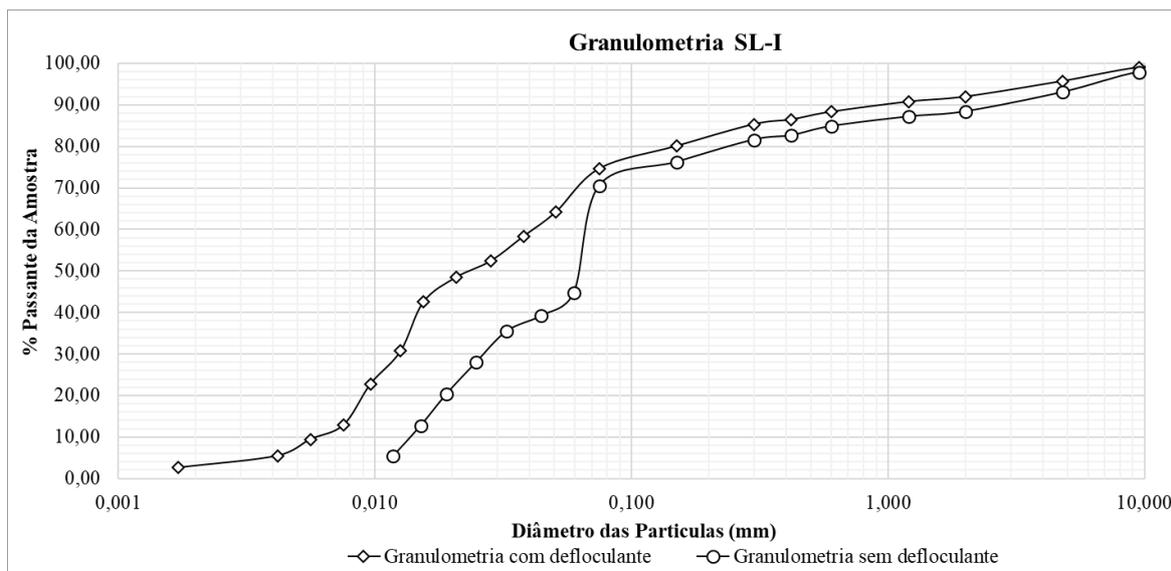


Figura 5.5. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-I

Quanto à compactação mini-MCV, os resultados obtidos permitiram calcular a perda de massa por imersão, bem como os coeficiente c' e e' , necessários para estabelecer a classificação MCT do solo. Os valores obtidos para os coeficientes estão apresentados na Tabela 5.2.

Com a curva de deformabilidade em função do afundamento para o número de golpes empregados para cada teor de umidade, obteve-se o coeficiente de argilosidade (c') que para este solo apresentou valor de 1,88. Apesar de um valor relativamente alto, é aceitável tendo em vista a composição granulométrica siltosa do solo, o que leva a aferir que esse coeficiente pode ter sido influenciado pela quebra dos grãos durante o processo de compactação. Além disso, tal coeficiente colocou o solo em uma classe de característica argiloso, mas próximo a outras classes de solo arenoso.

Outro parâmetro obtido pelo método foi a curva de compactação, onde se verificou o comportamento da relação entre o grau de compactação e o teor de umidade. Além disso, ao traçar um segmento reto na curva de 12 golpes, obteve-se o coeficiente d' que permitiu o cálculo do índice de laterização e' .

Por fim, tendo obtido os resultados da compactação Mini-MCV, e estando calculados os coeficientes e' e c' , traçou-se o comportamento do solo de subleito SL-I, sendo classificado como Laterítico Argiloso (LG'), mas ressaltando que o material se apresentou próximo ao limite da classificação NG' (não laterítico argiloso), conforme demonstrado na Figura 5.6.

Outras classificações MCT, como a proposta por Vertamatti (1988), chamada MCT-M, colocaria a amostra em uma categoria de transição entre não laterítico argiloso e laterítico argiloso. Esta classe tem por nomenclatura TG'.

Tabela 5.2. Índices obtidos pela compactação mini-MCV da amostra SL-I.

Resultados da compactação Mini-MCV para o solo do subleito SL-I			
Coefficiente c'	Coefficiente d'	Coefficiente e'	Classificação MCT
1,88	57	1,14	LG'

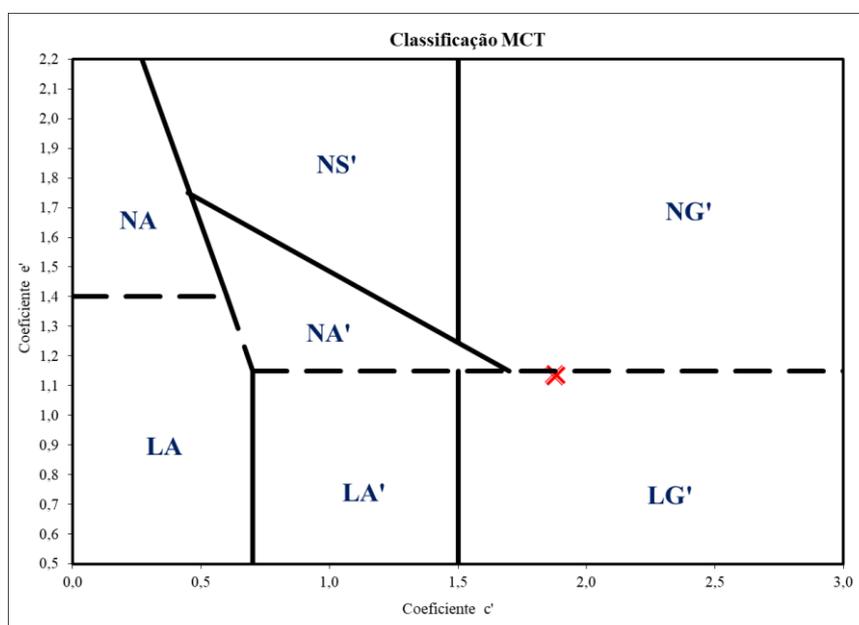


Figura 5.6. Classificação MCT da amostra SL-I.

5.1.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SUBLEITO SL-I

Ao traçar a curva de compactação em cilindro destinado aos ensaios de ISC, verificou-se que a umidade de 11,2% apresentou a máxima MEAS de 1,838 g/cm³. Para este mesmo parâmetro, observou-se que o ISC foi de 3,8%, tido como baixo para aplicações em pavimentos segundo DNIT (2006). Outro aspecto que chama a atenção neste material, refere-se à expansão, a qual foi de 3,05%, conforme apresentado na Tabela 5.3 e Figura 5.7.

Tabela 5.3. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra SL-I

Energia de compactação AASHO Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,656	1,797	1,813	1,836	1,765	1,838
Umidade (%)	5,3	7,4	9,4	11,4	13,4	11,2
ISC (%)	0,9	1,7	1,9	3,9	3,3	3,8
Expansão (%)	2,99	3,71	3,72	3,05	3,02	3,05

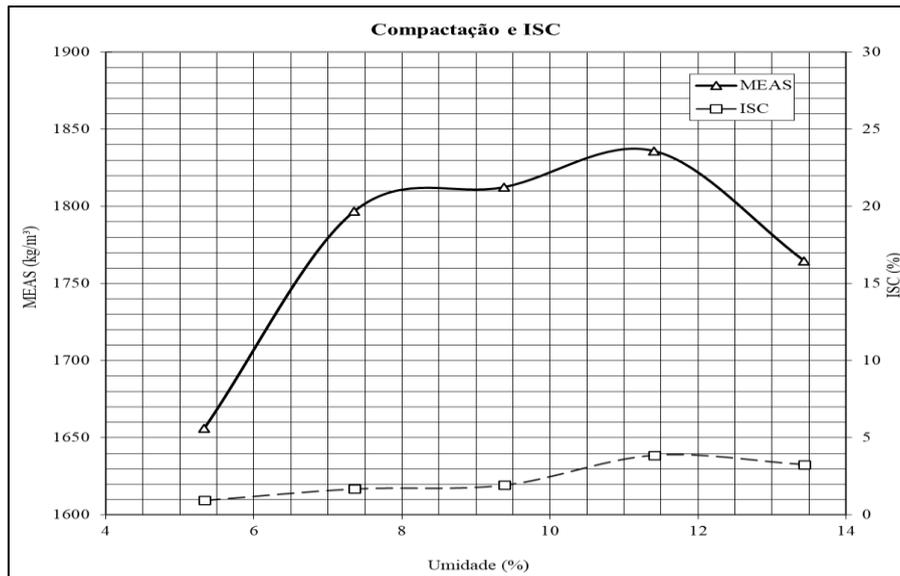


Figura 5.7. Curva de compactação e ISC da amostra SL-I

Cabe ressaltar que os CP relacionados aos ensaios de MR e DP (Figura 5.8) para solos em questão possui um aspecto particularizado: após seco, sua coloração é levemente amarelada, com aspecto pulverulento, pouco coesivo, remetendo às considerações feitas no tópico 5.1.1 que trata sobre os ensaios de caracterização microestrutural.

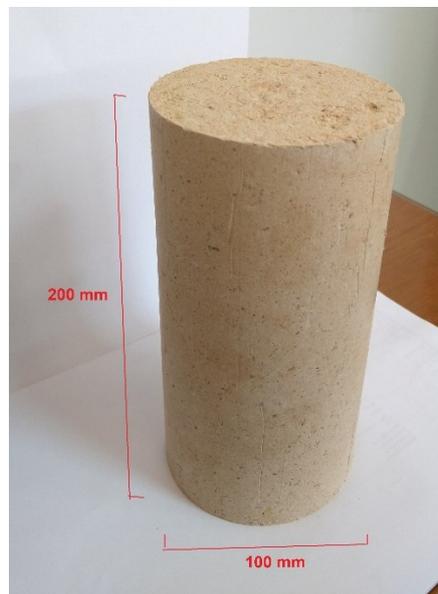


Figura 5.8. Corpo de prova, 200 mm x 100 mm, da amostra SL-I

Quanto a compactação no molde tripartido e ao seu respectivo MR este solo teve o comportamento apresentado na Tabela 5.4. A máxima MEAS obtida de 1,817 g/cm³ ocorreu em condição de umidade ótima de 13,4%, sendo 2,2% maior que a observada na compactação

de ISC, enquanto a MEAS foi 0,021 g/cm³ menor (Tabela 5.4). Esta característica pode estar associada não somente aos métodos de compactação, como também a influência da estrutura granulométrica do solo uma vez que solos siltosos apresenta variabilidade na definição de umidade ótima.

Tabela 5.4: Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra SL-I.

Energia de Compactação Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,690	1,708	1,751	1,814	1,763	1,817
Umidade (%)	9,4	10,2	11,4	13,4	16,6	13,4
MR (MPa)	77,9	78,8	75,4	69	55,7	69
G _s (g/cm ³)				2,581		
e	0,50	0,49	0,45	0,40	0,42	0,40
n	0,33	0,33	0,31	0,28	0,30	0,28
S _r (%)	52	53	64	87	97	87

Nota-se também, ao analisar os aspectos relacionados aos vazios do corpo de prova, que o índice de vazios assim como a porosidade, diminuem à medida em que se aumenta a densidade do CP, característica esperada devido à condição ideal de umidade para a compactação, enquanto o grau de saturação cresce. À medida em que se alcançam maiores valores de MEAS no ramo seco, menor o índice de vazios (e, conseqüentemente, a porosidade), tendendo a obter MR maiores. Quando observado no ramo úmido da curva de compactação, o MR diminui, enquanto a saturação aumenta e, por sua vez, diminui a rigidez do solo, obtendo assim uma queda nos valores de MR.

Ao traçar a curva de compactação em relação a MEAS, conforme observado na Figura 5.9, tem-se uma relação de MR maior para condições de menor umidade, até um certo limite (redução abaixo de 10% MR). Isso pode ser associado à maior rigidez do CP, já que uma maior porosidade parece não afetar na condição do retorno elástico quando carregado para essa condição de umidade, o que não implica em maiores valores de e manter o mesmo comportamento. E, à medida em que se aumenta o teor de umidade, o MR tende a diminuir. Destaca-se ainda que o maior valor de MR não ocorre no teor de umidade ótimo (13,4%).

Com estes resultados, foi possível observar uma significativa diferença entre os resultados do método de compactação para ISC, comparado ao método de compactação no molde tripartido, onde a umidade ótima aumenta, enquanto a MEAS diminui, respectivamente.

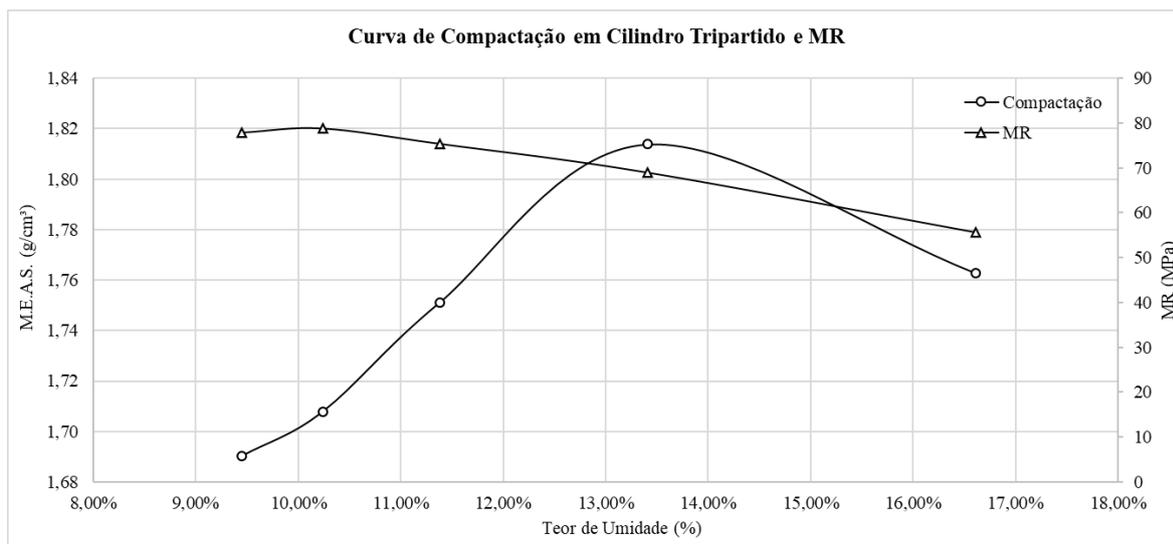


Figura 5.9. Curva MEAS e MR da amostra SL-I.

Outra característica importante a ser observada está relacionada ao comportamento do MR, no qual apresenta quedas sucessivas em relação ao aumento do teor de umidade. Este aspecto pode ser explicado devido à condição de maior rigidez do CP para um menor teor de umidade, mas que, não pode ser entendido como o ramo seco sendo a condição ideal. A porção seca da curva de compactação, por apresentar maiores quantitativos de vazios, pode favorecer danos *in situ* à estrutura de pavimento se a camada de subleito não ficar devidamente protegida de efeitos causados pela umidade ao longo do tempo (como condições deficientes de drenagem).

Quanto ao índice de vazios (e), o mesmo apresentou o menor valor para a condição de umidade ótima, significando uma menor quantidade de vazios presentes no CP; enquanto para o ramo seco e úmido da curva de compactação, tiveram valores superiores. Logo, este parâmetro não pode ser associado diretamente ao resultado do MR, uma vez que seu comportamento foi diretamente afetado pelo aumento do grau de saturação, conforme apresentado na Tabela 5.4.

De modo geral, o valor médio do MR foi baixo para índices de subleito, indicando um comportamento do solo compactado com elevado valor de deformações elásticas durante o carregamento cíclico. Ao observar o comportamento do gráfico de MR, nota-se que, à medida em que a tensão desvio aumenta, os valores de MR tendem a diminuir, enquanto o aumento da tensão confinante leva a um MR crescente. Em outras palavras, este solo tem sua rigidez influenciada de forma significativa pela tensão confinante. A tensão confinante influencia no MR dos solos arenosos. O baixo percentual de argila (20%), frente à predominância de silte

(46%) na granulometria do solo, isoladamente não permitiria inferir o comportamento verificado. Entretanto, por meio do ensaio de compactação mini-MCV, os resultados indicaram uma classe de característica argiloso, mas próximo a outras classes de solo arenoso. Isso chama atenção para situações de classificação próximas ao limite de mudança de comportamento.

Quanto ao modelo matemático que aplicado à análise do MR para diferentes estados de tensões, têm-se os resultados apresentados na Tabela 5.5, onde foi possível aferir os coeficientes de regressão k_1 , k_2 e k_3 , além dos limites de confiança superior e inferior dos coeficientes, bem como os parâmetros estatísticos relacionados ao teste de hipótese do método empregado.

Os resultados apresentaram um valor de R^2 de 0,948, podendo ser considerado satisfatório, o que indica um bom ajuste do modelo matemático de Pezo *et al.* (1992) para representação do comportamento elástico do solo observado por meio do ensaio triaxial cíclico.

Tabela 5.5. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra SL-I.

Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	129,6884	8,2609	15,6991	0,000000	111,0009	148,3758	
k_2	0,3380	0,0276	12,2559	0,000001	0,2756	0,4004	0,972
k_3	-0,2017	0,0197	-10,2094	0,000003	-0,2464	-0,1570	

Para aplicação no modelo composto para estimativa do MR para diferentes estados de tensões, empregou-se os resultados referentes ao ponto de maior MEAS, o resultado pode ser observado na Figura 5.10.

Conforme apresentado no capítulo 4 item 4.5.1 que versa sobre o procedimento metodológico, para facilitar a visualização, plotou-se o mesmo gráfico com duas vistas, como segue.

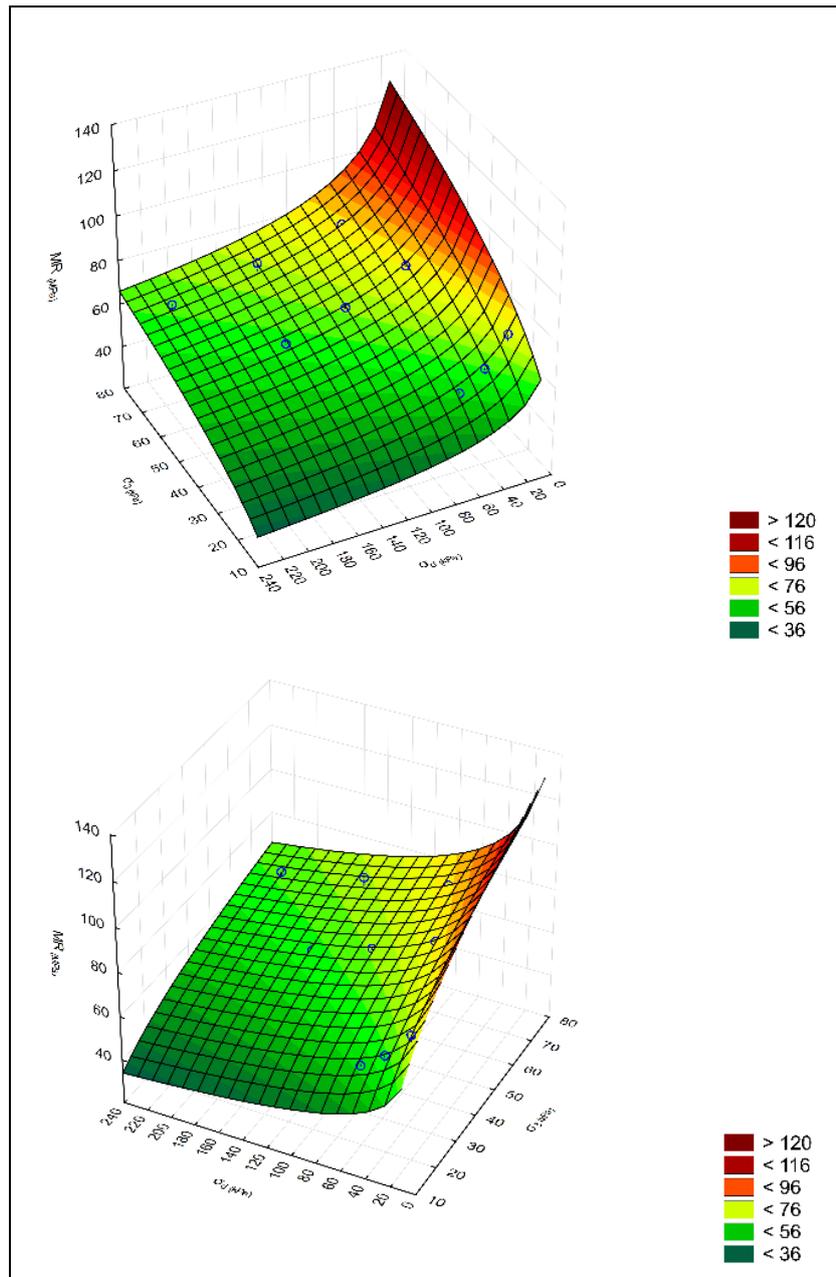


Figura 5.10: Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SL-I).

O comportamento de deformação plástica para os 150.000 ciclos de aplicação de cargas está apresentado na Figura 5.11. Ressalta-se que para o par de tensão 120 kPa de confinante e 360 kPa de tensão desvio, a amostra não completou o ciclo de ensaios em sua totalidade. Para os demais pares de tensões, estes sofreram um incremento de deformações proporcional ao nível de solitação realizado por cada par de tensão.

As taxas percentuais de deformações do solo para o número de ciclos aplicado ficaram entre 0,4% e aproximadamente 1,9%, com tendência de acréscimo à medida em que se aplica maior quantidade de ciclos. Razões de tensões maiores ($\sigma_1/\sigma_3 = 4$) apresentaram tendências de

continuidade das DP para um número de ciclos maior. Esta característica pode ser favorável ao surgimento de patologias no pavimento caso este seja solicitado neste nível de tensão.

Quanto ao comportamento das demais curvas de deformação permanente, tem-se a situação que pode ser considerada uma estabilização das deformações, onde o incremento das deformações plásticas passa a ser regular com os números de ciclos. Este aspecto é melhor visualizado na Figura de verificação do *shakedown*.

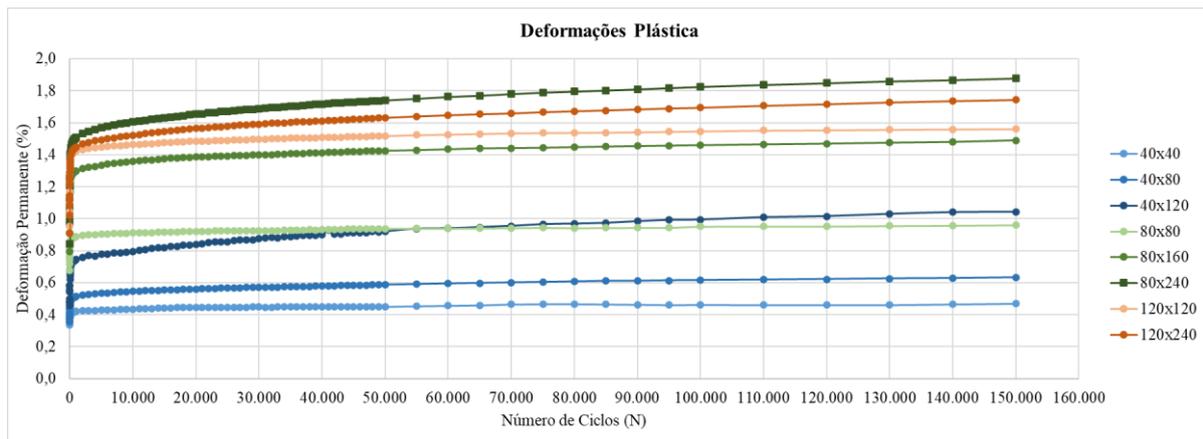


Figura 5.11: Comportamento da DP da amostra SL-I.

A análise estatística dos resultados de DP para obtenção dos parâmetros de regressão do modelo de Guimarães (2009), está apresentada na Tabela 5.6. Os resultados do ajuste do modelo matemático em relação aos dados foram satisfatórios para o nível de confiança de 95%, sendo alcançado um R^2 de 0,95, o que possibilita confiança na previsão de comportamento de deformações plásticas deste solo por meio deste modelo.

O erro padrão gerado pelas análises teve comportamento similar aos valores dos parâmetros de regressão, de modo que, quanto maior o valor do parâmetro, maior o valor do erro padrão. Ainda assim, estes comportamentos não produziram valores elevados de erro, o que indica uma menor variabilidade das médias amostrais.

Tabela 5.6. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP da amostra SL-I.

Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo de Guimarães (2009) de previsão de comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,847460	0,0149275	56,7717	0	0,818153	0,876768	0,950
Ψ_2	0,455427	0,0149838	30,3944	0	0,426009	0,484845	
Ψ_3	0,390889	0,0114165	34,2389	0	0,368475	0,413304	

Ψ_4	0,032077	0,0017061	18,8014	0	0,028727	0,035427
----------	----------	-----------	---------	---	----------	----------

A Figura 12, apresenta o comportamento dos valores observados *versus* os valores previstos, bem como o comportamento dos valores residuais. Os valores residuais, ou seja, a diferença entre os valores observados e os valores previstos no modelo matemático, seguem um comportamento normal dos dados, sendo este um aspecto positivo para a validação dos dados previstos pelo modelo.

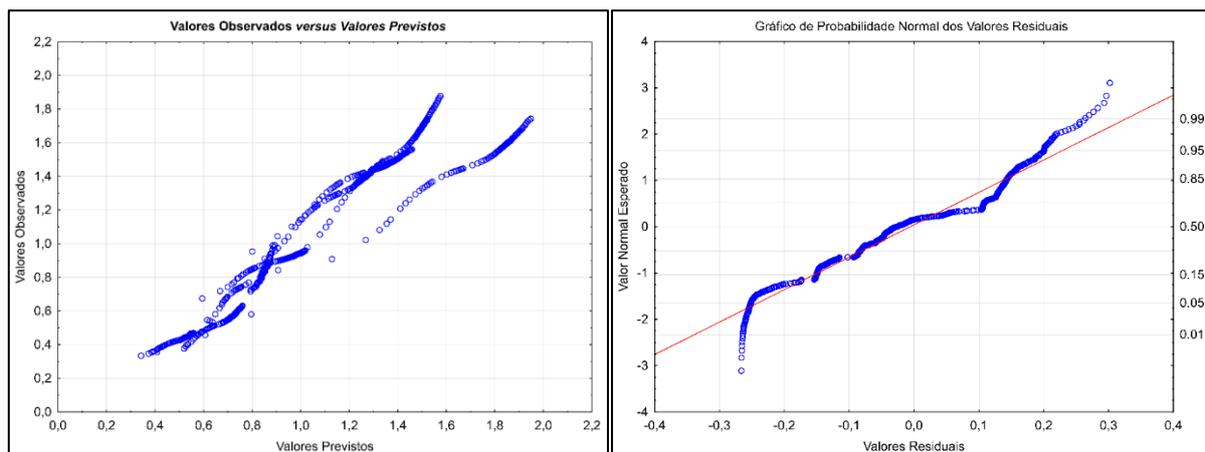


Figura 5.12. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra SL-I.

Quanto à verificação do comportamento de *shakedown*, apresentado na Figura 5.13, para os pares de tensões e ciclos previstos na norma empregada pelo DNIT (179/2018), o solo em questão apresentou dois aspectos principais. O primeiro refere-se ao ocorrido nas menores relações de tensões ($\sigma_1/\sigma_3 = 2$), cujo comportamento foi de acomodamento plástico, mas ressalta-se que a taxa de acréscimo da deformação plástica (ϵ_p) não atingiu o patamar de 10^{-6} ; a segunda tendência observada, e predominante nas relações de tensões $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ e $\sigma_1/\sigma_3 = 4$, foi de escoamento plástico, onde o acréscimo de DP apresentou intervalos similares entre os ciclos de carga, especialmente nos últimos ciclos, em que a estabilização das deformações não foi alcançada, sendo a taxa de acréscimo de DP de aproximadamente 10^{-5} para 150.000 ciclos de carregamento.

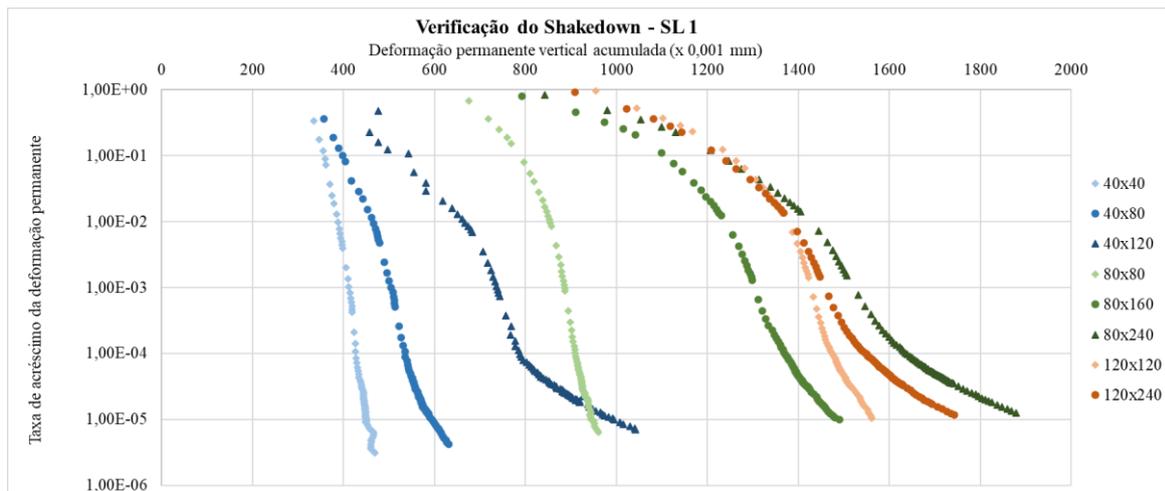


Figura 5.13. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-I.

Em relação à análise de multiestágios proposta nesta pesquisa, está ilustrada, na Figura 5.14, a relação da DP acumulada para cada par de tensão separados por seus respectivos números de ciclos (50.000). Assim como na situação dos estágios convencionais da norma DNIT 179/2018, no multiestágios proposto, o comportamento de DP foi similar ao observado, exceto pelo fato da possibilidade de realização da verificação da DP para o par de tensão 120x360, uma vez que o CP estava em um estado de condicionamento e acomodação em relação às tensões sofridas pelos menores pares de tensão da sequência vigente (120x120 e 120x240). O incremento da tensão desvio máxima levou a um estado de somente deformação plástica nos primeiros ciclos de carregamento, situação que foi observada na condição do primeiro ensaio, o qual levou à ruptura do CP.

O comportamento da DP foi similar ao observado nos estágios convencionais previstos na norma DNIT 179/2018. No entanto, as taxas percentuais de deformações máxima do solo obtidas para o número de ciclos de 150.000 passaram de 0,4% a 1,9%, para valores na ordem de 0,3% a 2,7% de deformação nos ciclos de 50.000, na condição de ensaios com o par de tensão 120x360, ou seja, um acréscimo de 0,9% dos valores máximos observados.

Ao se verificar somente os pares de tensões comuns aos dois métodos que apresentaram os maiores valores de DP, 80x240 para o ensaio convencional e 120x240 para o multiestágio, as DP máximas observadas foram de 1,8% e 2,0%, respectivamente, representando uma diferença de DP máxima de 0,2% entre os métodos de ensaio. Ressalta-se ainda que estes valores representam o acúmulo de deformações sofridos pelo solo ao longo do carregamento por diferentes tensões desvio.

A Figura 5.14, apresenta a relação da DP acumulada para cada par de tensão separados e seus respectivos números de ciclos.

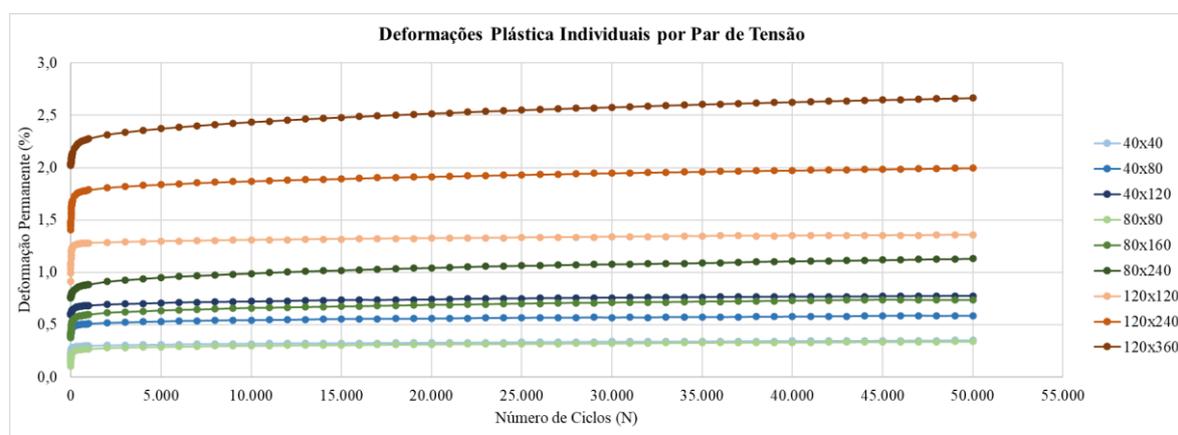


Figura 5.14. Comportamento da DP por multiestágios da amostra SL-I.

Para as análises estatísticas de aplicação do modelo matemático de Guimarães (2009), foram realizadas duas abordagens: a primeira foi feita a análise considerando as sequências com seus respectivos números de ciclos (N) de forma individual; e, na segunda abordagem, seguiu-se o número de ciclos de forma contínua para cada sequência.

Considerando a situação dos ciclos (N) individuais para cada estágio de carregamento, os resultados da aplicação do modelo de Guimarães (2009) foram positivos, tendo em vista o ajuste satisfatório do modelo matemático com os dados obtidos, tendo como $R^2 = 0,949$ e com excelente correspondência os estágios convencionais. Já os coeficientes de regressão tiveram resultados diferentes, sendo que somente o coeficiente Ψ_4 , associado ao N, apresentou similaridade. Os valores dos coeficientes de regressão, bem como os parâmetros estatísticos estão apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra SL-I.

Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo de Guimarães (2009) de previsão de comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,675951	0,018923	35,72167	0,0000	0,638796	0,713107	0,949
Ψ_2	0,964689	0,040108	24,05204	0,0000	0,885934	1,043444	
Ψ_3	0,626253	0,018220	34,37256	0,0000	0,590478	0,662028	
Ψ_4	0,034705	0,002604	13,32795	0,0000	0,029592	0,039817	

Na Figura 5.15, apresenta-se o comportamento dos valores observados *versus* os valores previstos, bem como o comportamento dos valores residuais. Os valores residuais, ou seja, a diferença entre os valores observados e os valores previstos no modelo matemático, apresentaram comportamento normal dos dados, assim como o que foi observado no ensaio convencional, sendo este um aspecto positivo para a validação dos dados previstos pelo modelo proposto de DP em multiestágios para o solo de subleito SL-1.

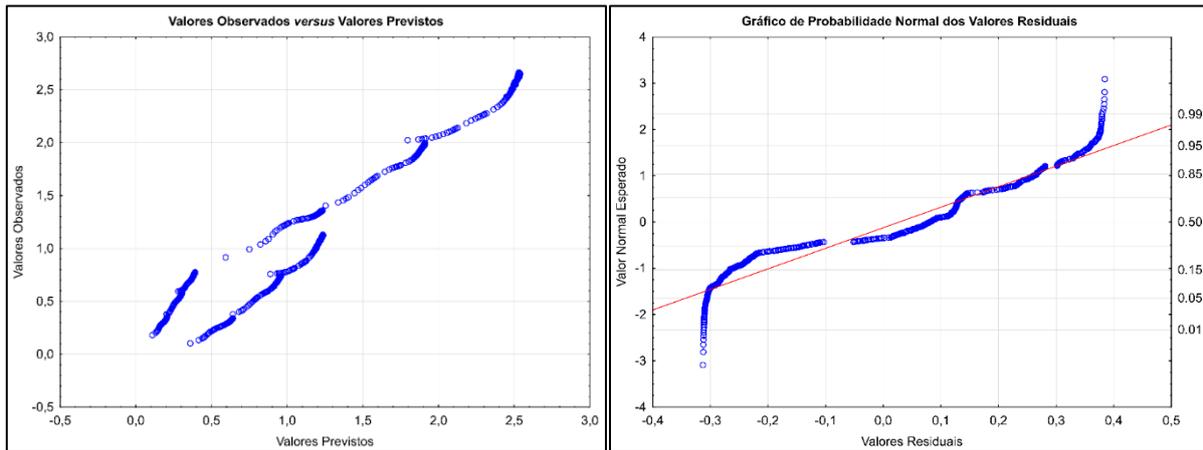


Figura 5.15. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra SL-I.

Ao apresentar os dados obtidos pelo ensaio de multiestágio de forma contínua para cada estado de tensão das sequências analisadas, verifica-se o comportamento do solo frente à DP acumulada ao longo dos ciclos. Observando a Figura 5.16, nota-se que ocorre patamares crescentes de DP para cada acréscimo de tensão desvio, de modo que o comportamento do solo frente às deformações de pares maiores não tem significativa influência do condicionamento sofrido pelos pares de tensão menores da sequência.

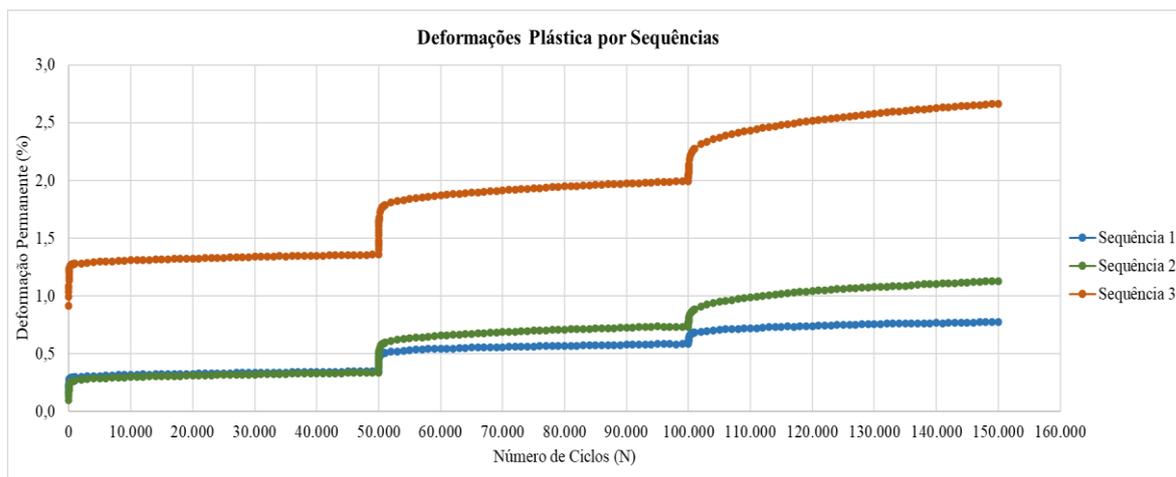


Figura 5.16. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-I.

A aplicação do modelo matemático de Guimarães (2009) para a condição de N contínuo nas sequências retornou os resultados, conforme apresentados na Tabela 5.8. Observa-se que o ajuste dos dados obtidos no modelo empregado não teve a mesma resposta quando comparado às análises anteriores, mas mesmo sobre este aspecto, o valor de $R^2 = 0,935$ continua sendo adequado para a previsão do comportamento quanto à DP.

Tabela 5.8. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo SL-I.

Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo de Guimarães (2009) de previsão de comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,664454	0,049595	13,3974	0,0000	0,567071	0,761838	0,935
Ψ_2	1,111516	0,050733	21,9090	0,0000	1,011899	1,211134	
Ψ_3	0,515415	0,028099	18,3427	0,0000	0,460241	0,570589	
Ψ_4	0,034820	0,007900	4,40733	0,0000	0,019307	0,050333	

Por se tratar de uma análise que muda apenas a configuração de um parâmetro do modelo matemático, os resultados não se alteraram significativamente. Assim, na Figura 5.17, apresenta-se uma situação similar à anterior do comportamento dos valores observados *versus* os valores previstos, bem como o comportamento dos valores residuais, apesar da distribuição destes dados não seguir a mesma linearidade do que foi observado na condição anterior.

Os valores residuais, ou seja, a diferença entre os valores observados e os valores previstos no modelo matemático, apresentaram comportamento normal dos dados, assim como

o que foi observado no ensaio convencional, sendo este um aspecto positivo para a validação dos dados previstos pelo modelo proposto de multiestágios de DP para a amostra de solo SL-I.

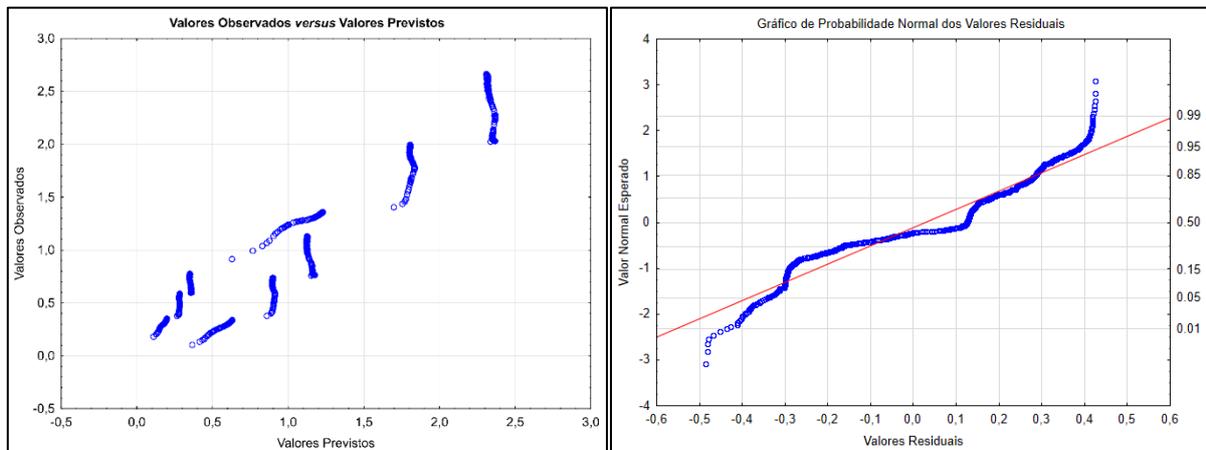


Figura 5.17: Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL-I

No que diz respeito a verificação do *Shakedown* do multiestágios, apresentado na Figura 5.18, para os pares de tensão e ciclos previstos na norma empregada, assim como na situação observada para o teste com 150.000 ciclos, o solo em questão apresentou dois aspectos principais, o primeiro refere-se ao ocorrido nas menores relações de tensão ($\sigma_1/\sigma_3 = 2$), cujo comportamento foi de acomodamento plástico, mas ressalta-se que a taxa de acréscimo da deformação plástica (ϵ_p) não atingiu o patamar de 10^{-5} . A segunda tendência observada, e predominante nas relações de tensão $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ e $\sigma_1/\sigma_3 = 4$, foi de escoamento plástico, onde o acréscimo de DP apresentou intervalos similares entre os ciclos de carga, especialmente nos últimos ciclos, onde a estabilização das deformações não foi alcançada, sendo a taxa de acréscimo de DP de aproximadamente 10^{-4} para 150.000 ciclos de carregamento.

Desse modo, verificou-se que a tendência de comportamento do solo com ciclos convencionais e com o multiestágio forma similares, sendo que ao reduzir os ciclos de carregamento para 1/3 do que está estabelecido na norma, somente limitou o alcance de visualização da taxa de acréscimo da DP.

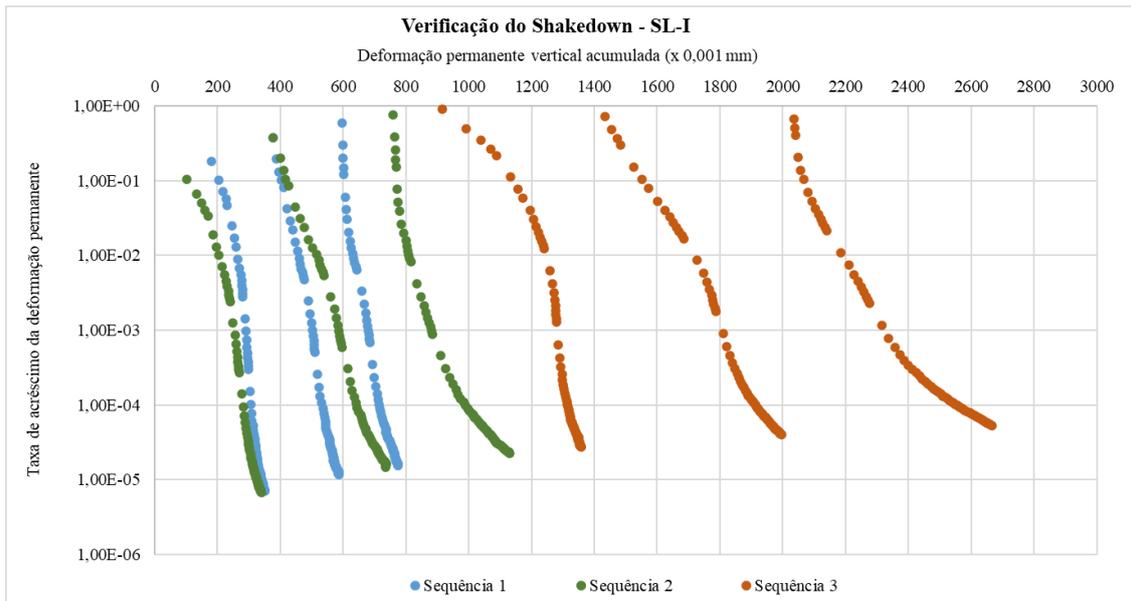


Figura 5.18: Verificação do *Shakedown* para o ensaio multiestágios da amostra SL-I.

5.2. SOLOS DE SUBLEITO II (SL-II)

5.2.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-II

Para a amostra de subleito SL-II, assim como na amostra SL-I, foram realizadas observações em MEV em dois momentos, sendo o primeiro com a amostra não trabalhada, e o segundo momento ocorreu após o preparo e ensaios mecânicos sobre a amostra, na qual foi possível verificar as alterações nas partículas de solos sofridas pelo processo de compactação empregado nas amostras. Os resultados selecionados estão apresentados nas imagens 5.19 a 5.22.

As imagens obtidas para a amostra não trabalhada evidenciam uma formação de partículas com folheações, lâminas orientadas com aspecto liso e uniforme, com aparência de pouco intemperismo químico-físico, sendo possível observar partículas de menor tamanho aderida às partículas maiores, estando associadas a fração argilosa do solo, além de apresentar aspecto similar a formação de Gibbsita, em aproximação de 10.000x da Figura 5.22 (amostra não trabalhada).

Ao analisar as imagens de MEV, a amostra trabalhada, nota-se uma alteração significativa no aspecto inicial do solo. Anteriormente, eram observadas folheações e uniformidade nas faces das partículas. Contudo, após a aplicação de energia mecânica de impacto, ainda é possível observar aspectos de escamas da forma original da partícula. Assim

como observado no solo do SL-I, este processo de aplicação de energia mecânica de impacto deforma as partículas e altera a composição granulométrica do solo.

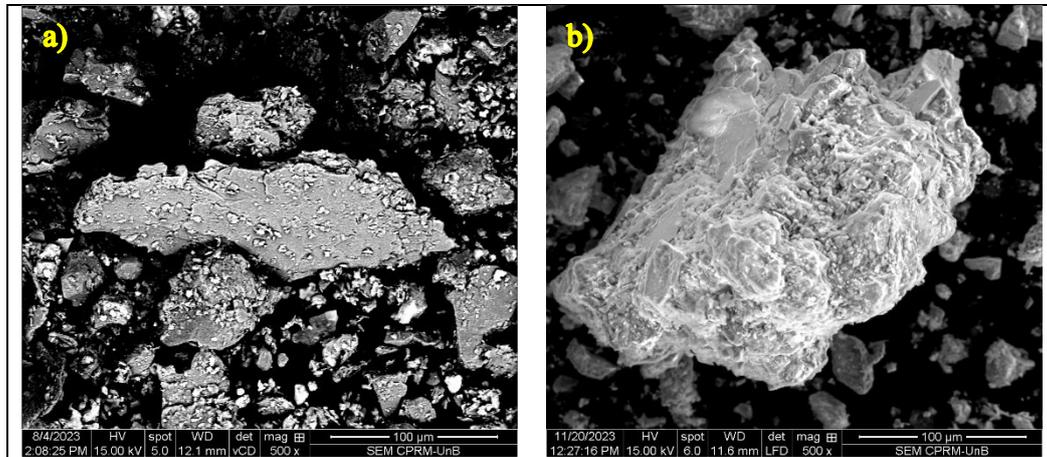


Figura 5.19. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-II. a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

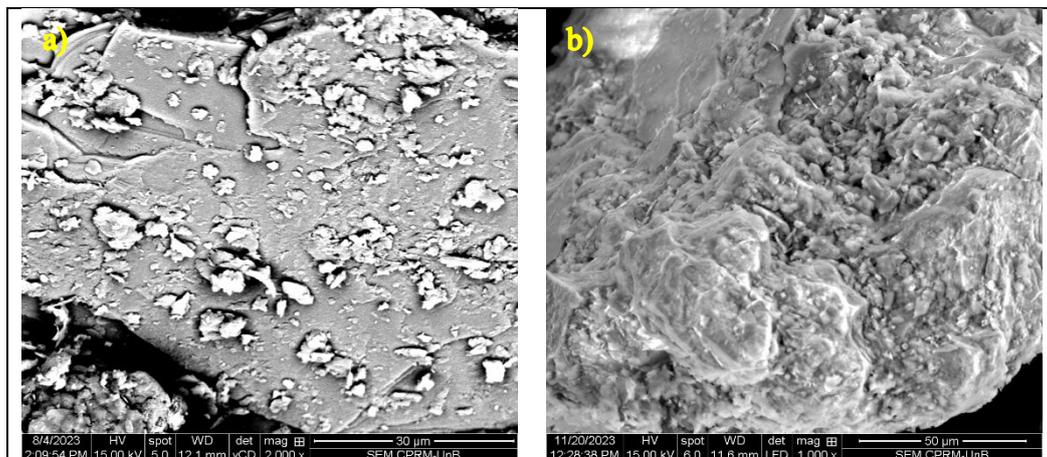


Figura 5.20. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-II. a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

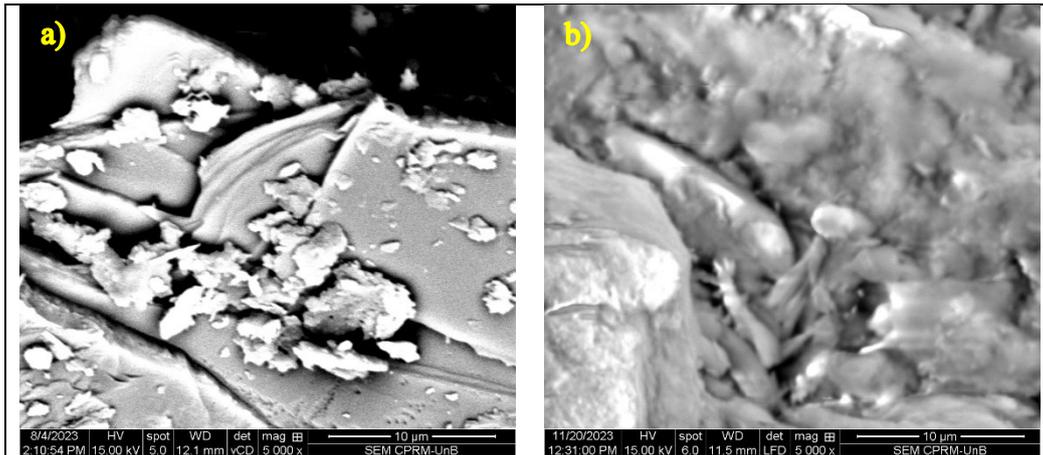


Figura 5.21. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-II. a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

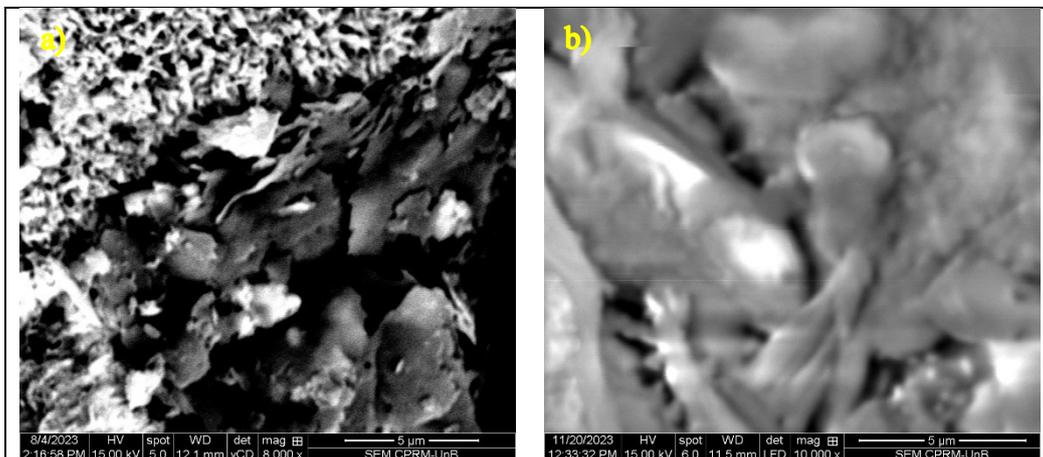


Figura 5.22. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-II. a) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

A análise de EDS, revelou a presença de formas moleculares de materiais que podem indicar um solo menos intemperizado, sendo identificado elementos como potássio e manganês, característico do material que deu origem ao solo e que poderia ter sido lixiviado caso este solo apresentasse uma situação de elevado grau de intemperismo. Apesar desta característica, este solo é ainda mais intemperizado que a amostra anterior SL-I.

Na Figura 5.23, apresenta-se os picos de energia em quiloelétron-volt (keV), que permitem relacionar a composição molecular da amostra analisada, traçado em função dos picos de energia em elétron/Volts contados por segundo (cps/eV). E na Tabela 5.9, tem-se a concentração de massa dos minerais encontrados nas análises realizadas.

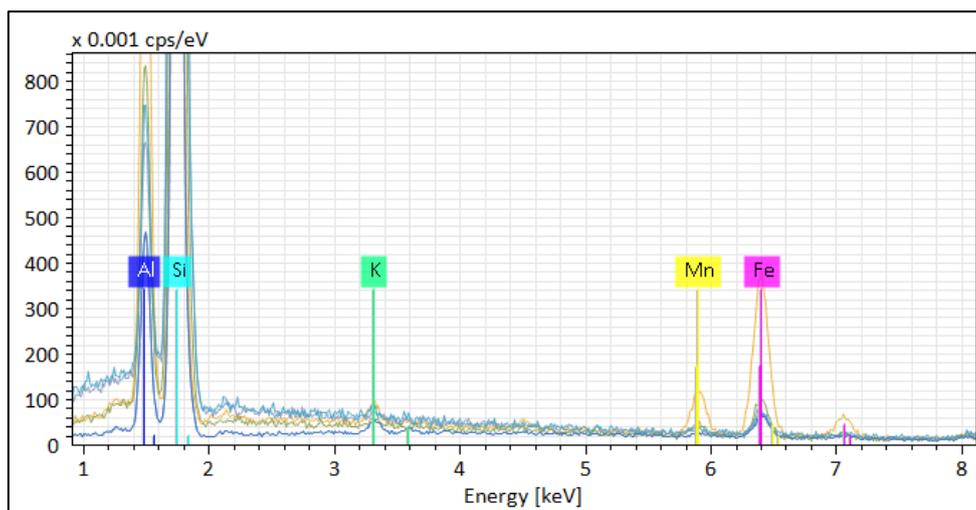


Figura 5.23. Gráfico de energia dispersiva para amostra SL-II.

Tabela 5.9. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra SL-II.

Concentração de Massa (%) – SL-II								
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Potássio	Manganês	Ferro	Soma
Média	0,0	45,60	4,99	34,77	0,25	0,81	4,40	90,83
Sigma	0,0	2,64	1,44	3,90	0,08	0,50	2,25	2,90

Apesar da elevada taxa de silício identificada na análise EDS, os resultados do teste de ataque sulfúrico, apresentados na Tabela 5.10, apontaram para uma pouca concentração dos óxidos deste mineral, levando a proposição de que as concentrações de minerais que formam óxidos, não necessariamente estarão nesta forma, sendo este um indicativo de resistência ao processo de intemperização do solo evidenciado também pelo valor obtido na relação molecular Al_2O_3/Fe_2O_3 .

As proporções moleculares identificadas na amostra indicam uma predominância de óxidos de alumínio. No entanto, estas incidências são relativamente reduzidas quando contextualizado com os resultados obtidos por EDS e a forma bem definida das partículas observadas por MEV. Os índices K_i e K_r indicaram para uma classe de solos Gibbsíticos com grau de intemperismo avançado, conforme observado na MEV.

Tabela 5.10. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra SL-II.

Ataque Sulfúrico – SL-II		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO ₂	0,46%
Óxidos de Alumínio	Al ₂ O ₃	11,19%
Óxidos de Ferro	Fe ₂ O ₃	0,34%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,07
Kr	-	0,03
Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃	Al/Fe	51,87

5.2.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DO SUBLEITO SL-II

A análise granulométrica da amostra, demonstrou a ocorrência de um solo natural predominantemente siltoso, com aproximadamente 68,6% de silte, com pouca fração de argila (19,0%), seguido de 12,4 % de parcela arenosa do solo. Porém, ao analisar a curva granulométrica com uso de defloculante, nota-se um aumento da fração de finos do solo, decorrentes da desagregação das partículas, conforme indicado na Figura 5.24.

Mesmo na situação do solo natural, as partículas de argila são visíveis quando observadas pelo MEV, apresentando-se aderidas a outras partículas maiores. Novamente, o solo apresenta um comportamento de alteração granulométrica quando submetido a um reagente químico de deflocação. Este processo pode indicar em algum nível alterações na estrutura do solo promovida pelo processo de intemperismo, sendo este maior que o observado no SL-I, também evidenciado pelas formações de óxidos identificado no ensaio de ataque sulfúrico.

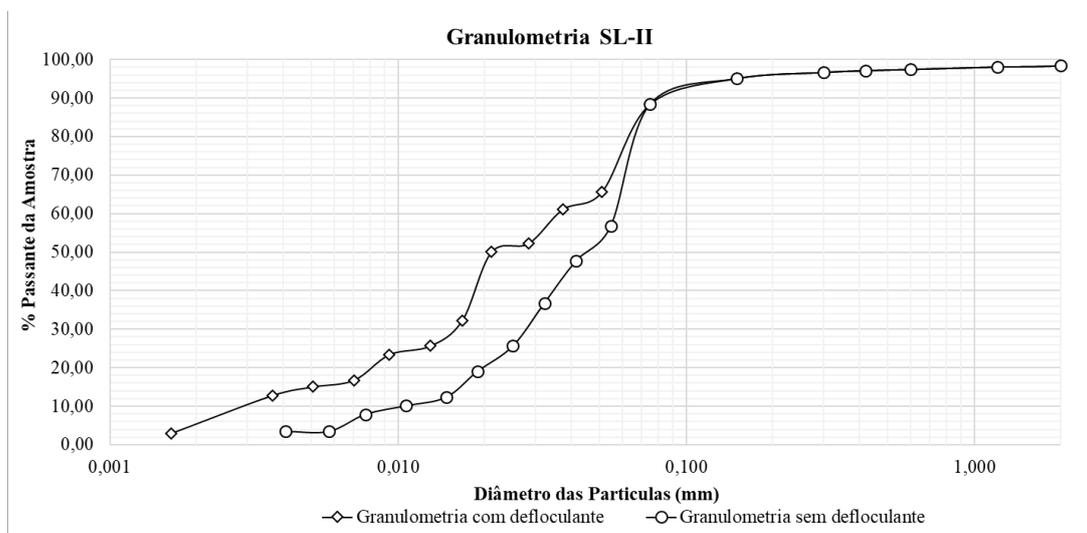


Figura 5.24: Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-II.

Por meio do ensaio de compactação Mini-MCV, foi possível obter os parâmetros da Tabela 5.11, a qual evidencia valores diferentes do solo SL-I, mesmo ambos apresentando a mesma classificação pedológica (cambissolo).

De modo geral, observou-se que o coeficiente c' foi superior enquanto o coeficiente e' apresentou valor inferior ao observado no solo SL-I. Estes aspectos contribuíram para que a classificação do solo apresentado na Figura 5.25, fosse de LG' , mas que não se encontra em uma zona de transição, conforme metodologia MCT-M proposta por Vertamatti (1988).

A classificação final obtida pelo método MCT corrobora com o que foi observado nos ensaios de caracterização, evidenciando um grau de alteração do solo natural superior ao que foi constatado no solo SL-I

Tabela 5.11. Índices obtidos pela compactação mini-MCV da amostra SL-II.

Resultados da compactação Mini-MCV para o solo do subleito SL-II			
Coefficiente c'	Coefficiente d'	Coefficiente e'	Classificação MCT
2,39	-30	0,82	LG'

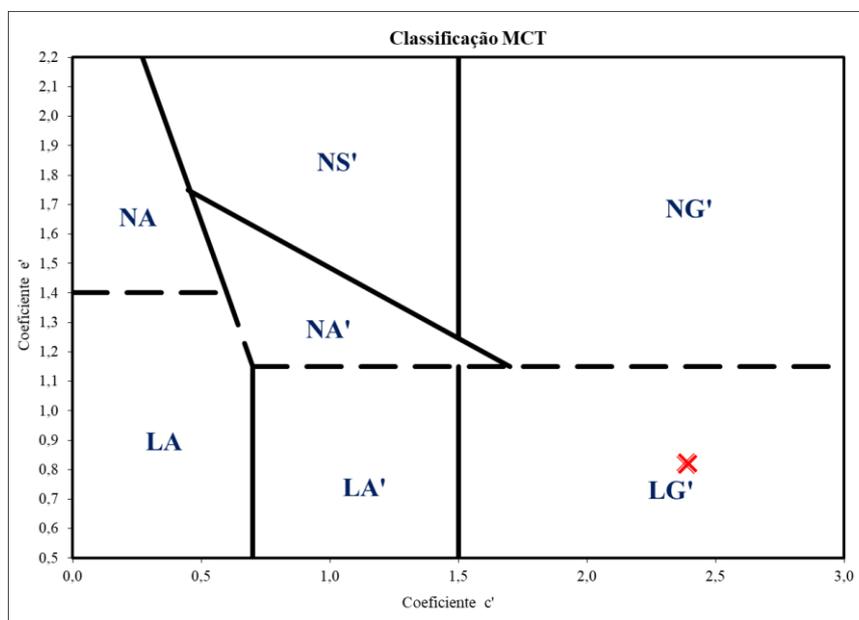


Figura 5.25. Classificação MCT da amostra SL-II.

Além dos aspectos gerais observados, ao se correlacionar os testes de MEV, EDS, ataque sulfúrico e granulometria, obtêm-se indicadores que apontam para um processo de intemperização que, mesmo sendo relativamente baixos quando comparados com o que foi

observado nas amostras de subleito de classificação latossolos, apontam que o solo de classificação cambissolo do Distrito Federal passa por um processo de alteração em que este conserva as características de um solo pouco intemperizado, ao mesmo tempo em que surgem indicativos do avanço deste processo de alteração das propriedades e características químicas e físicas dos solos, o que o torna um solo muito peculiar para estudos e decorrentes entendimentos no âmbito da geotecnia, no particular para pavimentação.

5.2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO SL-II

A curva de compactação no cilindro de ISC revelou um comportamento distintamente definido em relação à MEAS e aos teores de umidade, evidenciando claramente a condição ótima destes fatores, conforme demonstrado na Tabela 5.12 e ilustrado pela Figura 5.26.

Observa-se que, para estes solos, a condição de máxima MEAS foi significativamente inferior em comparação com o SL-I, registrando um valor de 1,585 g/cm³, ou seja 0,253 g/cm³ menor que a amostra SL-I.

Além disso, o teor de umidade ótimo mostrou-se substancialmente superior, sugerindo uma possível correlação com a distribuição granulométrica. Apesar de ambos serem solos siltosos, o SL-II apresenta uma quantidade de finos superior o que está associado a uma maior superfície específica dos grãos. Porém, ressalta-se que este não pode ser o único indicador das diferenças de umidade entre os solos SL-I e SL-II.

Um ponto relevante a ser destacado refere-se ao comportamento de expansão do solo. No caso do SL-II, não foi observado nenhum nível de expansão no solo compactado, ao passo que o ISC foi de 9,6%, aproximadamente 5,8% superior ao SL-I, atingindo seu valor máximo na condição de máxima MEAS.

Tabela 5.12: Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra SL-II.

Energia de compactação AASHO Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,483	1,487	1,540	1,585	1,506	1,585
Umidade (%)	15,0	17,1	19,3	21,4	23,5	21,4
ISC (%)	4,4	5,6	6,2	9,6	6,4	9,6
Expansão (%)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0

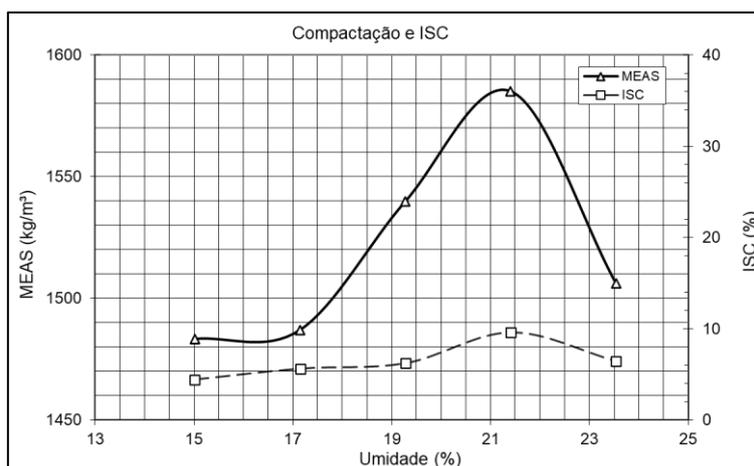


Figura 5.26. Curva de compactação e ISC da amostra de solo SL-II

Os resultados obtidos no ensaio de compactação usando o cilindro tripartido (Tabela 5.13 e Figura 5.28) destacaram uma diferença significativa nos parâmetros da curva de compactação em comparação com o ensaio utilizando o cilindro ISC. Neste cenário, observou-se um aumento na MEAS e uma redução no teor de umidade ótimo. Este padrão de discrepância nos parâmetros do cilindro tripartido, quando comparado ao cilindro ISC, também foi evidenciado no solo SL-I.

Na Figura 5.27, é demonstrado o aspecto visual dos CP do cilindro tripartido para a amostra de solo SL-II.



Figura 5.27. Corpos de prova, 200 mm x 100 mm, da amostra SL-II.

Contudo, no caso do solo SL-II, notou-se um aumento na MEAS em relação ao cilindro ISC, uma situação oposta ao que foi observado no solo SL-I, onde houve uma diminuição na

MEAS. Esta divergência nos comportamentos entre os solos SL-I e SL-II ressalta a complexidade das interações entre as características do solo e os cilindros de compactação utilizados, incorporando um aspecto adicional de análise na interpretação dos resultados.

No que diz respeito ao Módulo de Resiliência, foi observado um padrão de redução nos resultados à medida que o teor de umidade aumenta, sendo verificado um valor de MR de 131,9 MPa para teor de umidade de 16,2%, enquanto para 23,2%, o valor de MR foi de 45,2 MPa. Tal resultado mostra como as propriedades do material influenciam no comportamento. No solo SL-I a diferença de valor de MR é de 20 MPa para uma variação de 7% do teor de umidade. Para a mesma variação, no solo SL-II, a diferença é de 85 MPa. Esta tendência sugere uma relação direta entre o MR e o grau de saturação, destacando a influência significativa da umidade na resposta mecânica do solo, onde essa variação parece não sofrer interferência significativa dos parâmetros de grau de compactação e/ou porosidade.

Esta observação aponta para a importância de considerar o teor de umidade e o grau de saturação ao avaliar as propriedades mecânicas do solo, uma vez que ambos desempenham papéis cruciais na resposta elástica do material. Além desta observação apontar para a importância de considerar não só os índices físicos, como teor de umidade e o grau de saturação, mas também da característica do solo, se laterítico (SL-II) ou não laterítico (SL-I em zona de transição), para avaliar suas propriedades mecânicas. Tendo em vista a quantidade de fatores que afetam a resposta elástica do material, é essencial que estes sejam analisados em conjunto, para minimizar a complexidade da compreensão do seu comportamento.

Explorar mais a fundo essa interconexão as propriedades, características e módulo de resiliência pode fornecer informações para caracterizar de forma consistente o desempenho mecânico do solo.

Tabela 5.13. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra SL-II.

Energia de compactação Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,688	1,692	1,718	1,665	1,590	1,719
Umidade (%)	16,2	17,7	19,1	21,3	23,2	18,9
MR (MPa)	131,9	115,4	93,14	62,5	45,2	94
Gs (g/cm ³)				2,756		
e	0,64	0,63	0,60	0,66	-	0,60
n	0,39	0,39	0,38	0,40	-	0,38
Sr (%)	65	78	87	90	-	87

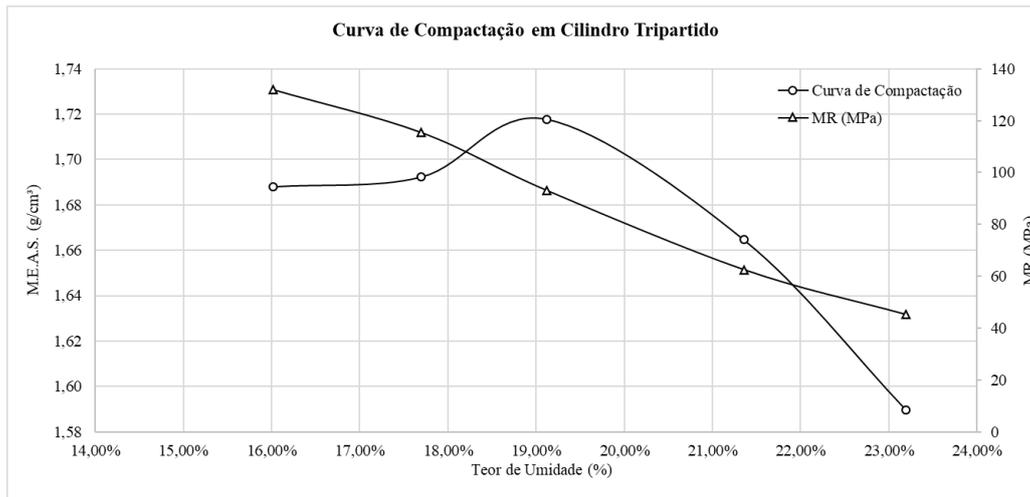


Figura 5.28: Curva MEAS e MR da amostra SL-II.

Ao se comparar a condição ótima de umidade obtida em molde tripartido e o molde de ISC, verifica-se que a umidade do 4º ponto da curva de compactação se aproxima da condição ótima de umidade e MEAS observados no cilindro ISC. Entretanto não é possível relacionar estes resultados, já que ambos apresentam comportamento bem definido do ramo seco dessas curvas. Em outras palavras, para a mesma condição de máxima MEAS no cilindro tripartido, o resultado obtido no cilindro ISC foi ainda menor.

Estes parâmetros, associados a condição da distribuição granulométrica, especialmente na situação observada destes solos siltosos, dificulta a definição conclusiva da escolha dos parâmetros de adoção prática em obras de pavimentação, uma vez que a variabilidade dos parâmetros observados prejudica a confiança dos dados obtidos, caso estes estejam em desacordo com os testes feitos.

Ao aplicar o modelo matemático de Pezo *et al.* (1992), nos valores obtidos pelo ensaio foi possível aferir os coeficientes de regressão k_1 , k_2 e k_3 , além dos limites de confiança superior e inferior dos coeficientes, bem como os parâmetros estatísticos relacionados ao teste de hipótese do método empregado, apresentados na Tabela 5.14, de modo que fosse possível traçar graficamente o comportamento do MR, conforme observado na Figura 5.29.

Nota-se que os resultados apresentaram um valor de R^2 de 0,890, que apesar de ser menor quando comparado à situação observada no SL-I, ainda assim pode ser considerado como adequado para representação do comportamento do MR frente aos diferentes estados de tensões previstos.

Desse modo, o modelo matemático em questão apresenta um bom ajuste para representação do comportamento elástico do solo SL-II, observado por meio do ensaio triaxial

cíclico. O teste de significância evidenciou a pouca relevância estatística do parâmetro k_2 , sendo o valor-p de $0,276 > 0,05$.

Tabela 5.14. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra SL-II.

Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
k_1	38,86246	12,2747098	3,166059	0,011438	11,095138	66,629783	
k_2	0,152134	0,131413	1,157681	0,276792	-0,145142	0,4494120	0,890
k_3	-0,507809	0,100059	-5,075094	0,000667	-0,734159	-0,281460	

Quanto ao comportamento do MR, na Figura 5.29, está ilustrada a dinâmica desta variável frente às diferentes condições de carregamento. Apesar dos valores relativamente baixos para índices de subleito, ao se comparar com os resultados do SL-I, nota-se um comportamento mais adequado do solo SL-II quanto ao MR, o qual não sofre significativa influência da tensão confinante como o que ocorreu no SL-I, apesar de aumentar os valores de MR no estado de maior confinamento para uma mesma tensão desvio, os maiores MR observados foram para condições de baixo carregamento. Este aspecto pode estar associado a granulometria do solo SL-II que apresenta maior quantidade de finos em relação ao solo SL-I.

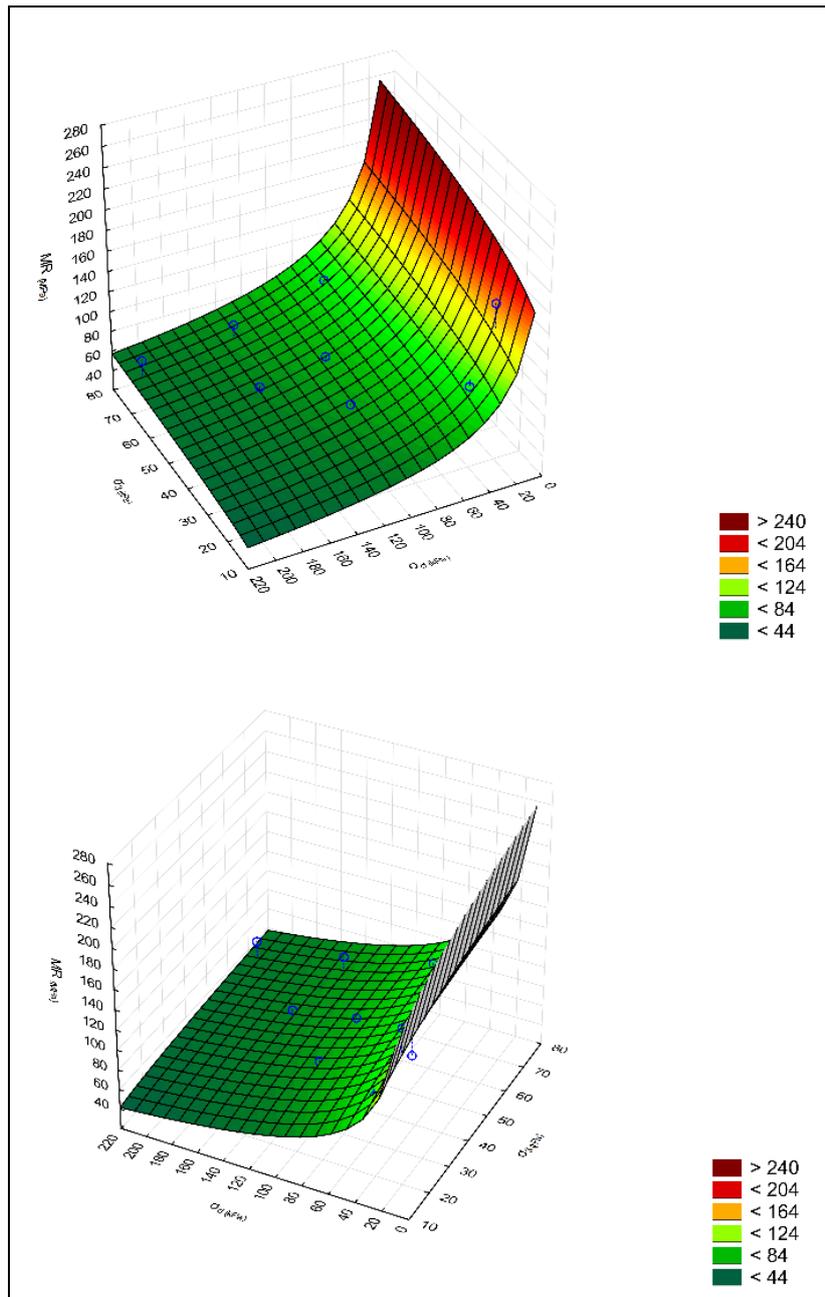


Figura 5.29. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SL-II).

O comportamento das deformações plásticas para os 150.000 ciclos de aplicação de cargas está apresentado na Figura 5.30. Têm-se neste caso, uma situação em que o solo não suportou somente um par de tensão, sendo este o de 120 kPa de confinante e 360 kPa de tensão desvio, situação também observada no SL-I. Os demais pares de tensões sofreram um incremento de deformações proporcional ao nível de sollicitação realizado por cada par de tensão.

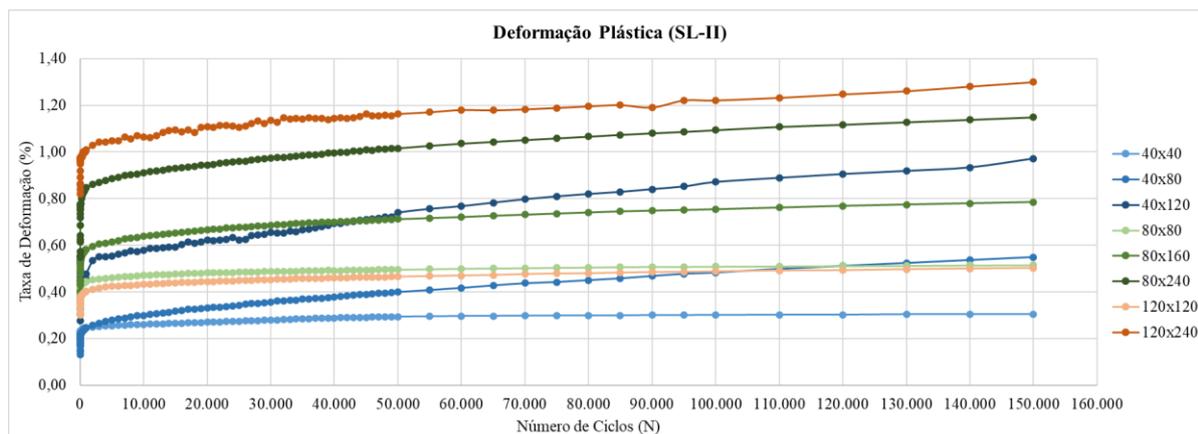


Figura 5.30. Comportamento da DP da amostra SL-II.

Em termos de DP, apresentar uma baixa deformação em alguns pares de tensões, não indica necessariamente um comportamento ideal do solo de forma global. Neste caso, verificou-se deformações abaixo do que foi aferido na condição do solo SL-I de mesma pedologia (cambissolo), apesar de ter DP menores, este solo não suportou o carregamento do maior par de tensão usado (120x360).

Ao considerar o uso do solo em camadas de subleito, as tensões aplicadas nesta camada geralmente não atingirão os níveis mais elevados. No entanto, uma interpretação superficial desses resultados pode levar à adoção equivocada do material para aplicações que exigem suporte a esforços mais intensos no pavimento.

Ao se aplicar os valores observados no modelo matemático de Guimarães (2009), obteve-se os parâmetros de regressão e seus respectivos resultados estatísticos, conforme apresentado na Tabela 5.14.

Para a situação observada no solo SL-II, nota-se que R^2 foi de 0,899, similar ao que foi observado na análise do MR. Ainda assim, esse valor de R^2 indica um ajuste adequado para aplicação deste modelo matemático na representação do comportamento deste solo. Quanto ao erro padrão, todos os coeficientes apresentaram valores baixos, com exceção do parâmetro Ψ_2 , que teve um valor superior para sua escala numérica, além de apresentar um valor de significância não nulo. Ainda assim, este valor de significância foi menor que 0,05 o que indica a importância do parâmetro estimado na obtenção dos valores previstos.

Tabela 5.14. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-II.

Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo de Guimarães (2009) de previsão de comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,301678	0,009814	30,74005	0,000000	0,282410	0,320946	0,899
Ψ_2	-0,089817	0,025177	-3,56748	0,000385	-0,139247	-0,040387	
Ψ_3	0,882897	0,022467	39,29824	0,000000	0,838788	0,927006	
Ψ_4	0,043725	0,002886	15,15294	0,000000	0,038060	0,049391	

As análises de valores observado *versus* valores previstos, apresentaram comportamento de distribuição uniforme e crescente, mas com diversos pontos dispersos. Estes pontos levam a uma distribuição dos resíduos que não seguem o comportamento normal do gráfico, como observado na Figura 5.31, todos estes aspectos são indicativos de que o ajuste não consegue identificar padrões ou tendências de determinados pontos dos resultados obtidos, mas quando analisado globalmente, estes pontos não exerceram tanta interferência, como evidenciado pelo R².

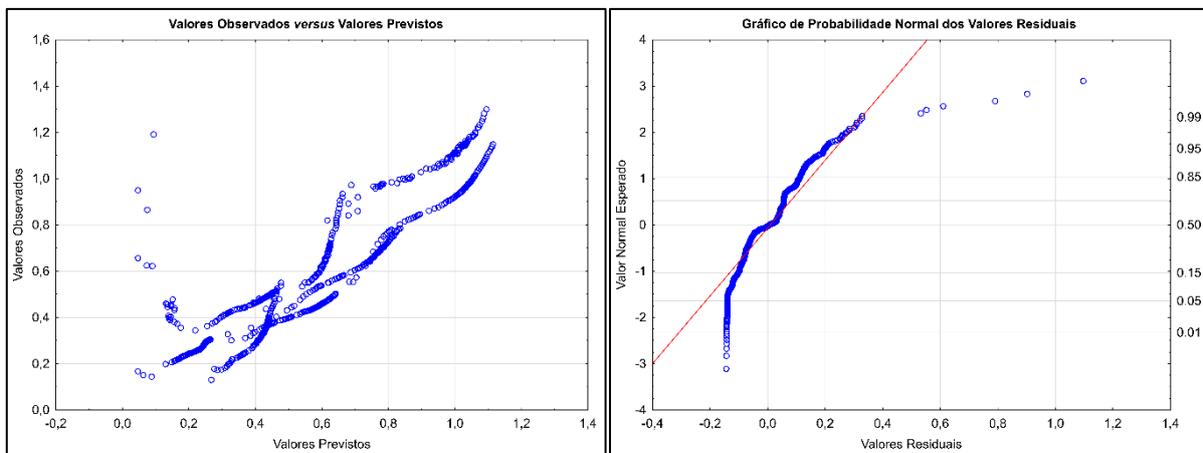


Figura 5.31. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra SL-II.

A verificação quanto ao comportamento de *shakedown*, apresentado na Figura 5.32, resultou em dois comportamentos distintos e destacados.

O primeiro refere-se à condição observada nas menores relações de pares de tensões ($\sigma_1/\sigma_3 = 2$), onde ocorreu a tendência de acomodamento plástico, ressaltando que neste caso o valor da taxa de acréscimo de DP não chegou a atingir o patamar de 10^{-6} para o número de ciclos em questão, sendo que deste modo não é possível afirmar que houve o acomodamento, tipicamente caracterizado quando este incremento de DP ultrapassa o patamar de 10^{-7} .

O segundo comportamento, observado nas relações de pares de tensões $\sigma_1/\sigma_3 = 2$ e $\sigma_1/\sigma_3 = 3$, foi de escoamento plástico, onde não foi possível estabelecer a ocorrência do *shakedown*, ou se haverá colapso deste solo, já que a taxa de acréscimo de deformação foi de 10^{-5} .

As curvas referentes às maiores relações de pares de tensões, demonstraram um comportamento duplo de escoamento plástico. Este comportamento pode estar associado inicialmente a um processo de condicionamento do solo proporcionado pelos ciclos iniciais do carregamento, seguido de alterações do arranjo de partículas, ao qual levam a segunda parte de escoamento plástico das referidas curvas.

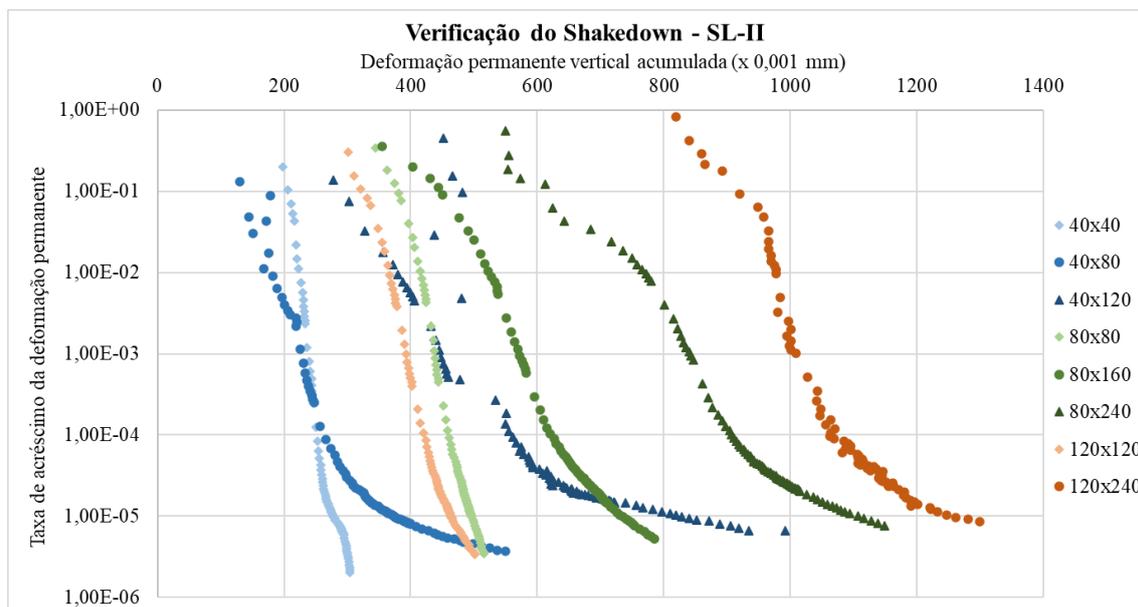


Figura 5.32. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-II.

A análise multiestágios proposta neste estudo conduziu a um aumento das DP acumuladas, sendo registrado pico de DP de 2,4%, referente ao par de tensões 120x360, na qual o teste convencional da norma levou à ruptura do CP.

Desse modo, considerando somente os respectivos pares de tensões nos quais foram obtidas as máximas deformações comuns entre os métodos, tem-se uma correspondência entre os testes, como foi o caso do par de tensões 120x240. Ainda assim, é possível observar valores superiores de DP em outros pares de tensões, como o caso de 80x240.

Na Figura 5.33, está demonstrado o comportamento da DP por multiestágio a cada par de tensão analisado.

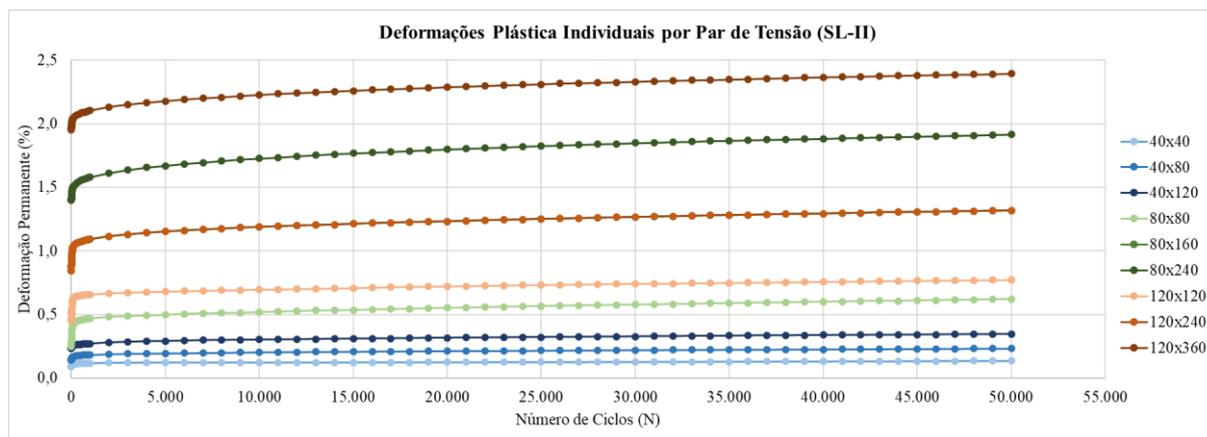


Figura 5.33. Comportamento da DP por multiestágios da amostra SL-II.

Ao aplicar o modelo matemático de Guimarães (2009) nos resultados de DP por multiestágios, separados por pares de tensões, para o solo SL-II, verificou-se um ajuste satisfatório dos dados obtidos com a equação, apresentando um R^2 de 0,956, conforme apresentado na Tabela 5.15, valor superior ao obtido na análise dos resultados do ensaio convencional (DNIT 179/2018).

Quanto aos parâmetros estimados, o valor de Ψ_2 apresentou a maior variação dentre os métodos analisados. Ademais, os parâmetros estatísticos não apresentaram resultados que pudessem ser associados a erros ou anomalias dos resultados dos ensaios quando aplicado o modelo matemático em questão.

Tabela 5.15. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra SL-II.

Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo de Guimarães (2009) de previsão de comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,475933	0,015951	29,83634	0,000000	0,444611	0,507254	0,956
Ψ_2	0,164807	0,035871	4,59441	0,000005	0,094372	0,235241	
Ψ_3	1,066351	0,023523	45,33229	0,000000	1,020162	1,112539	
Ψ_4	0,023995	0,002648	9,06082	0,000000	0,018795	0,029195	

Tendo em vista o resultado positivo do ajuste da equação nos dados de ensaio de DP, verificou-se a tendência linear dos dados estimados em relação aos dados obtidos. Os valores residuais apesar de apresentarem dispersão nas extremidades do resultado, seguem uma tendência predominantemente normal, como observado na Figura 5.34, sendo estes indicadores positivos da aplicação do método de DP por multiestágios proposto para o solo SL-II.

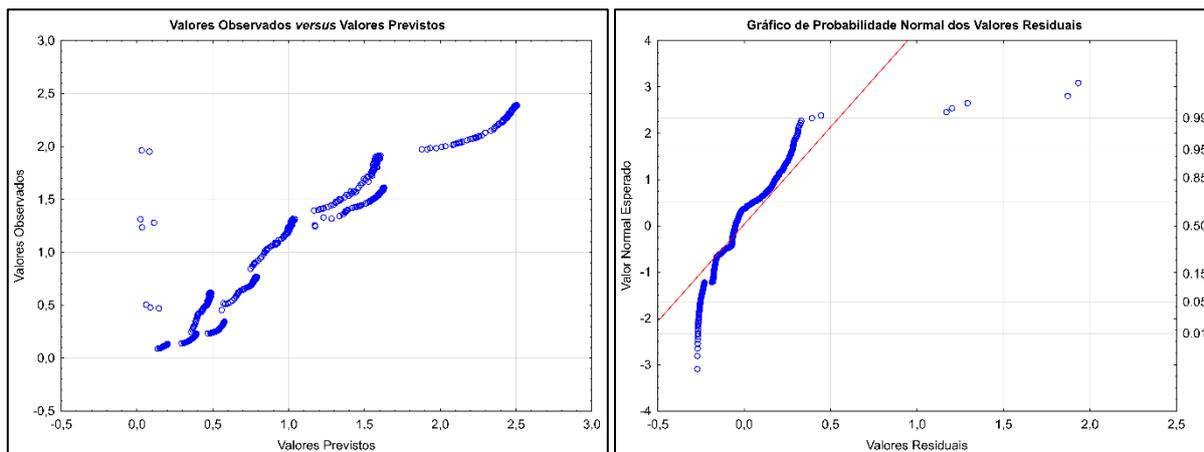


Figura 5.34. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra SL-II

Ao observar os resultados de DP em multiestágios, apresentados de modo agrupado por sequência como demonstrado na Figura 5.35, torna-se notória a correspondência de comportamento das sequências 2 e 3, enquanto a sequência 1 apresenta-se isolada das demais, sendo que o acréscimo de deformações para os pares de tensões desta sequência, foi significativamente menor que as demais relações de tensões σ_1/σ_3 das outras sequências.

A menor escalada de tensões observadas na sequência 1 pode estar relacionada ao seu comportamento de rigidez quando a tensão desvio é menor, como observado no MR, e por se tratar de multiestágios, as deformações conduziram o CP a uma condição de acomodamento plástico, sofrendo pouca interferência ao se considerar o avanço das tensões, aspecto este que não foi observado no método convencional do ensaio.

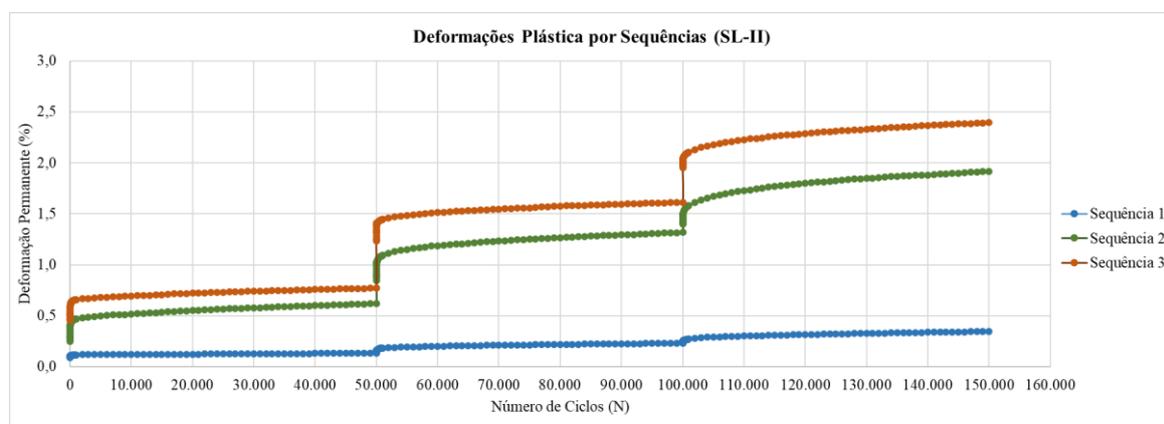


Figura 5.35. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-II.

Os parâmetros estatísticos apresentados na Tabela 5.16 referente à aplicação do modelo matemático para análise da DP, demonstram que o ajuste dos resultados do ensaio à equação matemática não sofreu significativa alteração quando comparado à situação da análise dos ciclos de multiestágio por par de tensão.

No entanto, os parâmetros estimados de regressão do modelo observados, tiveram significativa alteração, enquanto os parâmetros estatísticos não apresentaram anomalias que pudessem refletir aspectos relacionados a uma menor confiança dos resultados obtidos, corroborado pelas análises apresentadas na Figura 5.36.

Tabela 5.16. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo SL-II.

Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo de Guimarães (2009) de previsão de comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,339993	0,038059	8,93323	0,000000	0,265261	0,414724	0,953
Ψ_2	0,354979	0,042787	8,29640	0,000000	0,270964	0,438994	
Ψ_3	0,899450	0,033552	26,80778	0,000000	0,833569	0,965331	
Ψ_4	0,061328	0,011566	5,30246	0,000000	0,038618	0,084039	

Os resultados referentes à análise dos valores observados *versus* valores previstos, demonstraram uma segmentação no gráfico, em função de como o valor N foi apresentado. Mesmo com a ocorrência deste aspecto, observou-se a linearidade dos resultados, apresentando apenas alguns pontos dispersos. Quanto ao comportamento normal dos valores residuais, verificou-se a mesma ocorrência observada na análise da Figura 5.36.

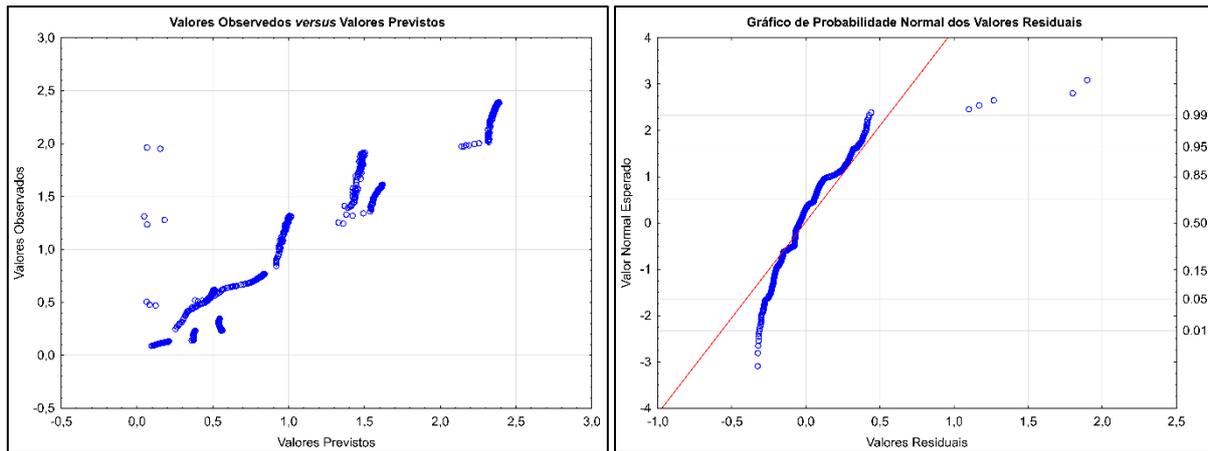


Figura 5.36. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-II

O teste de multiestágios do solo SL-II evidenciou um processo de aceleração do escoamento plástico, quando comparado ao teste dos ciclos convencionais da norma DNIT 179/2018, conforme observado no comportamento quanto ao *Shakedown* da Figura 5.37. Este comportamento de escoamento plástico foi observado em todos os pares de tensões das sequências 2 e 3 analisadas, enquanto a sequência 1 apresentou-se isolada das demais, em termos de DP, sendo evidenciado o comportamento de acomodação plástica.

Nota-se, ao longo das retas referentes as sequências 2 e 3, dos pares de tensões com relação $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ e $\sigma_1/\sigma_3 = 4$, a ocorrência de escoamento plástico no ponto de taxa de acréscimo de deformação de 10^{-2} . Posteriormente segue um comportamento de acomodação plástica, seguido do escoamento plástico, ressaltando que este mesmo aspecto foi observado nos pares de tensão 80x240 e 120x360 do ensaio convencional. Este comportamento duplo de acomodação e de escoamento plástico, também verificado nas análises convencionais do ensaio de DP, pode estar associado inicialmente a um processo de condicionamento do solo, seguido de alterações do arranjo de partículas as quais levam a uma segunda parte de escoamento plástico das referidas curvas.

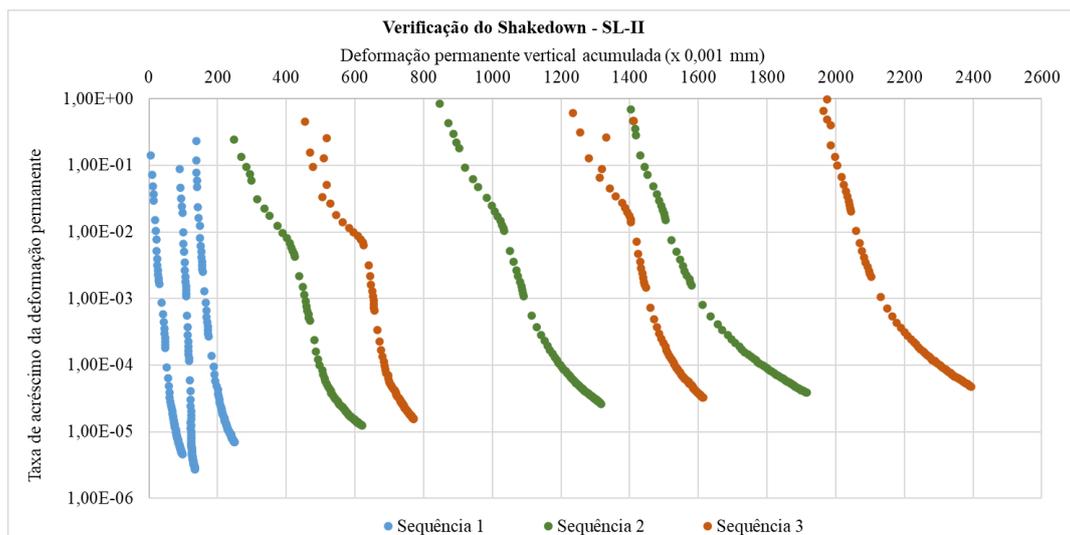


Figura 5.37. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra SL-II.

5.3. SOLO DE SUBLEITO III (SL-III)

5.3.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-III

Para a amostra de subleito SL-III, foram realizadas observações em MEV somente em amostra não trabalhada, sendo possível verificar os aspectos das partículas de solos natural, antes do processo de trabalho mecânico empregado nas amostras. Os resultados selecionados estão apresentados nas imagens 5.38.

As imagens obtidas para a amostra evidenciam uma formação de partículas com formas geométricas aleatórias com superfícies irregulares. Partículas maiores, apresentam ranhuras e características de partícula natural, conservando aspectos que indicam pouca alteração destas partículas maiores, enquanto outras partículas mais finas apresentam texturas e geometrias irregulares e aspecto de concreções, indícios de elevado grau de intemperismo.

Estas observações podem estar associadas ao processo de intemperismo químico-físico, sendo possível observar a ocorrência de diversas partículas de menor tamanho (associadas a fração argilosa do solo) aderidas entre si, o que indica a formação de concreções destas partículas que se ligam a partículas maiores.

Além desses aspectos, ressalta-se que a amostra foi coletada em um ponto de aproximadamente 4 metros abaixo da superfície do terreno natural, sendo que o grau de intemperismo tende a ser menor em profundidades maiores, como observado por Camapum de Carvalho (2005).

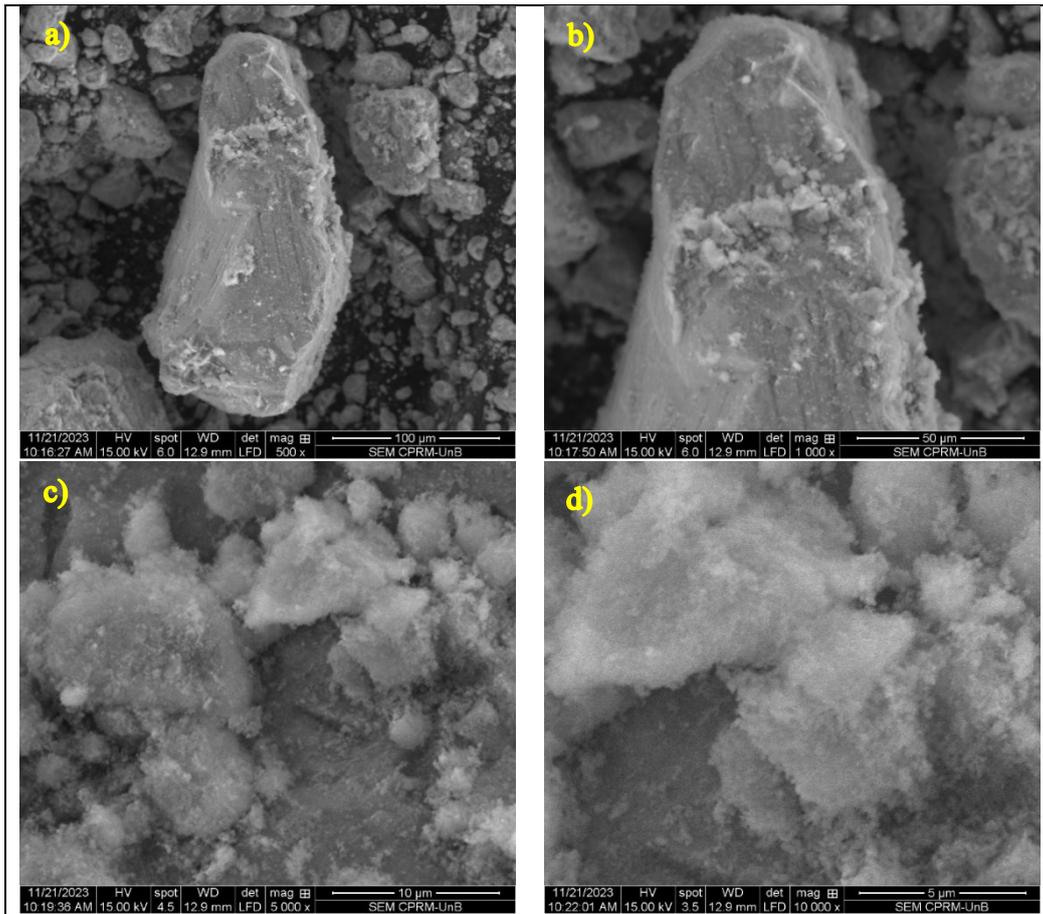


Figura 5.38. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-III, amostra não trabalhada. a) aproximação de 500x. b) aproximação de 1.000x. c) aproximação de 5.000x. d) aproximação de 10.000x.

A análise EDS evidenciou a ocorrência de minerais como silício, alumínio, ferro e titânio, além da elevada concentração de oxigênio (Figura 5.39). que pode estar associado às formações de óxidos destes minerais, enquanto o carbono pode ter origem na presença de matéria orgânica presente na amostra.

Ressalta-se que o somatório das porcentagens de concentração de massa, ultrapassaram a de 100%. Isso pode ocorrer devido ao sistema de análise empregado, indicando que o desvio padrão dos resultados obtidos foi elevado, de modo que as porcentagens obtidas, podem ser ajustadas em função do sigma para melhor indicação das concentrações de massa (Tabela 5.17).

Neste solo, não foi verificado a ocorrência de minerais como potássio e manganês, como observado nos solos SL-I e SL-II. Este aspecto pode estar associado às características de formação do solo, além da ocorrência de processos de intemperismo elevado que promoveram

a lixiviação destes minerais, além de aumentar o processo de oxidação dos minerais remanescentes.

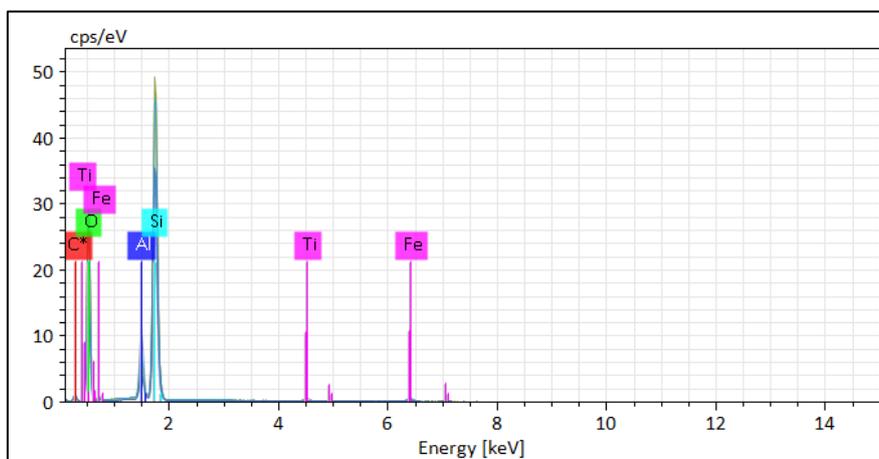


Figura 5.39. Gráfico de energia dispersiva da amostra SL-III

Tabela 5.17. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra SL-III.

Concentração de Massa (%) – SL-III							
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Titânio	Ferro	Soma
Média	9,60	57,14	5,90	39,19	1,51	2,41	114,53
Sigma	0,86	1,31	1,48	2,82	0,00	0,51	1,17

Apesar da elevada concentração de massa de silício evidenciada pelo ensaio de EDS, o resultado obtido pelo ensaio de ataque sulfúrico demonstrou que a maior concentração de óxidos estava associada ao alumínio, de modo que sua porcentagem foi de 33,59%. Enquanto a relação $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$ foi de 119,07, reforçando o argumento do processo de intemperismo elevado deste solo (Tabela 5.18). Quanto aos índices Ki e Kr, além de confirmar a hipótese de elevado processo de intemperismo, também demonstrou a provável ocorrência de solos gibbsítico.

Tabela 5.18. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra SL-III.

Ataque Sulfúrico – SL-III		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO_2	0,49%
Óxidos de Alumínio	Al_2O_3	33,59%
Óxidos de Ferro	Fe_2O_3	0,44%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,02
Kr	-	0,02
$\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$	Al/Fe	119,07

5.3.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DO SOLO SL-III

As análises granulométricas do solo, com e sem o uso de solução de defloculação de hexametáfosfato não apresentaram diferença substancial no comportamento granulométrico. Considerando a curva com defloculante, houve a evidência de ocorrência de um solo equilibrado em finos (silte + argila) e de areia fina e média (aproximadamente 50%). A parcela de argila apresentou aproximadamente 30% em massa, seguida de aproximadamente 20% de silte, que por sua vez teve a alteração mais significativa na fração correspondente a fração siltosa, sendo indicativo da presença de concreções em granulometrias maiores, .

Estes aspectos relacionados à pouca diferença entre as curvas com e sem defloculante, especialmente na fração mais arenosa da curva, podem ser relacionados ao que foi observado pela MEV, à medida em que se visualiza partículas com aspecto natural interno, indicando que o solo se encontra pouco alterado em termos de partículas concrecionadas.

Outro aspecto relevante de ser observado, está relacionado ao local de coleta profundo de uma escavação, de modo que o processo de intemperismo do solo em diferentes profundidades pode ser diferente, como observado por Camapum de Carvalho (2005) onde as camadas superiores do solo natural, tendem a apresentar maior grau de intemperização em relação ao observado em camadas profundas.

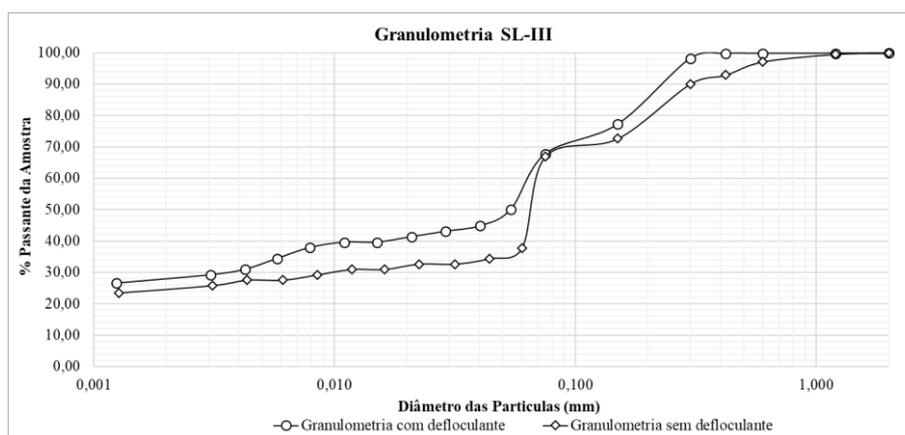


Figura 5.40. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-III.

A compactação Mini-MCV permitiu a obtenção dos parâmetros da Tabela 5.19. Os resultados de $c' = 2,27$ e $e' = 1,0$ levaram à classificação MCT do solo como sendo laterítico argiloso, conforme ilustrado na Figura 5.41.

A classificação final obtida pelo método MCT corrobora com o que foi observado nos ensaios de caracterização, evidenciando um grau de alteração do solo influenciado pelos processos de intemperização, que levou o solo a apresentar comportamento laterítico.

Tabela 5.19. Índices obtidos pela compactação mini-MCV da amostra SL-III.

Resultados da compactação Mini-MCV para o solo do subleito SL-II			
Coefficiente c'	Coefficiente d'	Coefficiente e'	Classificação MCT
2,27	47	1	LG'

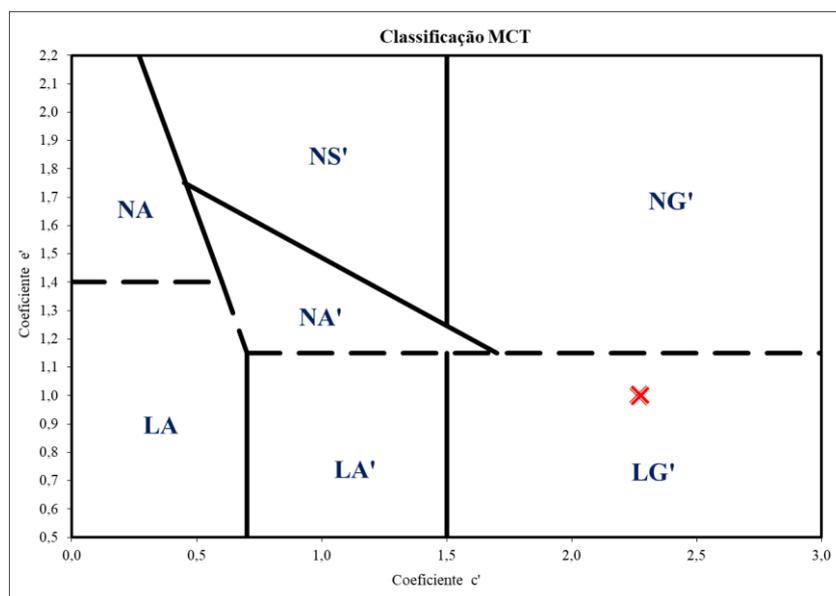


Figura 5.41. Classificação MCT da amostra SL-III.

5.3.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO SL-III

A curva de compactação no cilindro de ISC revelou um comportamento distintamente definido em relação aos pontos de MEAS e aos teores de umidade, evidenciando claramente a condição ótima desses fatores, conforme demonstrado na Tabela 5.20 e ilustrado pela Figura 5.42. Observa-se que, para esses solos, a condição de máxima MEAS foi de $1,665 \text{ g/cm}^3$, sendo um valor intermediário ao que foi observado nos solos SL-I e SL-II.

O teor de umidade ótimo mostrou-se elevado, sugerindo uma possível correlação com a distribuição granulométrica fina deste solo, que leva a uma condição de superfície específica maior. Essa relação de teor de umidade elevado para solo com predominância de finos, também foi observado no solo SL-II comparado com SL-I, sendo que o solo SL-III apresenta parcela fina maior que ambas as amostras, logo o teor de umidade superior.

Um ponto relevante a ser destacado refere-se ao comportamento de expansão do solo, neste caso, a expansão foi pequena e ocorreu principalmente no ramo seco da curva de compactação, enquanto a umidade ótima e o ramo úmido não apresentaram qualquer nível de expansibilidade do solo. Quanto ao o ISC para SL-III de aproximadamente 9,6%, teve a mesma reposta que a aferição do solo SL-I, que apresentou o mesmo valor de ISC para condição ótima, no entanto, ressalta-se que apesar deste aspecto, estes solos são significativamente diferentes em termos de pedologia, grau de intemperização e granulometria, de modo que o ISC não reflete adequadamente o resultado mecânico deste solo de comportamento laterítico.

Tabela 5.20. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra SL-III.

Energia de compactação AASHO Intermediária					
Pontos de Compactação	1º	2º	3º	4º	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,346	1,534	1,664	1,585	1,665
Umidade (%)	18,0	20,2	22,5	24,7	22,5
ISC (%)	0,4	3,7	9,6	4,8	9,6
Expansão (%)	0,34	0,19	0,00	0,00	0,26

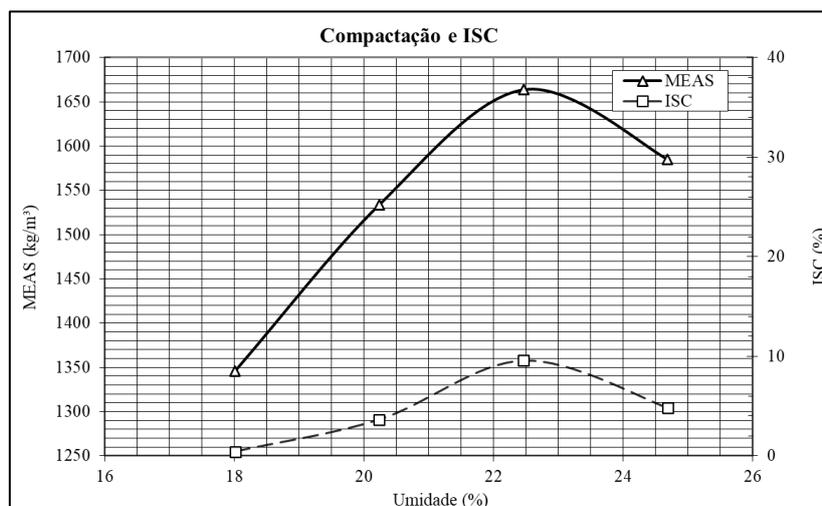


Figura 5.42. Curva de compactação e ISC da amostra de solo SL-III.

Na Figura 5.43, apresenta-se CP obtidos em moldes tripartidos do solo SL-III. Nota-se o aspecto avermelhado do solo, em função da sua pedologia (latossolo) e a elevada concentração de óxidos. Outra característica está relacionada à sua dimensão: trata-se de cilindros de dimensão de 200 mm de altura por 100 mm de diâmetro, mas devido a aspectos relacionados à DP, a serem discutido nos resultados dos ensaios específicos, levaram a uma significativa redução da altura destes CP.



Figura 5.43. Corpos de prova, 200 mm x 100 mm, da amostra SL-III.

Conforme observado na Tabela 5.21 e representado visualmente na Figura 5.44, a curva de compactação no cilindro tripartido apresentou poucas distinções da curva resultante da compactação em cilindro de ISC. Enquanto os solos SL-I e SL-II tiveram resultados significativamente distintos entre cilindros, o solo SL-III apresentou melhor correspondência entre as curvas obtidas pelos dois métodos, de modo que a umidade ótima do cilindro tripartido e MEAS foram 0,6% e 0,007 g/cm³ inferiores aos resultados obtidos pelo método de compactação em cilindro de ISC.

Quanto ao comportamento do MR, verificou-se um bom desempenho do solo, especialmente no ramo seco. À medida em que se aumentou o teor de umidade, o desempenho do solo foi sendo prejudicado, diminuindo vertiginosamente o valor de MR, observando conforme a umidade ótima se aproximava e avançava-se para ramo úmido da curva de compactação. Comparando com os valores obtidos nos solos SL-I e SL-II, o solo SL-III apresentou melhor desempenho do MR, de modo que o ISC não foi adequado na avaliação das propriedades destes solos.

Entretanto, destaca-se que o patamar de valor máximo de MR, da ordem de 250 Mpa, ocorre no intervalo de teor de umidade de 19,5% e 20,5%. Um aumento de 2%, chegando no teor de umidade ótimo (22,5%), reduz o MR para baixo metade do valor. Apesar dos valores extremos de MR serem bons para um material de subleito, tem-se um solo muito sensível em relação variações do teor de umidade, sendo importante o controle tecnológico de campo durante a execução do pavimento. Em comum, em todos os solos ensaiados, SL-I, SL-II e SL-III, verifica-se que o material tem que ser compactado no ramo seco, ou seja, com teores de umidade inferiores ao ótimo, para obter benefícios mecânicos do solo. Entretanto, como já

discutido, os ganhos mecânicos podem comprometer outras propriedades desejáveis para a camada, se a diferença em relação ao teor de umidade ótimo for discrepante.

Ainda sobre o ramo seco da curva de compactação, notou-se que o primeiro ponto apresentou valor de MR inferior ao segundo e terceiro ponto da curva de compactação, indicando que para este solo, além da variação do grau de saturação, parâmetros como índice de vazios podem influenciar no comportamento do solo no ramo seco, e, provavelmente, no ramo úmido, estes aspectos se somam, tendo em vista um maior S_r associado a uma maior incidência de poros preenchidos por água, levando a uma redução substancial nos resultados do MR.

Tabela 5.21. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra SL-III.

Energia de compactação Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,382	1,592	1,629	1,658	1,585	1,658
Umidade (%)	17,67	19,68	20,48	22,10	24,02	21,9
MR (MPa)	218,9	269,6	252,2	130,5	82,9	130,5
G _s (g/cm ³)				2,681		
<i>e</i>	0,94	0,68	0,64	0,62	0,69	0,64
<i>n</i>	0,48	0,41	0,39	0,38	0,41	0,38
<i>S_r</i> (%)	50	77	86	93	96	93

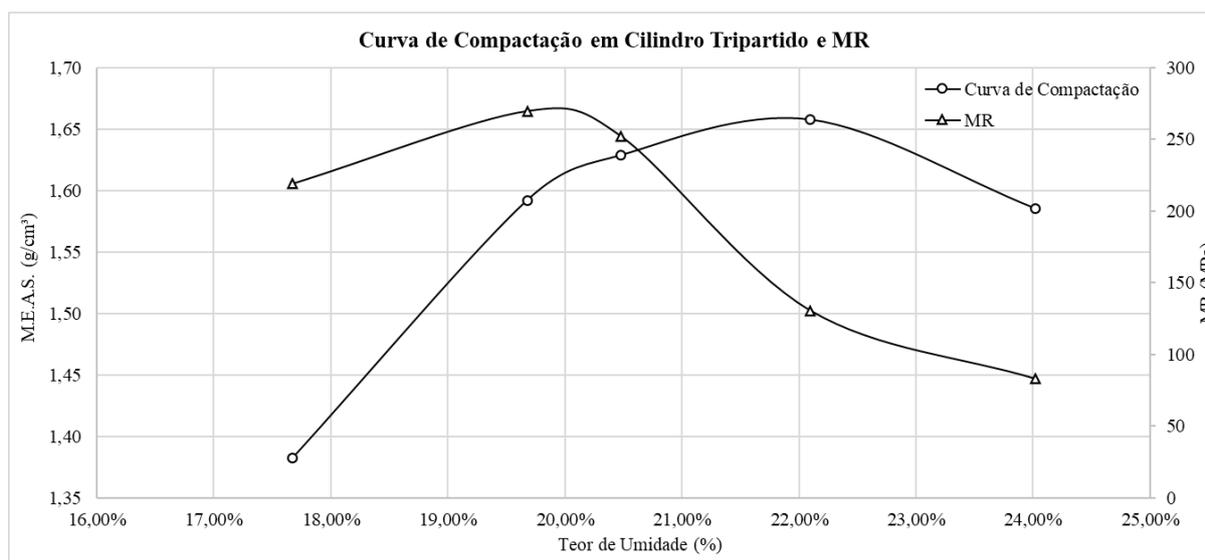


Figura 5.44. Curva MEAS e MR da amostra SL-III.

Utilizando o resultado do MR para o teor umidade ótimo do solo SL-III, obtido para os diferentes pares de tensões da norma adotada (DNIT 134/2018), aplicou-se o modelo

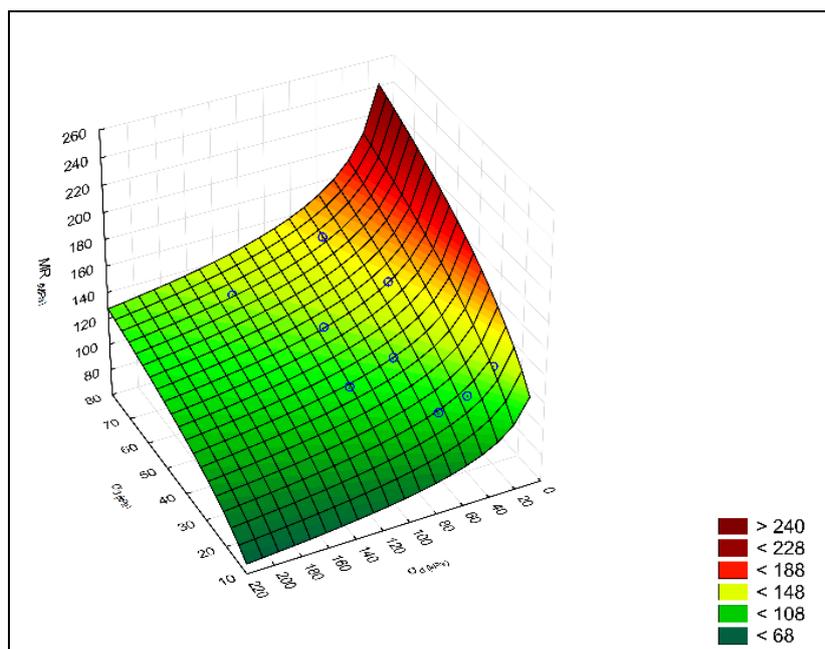
matemático composto, obtendo-se os coeficientes de regressão da equação, conforme apresentado na Tabela 5.22 e ilustrado pela Figura 5.45.

Quanto ao ajuste do modelo matemático para os valores observados em ensaio e previsão estabelecida pela equação, obteve-se um R^2 de 0,951, sendo satisfatório para representação do comportamento do MR em diferentes estados de tensões. Já os parâmetros estatísticos não demonstram valores que pudessem indicar aspectos aos quais o nível de confiança fosse inferior ao valor definido de 95%.

Tabela 5.22. Parâmetros de regressão e estatísticas do MR da amostra SL-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	197,8210	15,98287	12,37706	0,000001	161,6652	233,9768	0,951
k_2	0,3042	0,03474	8,75667	0,000011	0,2256	0,3828	
k_3	-0,2170	0,02577	-8,41785	0,000015	-0,2753	-0,1587	

Na Figura 5.45, apresenta-se o gráfico que ilustra o resultado da aplicação do modelo matemático nos dados observado em ensaio triaxial. Demonstra-se que o valor do MR diminui à medida em que a tensão desvio aumenta. Entretanto, esta queda é influenciada pela tensão confinante, evidenciando a importância deste condicionamento no desempenho do solo SL-III, de modo que, para uma mesma tensão desvio, o valor do MR é maior em um estado de confinamento elevado e menor para a situação inversa.



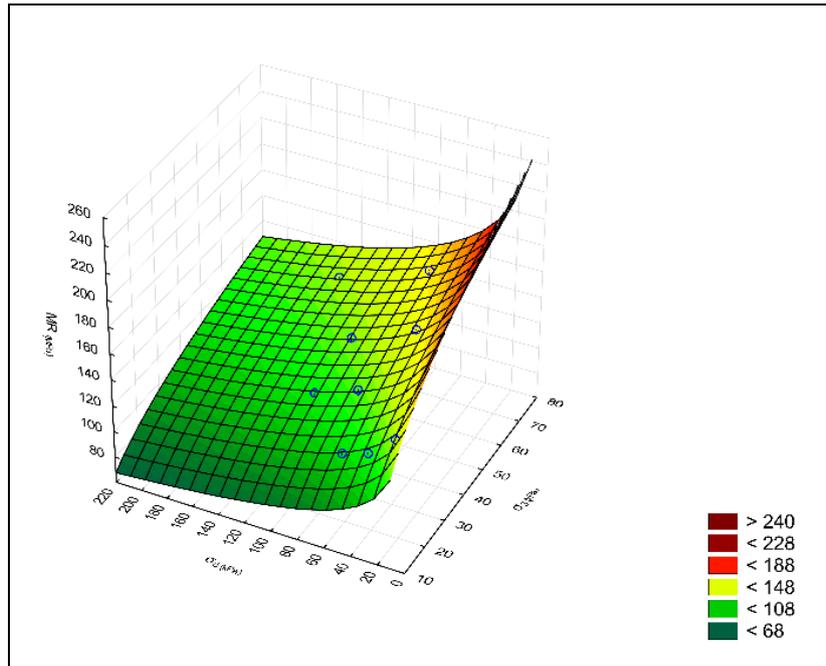


Figura 5.45. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SL-III).

Os resultados de DP para o solo SL-III apresentados na Figura 5.46, evidenciaram uma situação em que o solo indicou comportamento de estabilização das deformações plásticas com o aumento do número de ciclos. No entanto, a deformação inicial foi significativamente elevada, especialmente na condição das maiores relações dos pares de tensão ($\sigma_1/\sigma_3=4$), principalmente para a situação observada nos pares de tensão 120x360, 120x240 e 80x240, que apresentaram deformações que chegaram a patamares de aproximadamente 6,5%.

Este comportamento reforça a condição observada no ensaio de MR, em que maiores valores de tensões desvios em relação às tensões confinantes, apresentaram valores de MR inferiores quando comparados a uma condição de confinamento elevada.

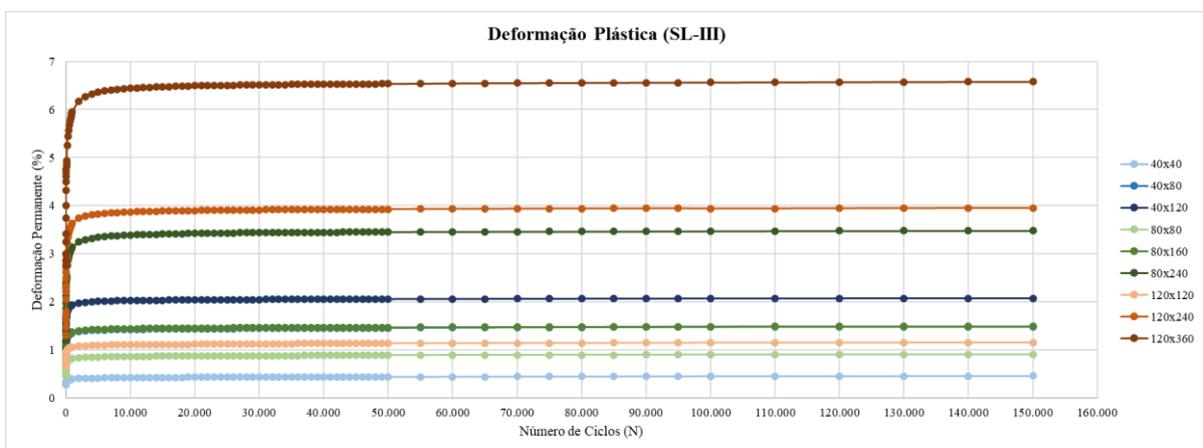


Figura 5.46. Comportamento da DP da amostra SL-III

Ao aplicar estes resultados no modelo matemático empregado nas análises deste estudo, estimou-se os coeficientes da equação, obtendo o R^2 de 0,957, apresentando uma relação satisfatória do ajuste dos valores observados em ensaio aplicados no modelo matemático, conforme aprestado na Tabela 5.23.

Conforme demonstrado nos parâmetros estatísticos da Tabela 5.23, por meio da condição analisada, não foi possível estimar o valor *T-Student*, durante o cálculo utilizando o *software* Statistica, devido à ocorrência de uma solução degenerada, a qual não possibilitou o cálculo dos valores *T-Student*, mas que forneceram os parâmetros de regressão do modelo matemático e os demais valores correspondentes ao ajuste dos resultados obtidos em relação a análise aplicada.

Tabela 5.23. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>T-Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,544707	0,021142	25,76422	0,000000	0,503206	0,586207	0,957
Ψ_2	-0,168410	0,036136	-4,66045	0,000004	-0,239343	-0,097477	
Ψ_3	1,516013	0,029037	52,21049	0,000000	1,459016	1,573010	
Ψ_4	0,038801	0,002676	14,50197	0,000000	0,033549	0,044053	

Verificando o gráfico da relação de valores observada *versus* valores previstos (Figura 5.47), nota-se a concentração de valores de baixa unidade, enquanto os maiores valores apresentam-se distribuídos ao longo do gráfico. Isto ocorre devido ao retorno dos dados do ensaio de DP, em que as maiores deformações concentram-se somente nas maiores relações de pares de tensões (120x360, 120x240 e 80x240), enquanto as demais apresentaram deformações controladas e progressivas, resultando nos pontos nas três linhas de tendência de maiores valores.

Apesar deste comportamento, os resultados apresentaram a linearidade esperada e o ajuste normal com pouca dispersão nos extremos dos resíduos calculados, indicando um bom ajuste do modelo matemático para os resultados obtidos para este solo.

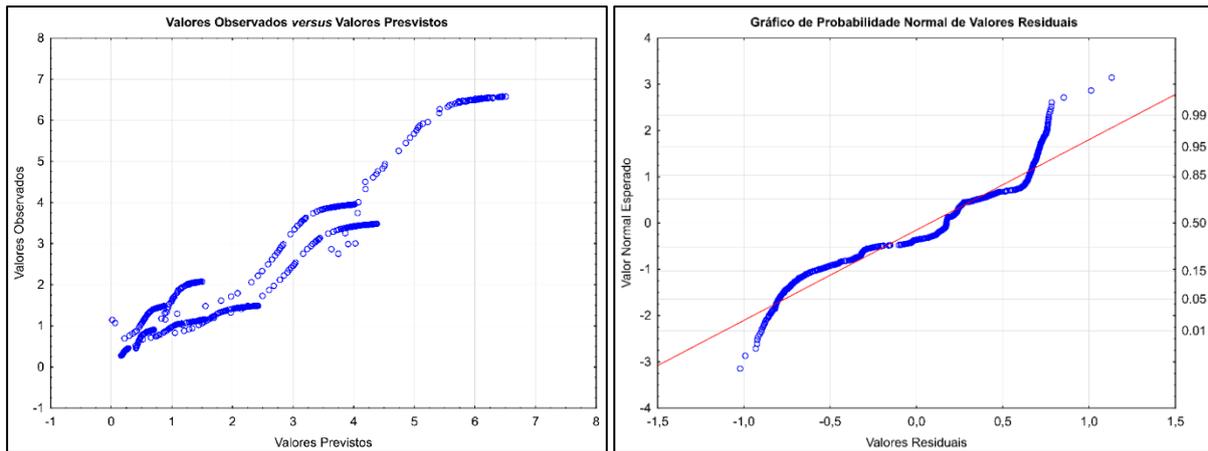


Figura 5.47. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra SL-III.

Quanto à verificação do *shakedown* (Figura 5.48), ocorreu a predominância de um único comportamento associado ao acomodamento plástico para todos os pares de tensões. Entretanto, devido a elevada deformação inicial do solo, a taxa de acréscimo da deformação permanente não ultrapassou o valor de 10^{-5} . Esta característica leva a incerteza da continuidade deste comportamento ao longo do avanço do número de ciclos do ensaio, enquanto para o modelo matemático, espera-se que resulte no prolongamento deste comportamento.

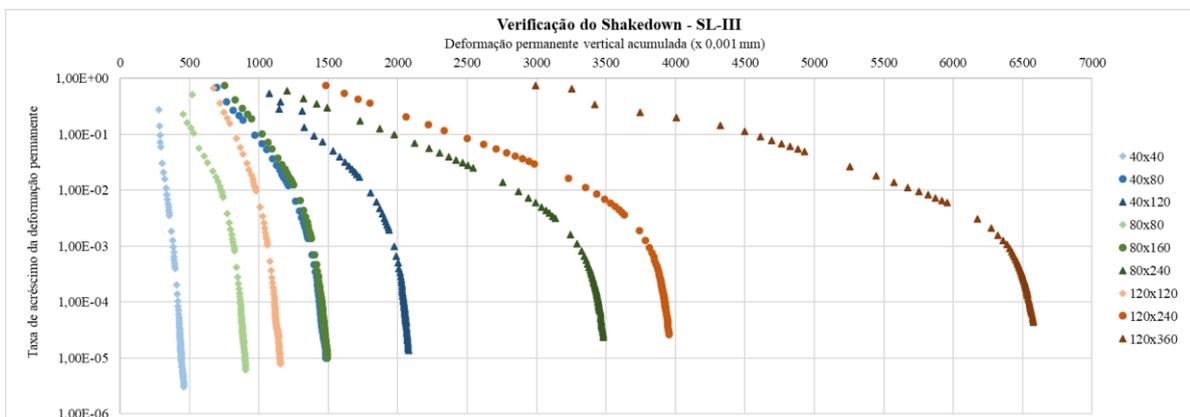


Figura 5.48. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-III.

Para o cenário de multiestágios analisado na amostra de solo do subleito SL-III, não foi possível executar todos os ciclos com os pares de tensões da terceira sequência, devido ao acúmulo de deformação plástica que o corpo de prova sofreu, ultrapassando o limite de aquisição de dados da régua potenciométrica dos equipamentos triaxiais disponíveis no laboratório do DER-DF (Figura 5.49).

Em contrapartida, uma situação diferente foi observada no teste de pares de tensões individuais por corpo de prova. Apesar da deformação elevada foi possível obter os dados dos nove pares de tensões.

Este comportamento do solo pode ser justificado devido à dependência da tensão confinante. Ao acumular deformações dos menores pares de tensões, o efeito de acomodação, observado nas sequências dos solos SL-I e SL-II, não obteve a mesma representação no solo SL-III, o que levou a patamares de DP maiores a cada aumento da tensão desvio, mesmo que o nível máximo de DP, de aproximadamente 6,7%, tenha sido o mesmo para a situação do ensaio convencional, apesar dos pares de tensões não serem correspondentes.

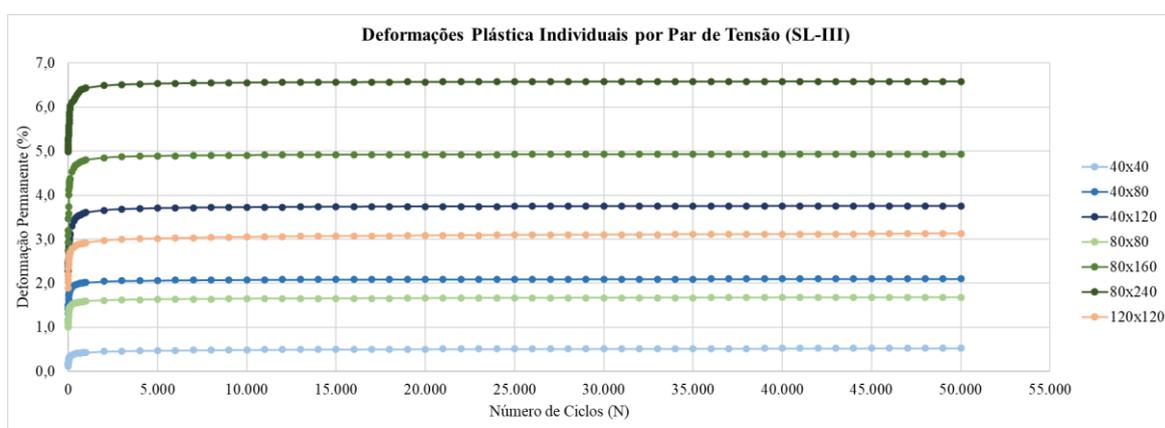


Figura 5.49. Comportamento da DP por multiestágios da amostra SL-III.

A análise estatística, que permitiu a aplicação do modelo matemático de Guimarães (2009) e a obtenção dos valores estimados dos parâmetros de regressão, evidenciou um ajuste satisfatório dos dados obtidos em ensaio, apresentando um R^2 de 0,945, conforme apresentado na Tabela 5.24. Este ajuste se apresenta como um aspecto positivo da aplicação do modelo.

No entanto, tendo em vista que a DP do multiestágio foi significativamente influenciada pelo valor acumulado das tensões, conduzindo a excessivas deformações, cabe analisar se os parâmetros obtidos são correspondentes em termos de resposta às aplicações propostas pela metodologia do MeDiNa, assim como os coeficiente calculados por meio dos dados de DP por estágios convencionais.

Os demais parâmetros estatísticos associados à análise realizada não evidenciaram anomalias dos dados calculados.

Tabela 5.24. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra SL-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	1,442553	0,057959	24,88926	0,00	1,328688	1,556419	0,945
Ψ_2	-0,322435	0,034053	-9,46849	0,00	-0,389336	-0,255534	
Ψ_3	1,559239	0,029864	52,21068	0,00	1,500568	1,617910	
Ψ_4	0,036013	0,003394	10,61015	0,00	0,029345	0,042682	

Em relação ao cálculo dos valores observados *versus* os valores previstos, demonstrados na Figura 5.50, nota-se uma dispersão maior de pontos, quando comparado com a situação verificada na análise do ensaio convencional de 150.000 ciclos. Na análise dos resíduos, apesar da linearidade dos dados, o comportamento normal, não apresentou uma boa correspondência, sendo indicativos de um ajuste que apesar de ser satisfatório, apresenta aspectos estatísticos distintos do que foi observado na análise dos dados do ensaio convencional.

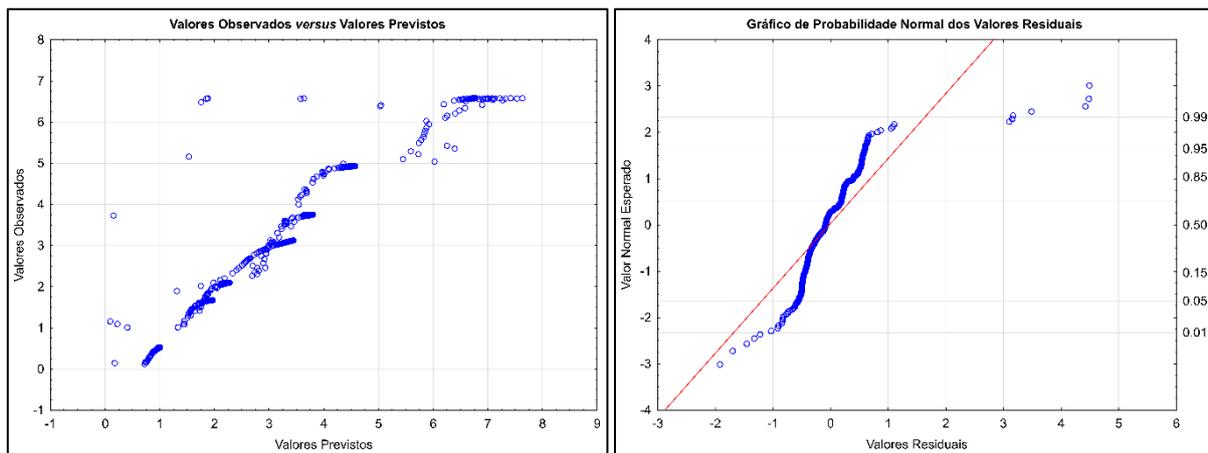


Figura 5.50. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra SL-III.

Quanto ao comportamento da DP para o número de ciclos acumulado de cada sequência, tem-se os resultados apresentados na Figura 5.51, sendo possível verificar os patamares de acréscimo de deformação a cada incremento de tensão desvio, destacando também que, na sequência 3, ocorreu somente a realização do primeiro par de tensões proposto.

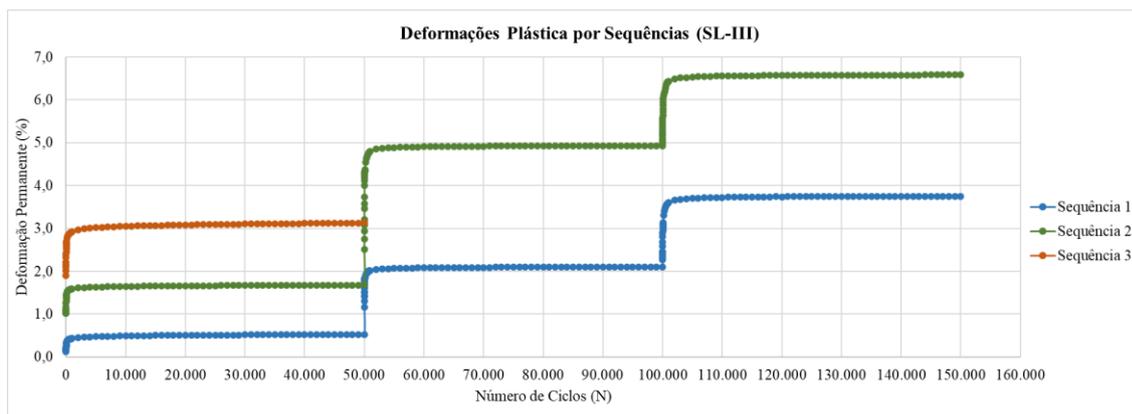


Figura 5.51. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-III.

Ao analisar os mesmos resultados de DP, mas de forma em que o N fosse acumulado para cada sequência, verificou-se algumas alterações nos resultados estatísticos, sendo que o ajuste da equação analisada foi pouco influenciado por essa variação da análise, obtendo um R^2 de 0,933.

Quanto ao demais parâmetros estatísticos, somente o coeficiente Ψ_2 , apresentou significância -p diferente de zero, mas inferior a 0,05, o que não permite adotar como nula a significância do parâmetro estimado para a previsão de comportamento do modelo matemático (Tabela 5.25).

Tabela 5.25. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo SL-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	1,205215	0,148809	8,09905	0,000000	0,912865	1,497564	0,933
Ψ_2	-0,157370	0,050354	-3,12526	0,001877	-0,256295	-0,058444	
Ψ_3	1,390532	0,045758	30,38868	0,000000	1,300636	1,480428	
Ψ_4	0,056682	0,013308	4,25913	0,000024	0,030537	0,082828	

Em relação ao cálculo dos valores observados *versus* os valores previstos, demonstrados na Figura 5.52, nota-se uma dispersão maior de pontos, da mesma forma como observado na situação de análise separada dos pares de tensões de cada sequência. Na análise dos resíduos, apesar da linearidade dos dados, o comportamento normal mais uma vez não apresentou uma boa correspondência. Ainda assim, este valor não influenciou na obtenção de um ajuste satisfatório da equação utilizada.

Neste solo, o ajuste dos resultados de DP por multiestágios foi inferior ao obtido com os dados do ensaio convencional. Apesar disso, esta diferença não foi suficientemente grande para invalidar o uso do modelo matemático, mantendo-se resultados satisfatórios em ambas as situações.

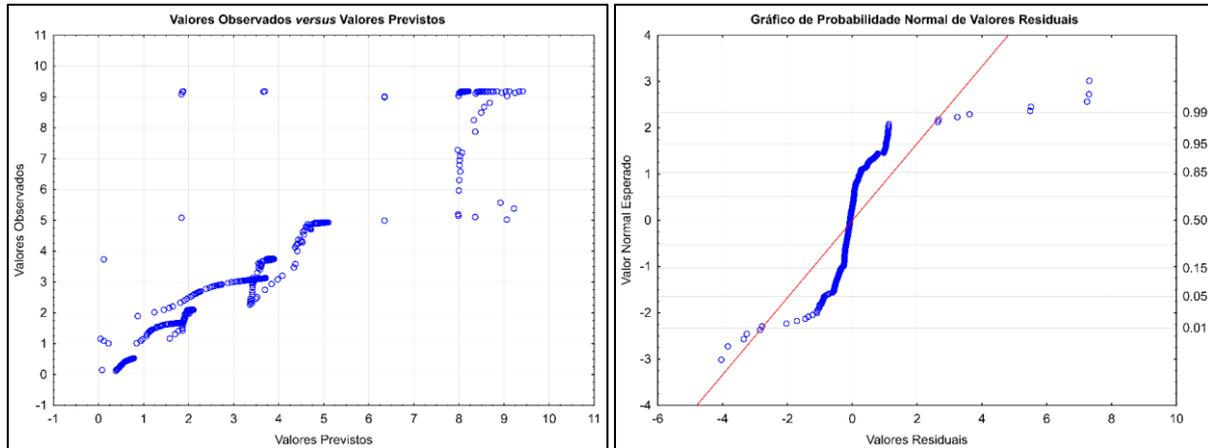


Figura 5.52. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-III

Por meio da análise do *shakedown* da Figura 5.53, notou-se que o comportamento das deformações plásticas foi similar em ambas as situações, onde a amostra apresentou uma tendência de acomodamento plástico, assim como observado nos pares de tensão do ensaio convencional. Apesar deste comportamento final, as curvas referentes a sequência 2, com destaque aos pares de tensões 80x160 e 80x240, verificou-se um comportamento duplo, inicialmente apresentou uma tendência de escoamento plástico, seguido do acomodamento plástico.

As deformações acumuladas elevadas, especialmente para sequência 3 com a impossibilidade de obtenção de resultados de todos os pares de tensões, discrepante do que foi observado na condição convencional do ensaio, aponta para um aspecto negativo da adoção deste método para este tipo de solo.

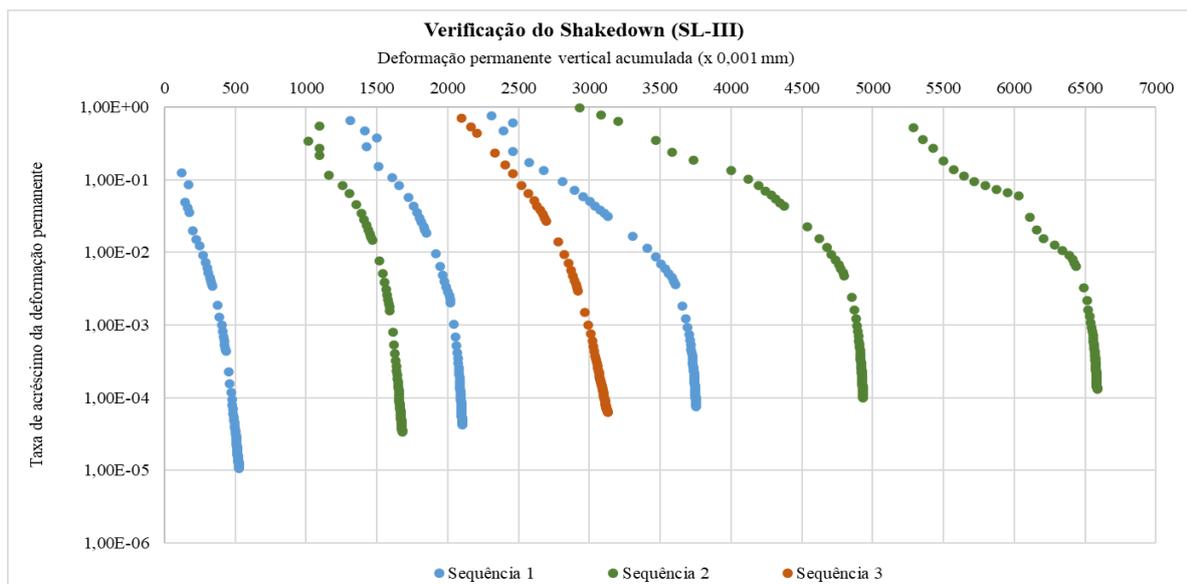


Figura 5.53. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra SL-III

5.4. SOLOS DE SUBLEITO IV (SL-IV)

5.4.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-IV

A análise da MEV para o solo SL-IV, realizado tanto para a amostra em seu estado natural quanto para a amostra trabalhada, conforme Figuras 5.54 a 5.57, demonstraram que as partículas não apresentaram diferenciações substanciais entre si em relação a sua estrutura física externa. Este aspecto ocorre em função do grau de alteração das partículas decorrente do processo de intemperismo, sendo possível também verificar a ocorrência de concreções de partículas, além do despendimento de finos quando trabalhada a amostra, associados ao comportamento das concreções lateríticas

Apesar da forma das partículas ser similares em ambos os cenários, nota-se a ocorrência maior de partículas finas associadas a argila na amostra trabalhada, possivelmente originadas do processo de aplicação de energia mecânica para compactação e ensaios triaxial. Esse processo pode ter desencadeado sagração das partículas cimentadas, que levam à formação de grãos memores, como observado na análise MEV.

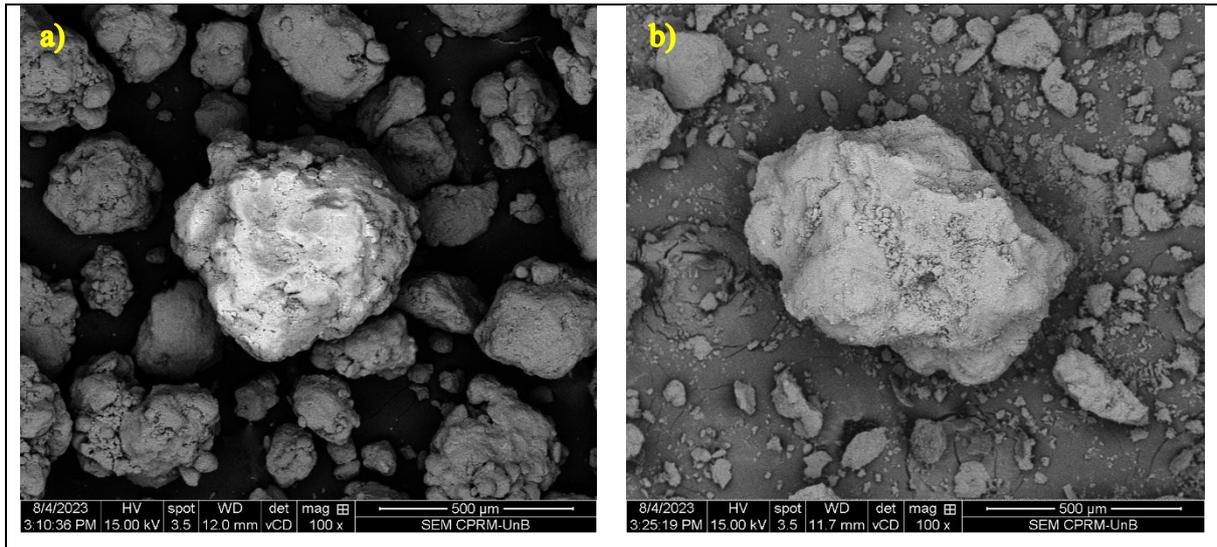


Figura 5.54. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-IV. a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

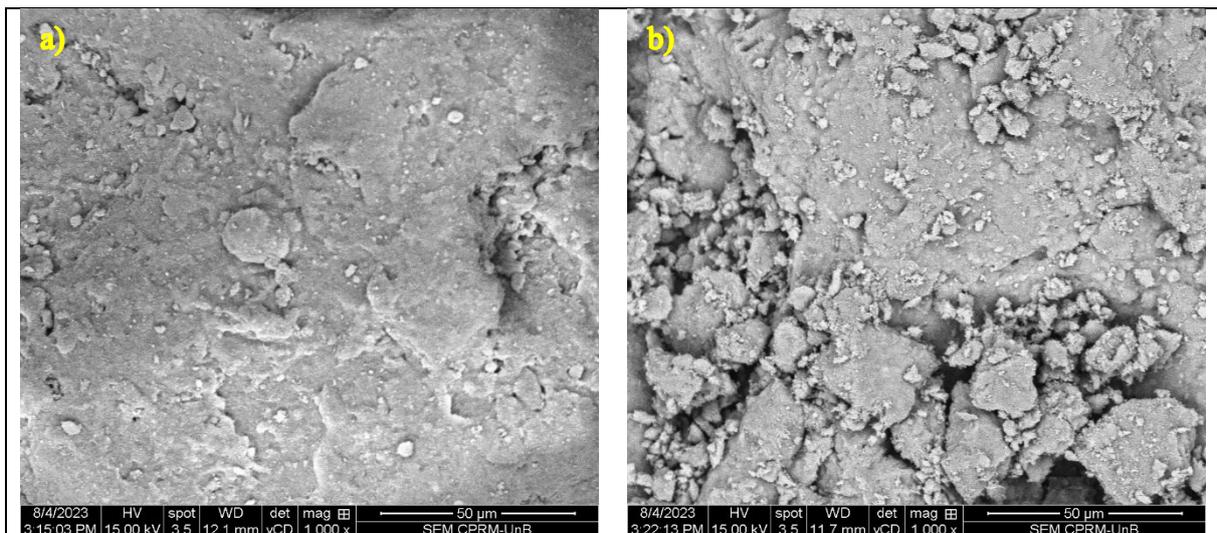


Figura 5.55. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-IV. a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

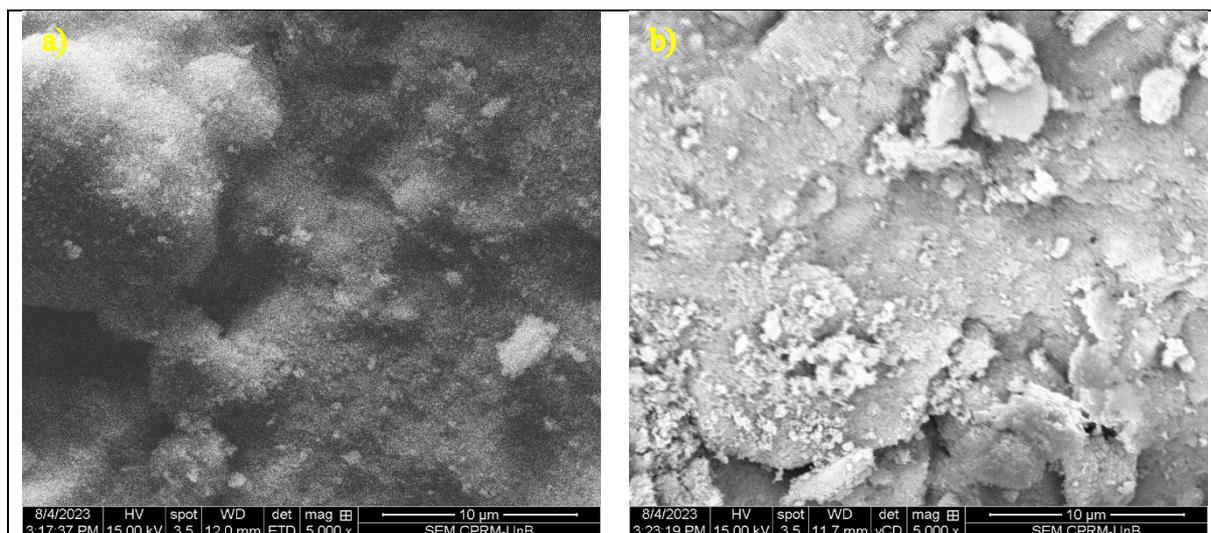


Figura 5.56. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-IV. a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

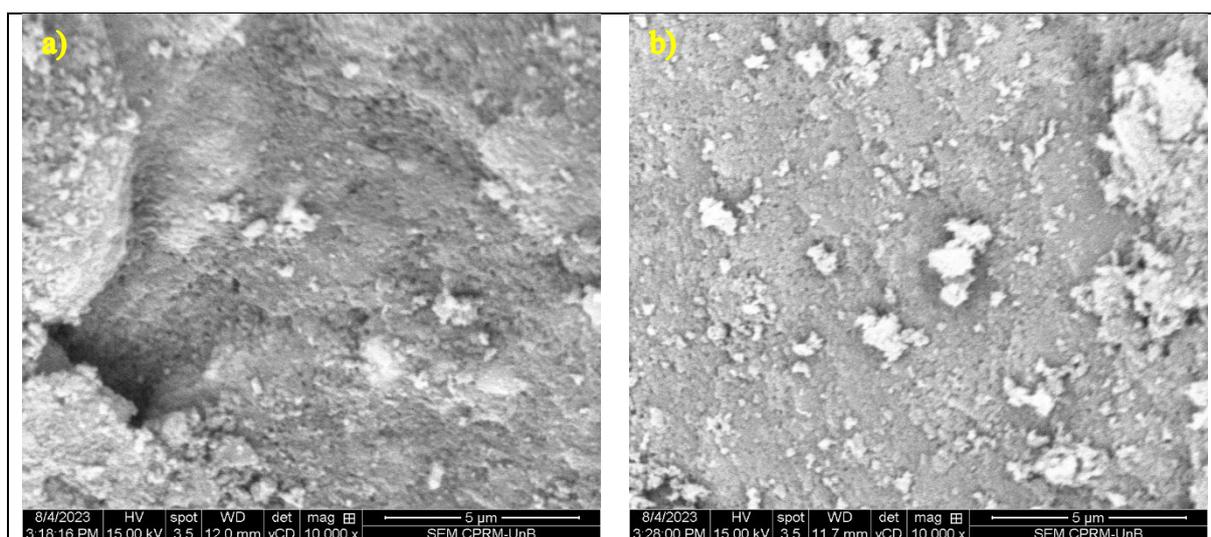


Figura 5.57. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito SL-IV. a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.

A análise EDS evidenciou a ocorrência de minerais semelhantes à amostra SL-III, conforme ilustrado na Figura 5.58.

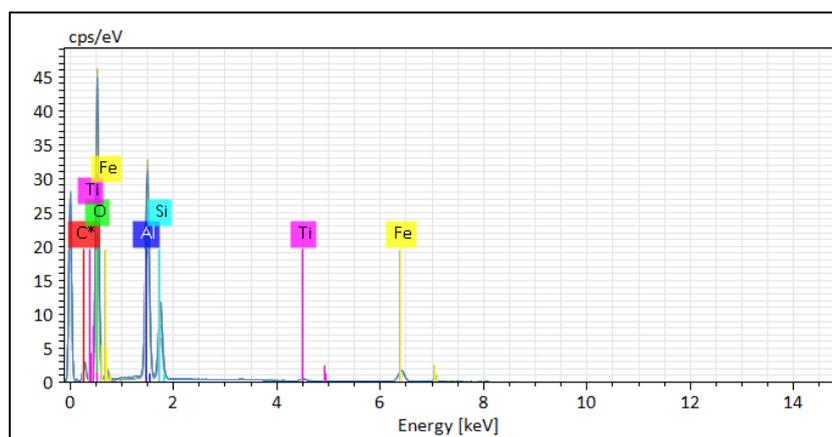


Figura 5.58. Gráfico de energia dispersiva da amostra SL-IV.

Conforme apresentado na Tabela 5.26, os elementos de maiores concentrações foram o oxigênio, alumínio, ferro, silício e titânio, respectivamente, indicando a ocorrência de formações de óxidos na estrutura do solo, além de apresentar carbono, possivelmente associado a presença de matéria orgânica.

Apesar da composição molecular apontar para uma semelhança de minerais entre essa amostra e o solo SL-III, a proporção de concentração de massa foram diferentes, indicando processos de mudanças químicas que apresentam similaridade, mas que ocorrem em diferentes intensidades.

Tabela 5.26. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra SL-IV

Concentração de Massa (%) – SL-IV							
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Titânio	Ferro	Soma
Média (%)	12,08	51,08	17,58	8,06	0,78	9,16	98,74
Sigma	0,62	2,89	0,44	0,33	0,05	0,20	2,54

Os resultados obtidos por meio do ensaio de ataque sulfúrico (Tabela 5.27), evidenciaram a ocorrência predominante de óxido de alumínio, além de apresentar uma relação elevada de Al_2O_3/Fe_2O_3 , indicadores de processo avançado de intemperização do solo. Quanto aos índices K_i e K_r , estes apresentaram semelhanças de resultados com o que foi observado na amostra SL-III, indicando solos do tipo gibbissíticos.

Estes aspectos aliados com a classificação pedológica e MCT semelhantes, além do aspecto físico do solo, apontam para um processo de intemperismo semelhante, apesar da distância geográfica de localização entre os solos dentro do DF.

A alteração dos solos em função de eventos intempéricos pode ser influenciada por aspectos físicos do relevo. As amostras SL-III e SL-IV, apesar da distância geográfica têm sua

ocorrência em regiões de relevo com relevo e formações geológica diferentes, favorecendo os processos de alteração do solo.

Tabela 5.27. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra SL-IV.

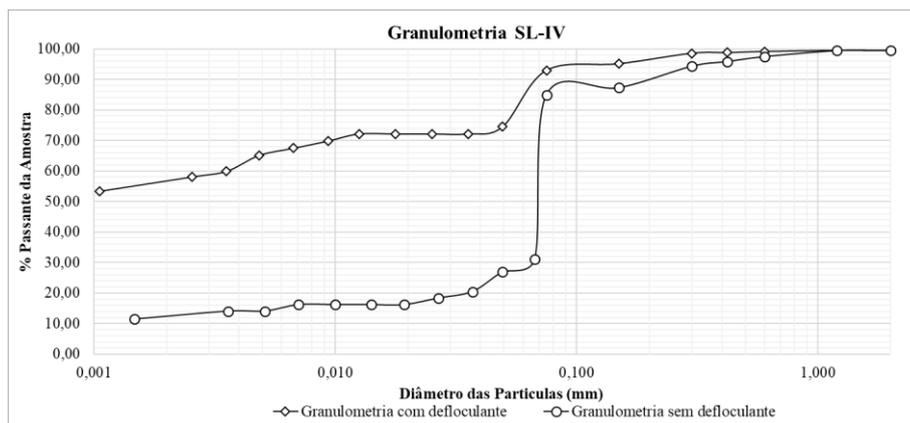
Ataque Sulfúrico – SL-IV		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO ₂	0,82%
Óxidos de Alumínio	Al ₂ O ₃	42,75%
Óxidos de Ferro	Fe ₂ O ₃	0,59%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,03
Kr	-	0,03
Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃	Al/Fe	112,87

5.4.1.1. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL

Na Figura 5.59, apresenta-se a curva granulométrica, com e sem uso de defloculante, sendo possível observar uma clara alteração das propriedades de diâmetro das partículas em ambas as situações.

Nota-se, ao analisar a curva granulométrica da amostra SL-IV, sem defloculante, a ocorrência de um solo arenoso fino. Porém, quando submetido a um meio de defloculação, o mesmo se apresenta como um solo predominantemente argiloso. Esta diferença evidente entre as curvas aponta para a formação de concreções das partículas de argila que resultam em partículas de granulometria arenosa, mas que se trata de apenas um aspecto físico do solo natural, sendo que sua real característica é de solo fino.

Apesar da mesma pedologia e da similaridade de aspectos microestruturais do solo SL-IV com o solo SL-III, a curva granulométrica evidenciou uma situação discrepante de como a estrutura dos solos se apresenta no seu estado natural. Esta distinção pode indicar que solos em maior profundidade (SL-III) podem apresentar elevado grau de intemperismo, mas com pouca ocorrência de concreções lateríticas, diferentemente de solos superficiais, como o da amostra SL-IV.



5.59. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-IV.

O ensaio de compactação Mini-MCV permitiu a obtenção dos parâmetros necessários à classificação MCT do solo. Estes parâmetros, apresentados na Tabela 5.28, demonstram a ocorrência de um solo de comportamento laterítico argiloso (LG'), Figura 5.60, assim como observado no solo SL-III de mesma pedologia (latossolo).

O solo SL-IV apresenta os comportamentos e' e c' menores que os observados no SL-III, indicativo de um solo mais arenoso. Este aspecto, colaborado com a observação das visualizações de MEV, pode evidenciar que o processo de aplicação de energia mecânica de compactação não é suficiente para eliminar completamente as concreções do solo, principalmente nesta amostra SL-IV, que apresenta um solo de aspecto arenoso, sendo essencialmente argiloso. Desse modo, o paralelo pretendido entre o agente defloculante e a energia mecânica possuem limitações, tendo em vista que ambos atuam em diferentes intensidades na amostra.

Tabela 5.28. Índices obtidos pela compactação mini-MCV da amostra SL-IV.

Resultados da compactação Mini-MCV para o solo do subleito SL-IV			
Coefficiente c'	Coefficiente d'	Coefficiente e'	Classificação MCT
1,84	41	0,88	LG'

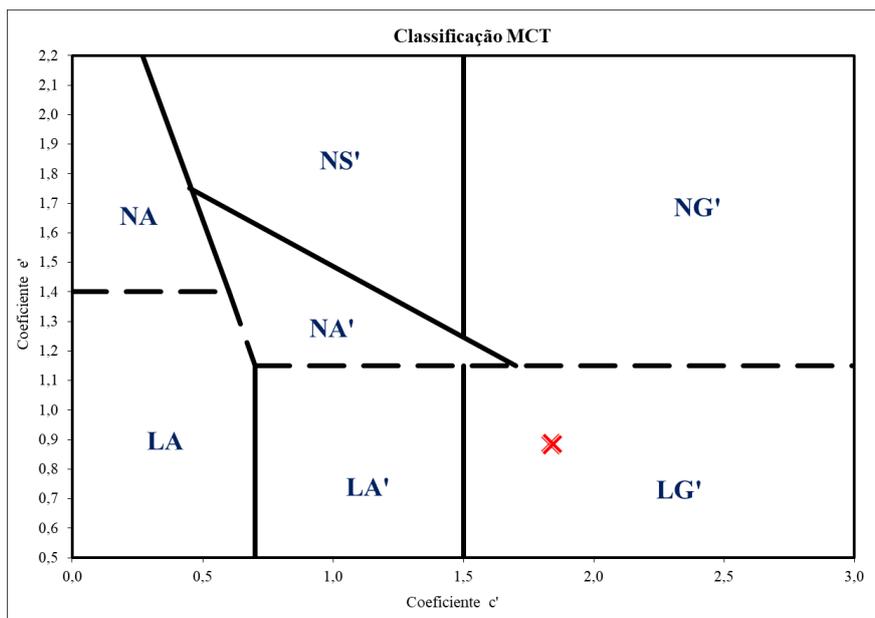


Figura 5.60. Classificação MCT da amostra SL-IV

5.4.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO DE SUBLEITO SL-IV

Para a obtenção da curva de compactação utilizando o cilindro de ISC, conforme ilustrado na Figura 5.61, foi necessário empregar teores de umidade mais elevados em comparação com as amostras analisadas neste estudo. Apesar do aspecto arenoso do solo natural, indicativo de uma menor necessidade de teor de umidade, a condição ótima de umidade identificada para este solo em particular revelou uma concentração considerável de finos, conforme evidenciado pela curva granulométrica com o uso de defloculante. Estes resultados sugerem que as partículas concrecionadas exibem uma superfície específica elevada, possivelmente associada à presença de uma estrutura porosa nos grãos de solo intemperizado que associado à sua fragmentação por impacto, eleva o teor de umidade necessário para a trabalhabilidade da amostra.

No que diz respeito ao ISC, conforme apresentado na Tabela 5.29, embora tenha sido superior ao observado nos solos analisados no Distrito Federal, seu valor não demonstrou um aumento significativo em comparação com amostras de mesma classificação pedológica, como é o caso do solo SL-III.

Apesar do solo SL-IV apresentar uma elevada concentração de argila, a expansibilidade do CP não foi expressivamente alta. Observou-se, entretanto, um aumento deste efeito à medida que o teor de umidade aumentava, contrariando a tendência observada no solo SL-III.

Em resumo, ao ser comparada com o solo SL-III, a amostra SL-IV exibiu um baixo valor de MEAS, um teor de umidade elevado e um ISC sem ganho significativo. Estas observações indicam a complexidade das características do solo em questão e ressaltam a importância de considerar fatores como a presença de finos, a superfície específica das partículas e a influência da umidade na compactação do solo.

Tabela 5.29. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra SL-IV.

Energia de compactação AASHO Intermediária					
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,356	1,442	1,404	1,347	1,442
Umidade (%)	26,3	28,6	30,8	33,1	28,6
ISC (%)	2,8	11,1	4,6	2,2	11,1
Expansão (%)	0,10	0,47	0,6	0,63	0,45

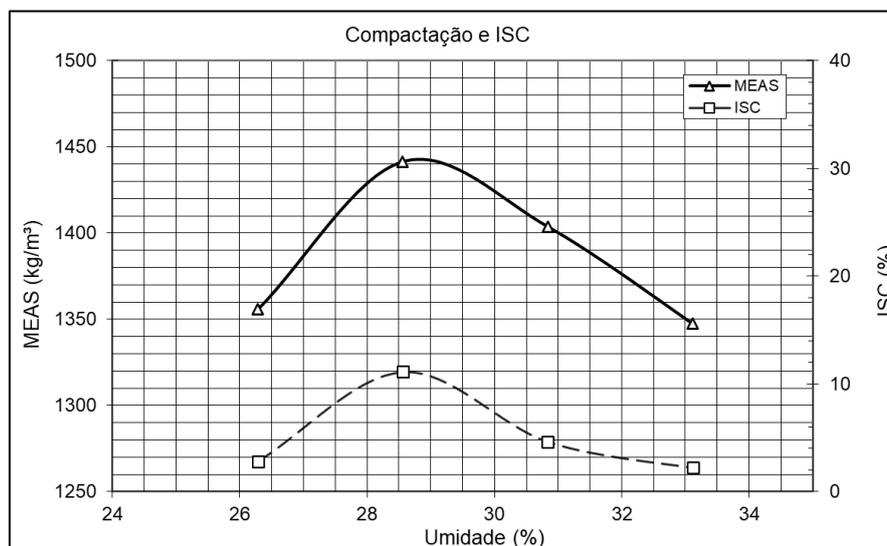


Figura 5.61. Curva de compactação e ISC da amostra SL-IV.

A curva de compactação obtida pelo cilindro tripartido, produziu CP como os que estão apresentados na Figura 5.62, permitindo observar o aspecto avermelhado deste solo, assim como o solo SL-III. Este solo obteve uma excelente relação de MEAS e teor de umidade ótima entre os métodos de compactação, conforme evidenciado pela Tabela 5.30. Outro aspecto, fortemente associado a solos argilosos, foi o surgimento de trincas durante a secagem dos CP, devido a retração do solo, principalmente nas interfaces de camadas da compactação.

Os resultados do MR médio ao longo da curva de compactação exibiram um comportamento atípico em relação aos solos analisados neste estudo. O ponto extremo do ramo seco destacou-se ao apresentar o maior valor de MR, seguido por uma tendência decrescente

em consonância com o aumento do teor de umidade, sendo que a condição de umidade ótima manteve o valor do MR estável.

À medida que avançou para o ramo úmido, observou-se que o quarto ponto, já no ramo úmido da curva de compactação, apresentou um valor de MR superior aos dois pontos anteriores. Entretanto, o último ponto da curva de compactação não pôde ser lido devido ao elevado teor de umidade, provocando exclusivamente a ocorrência de deformações plásticas.



Figura 5.62. Corpo de prova, 200 mm x 100 mm, da amostra SL-IV.

Tabela 5.30. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra SL-IV.

Pontos de Compactação	Energia de compactação Intermediária					Condição Ótima
	1°	2°	3°	4°	5°	
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,283	1,388	1,459	1,433	1,404	1,459
Umidade (%)	26,16	27,56	28,46	29,31	32,08	28,46
MR (MPa)	231,4	152,4	146,7	196,9	-	146,7
G _s (g/cm ³)				2,740		
<i>e</i>	1,13	0,97	0,88	0,91	0,95	0,88
<i>n</i>	0,53	0,49	0,47	0,48	0,49	0,47
<i>Sr</i> (%)	63	78	89	90	92	89

Na Figura 5.63, apresenta-se a relação do MR com a MEAS para os teores de umidade da curva de compactação, nota-se o comportamento irregular do resultado do MR, com destaque para os pontos anterior e posterior à umidade de máxima densidade, que não apresentam o comportamento típico de queda com o aumento de umidade, já o último ponto apresentou deformações plásticas excessivas, que impossibilitou a aquisição de dados do retorno elástico, e, conseqüentemente, a definição de um valor médio de MR para este ponto.

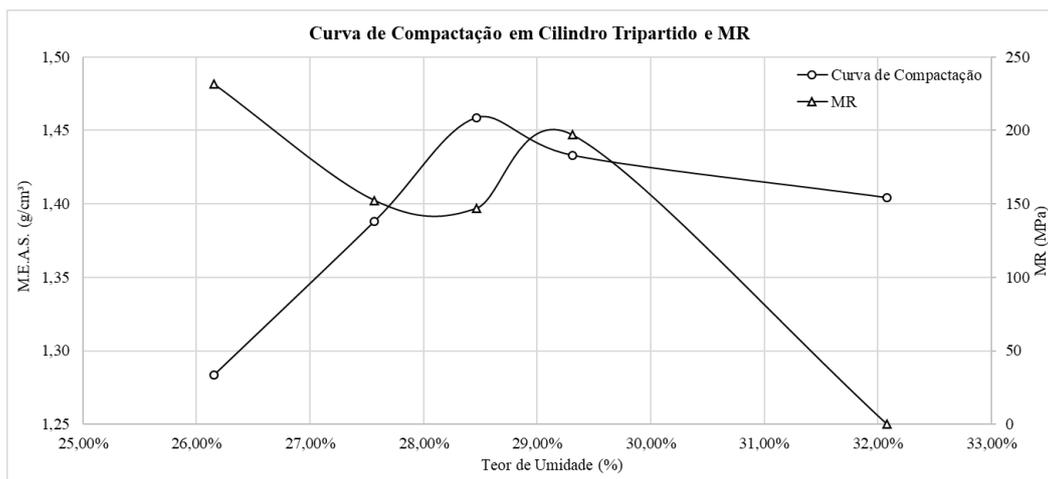


Figura 5.63. Curva MEAS e MR da amostra SL-IV.

Utilizando o resultado do MR da umidade ótima, foi aplicada a equação matemática para análise do comportamento dos resultados obtidos pelo ensaio para diferentes estados de tensões. Os resultados dos coeficientes de regressão estimados, bem como os parâmetros estatísticos, estão apresentados na Tabela 5.31.

A análise efetuada, demonstrou um ajuste menor de dados de ensaio com o modelo matemático composto, alcançando um R^2 de 0,759. Os valores dos parâmetros estatísticos não indicaram problemas matemáticos que pudessem estar associados à análise, apesar do teste de significância – p indicar que o parâmetro k_2 apresentou valor maior que 0,05, indicativo de uma menor significância deste parâmetro no modelo de análise.

Tabela 5.31. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra SL-IV.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	208,7861	24,26647	8,60389	0,000012	153,8915	263,6807	0,759
k_2	0,1255	0,04961	2,53043	0,032212	0,0133	0,2377	
k_3	-0,1343	0,03830	-3,50746	0,006645	-0,2210	-0,0477	

Ao verificar o comportamento do MR aplicado no modelo composto, nota-se uma tendência de comportamento similar à observada na amostra SL-II, indicando pouca influência da tensão confinante para obtenção dos valores de MR, provavelmente devido ao aspecto coesivo do solo proporcionado pela parcela de finos (Figura 5.64), ressaltando que apesar desta evidência, a tensão confinante é essencial no entendimento do comportamento.

Em linhas gerais, observa-se que, o valor de módulo de resiliência para uma tensão confinante fixa, aumenta substancialmente à medida que o carregamento da tensão desvio diminui. Se fixar uma tensão desvio, o aumento da tensão confinante melhora o desempenho do MR, mas com uma intensidade inferior ao que ocorre na situação inversa, sendo este um comportamento do que foi observado no solo SL-III, além de poder estar associado à composição granulométrica do solo.

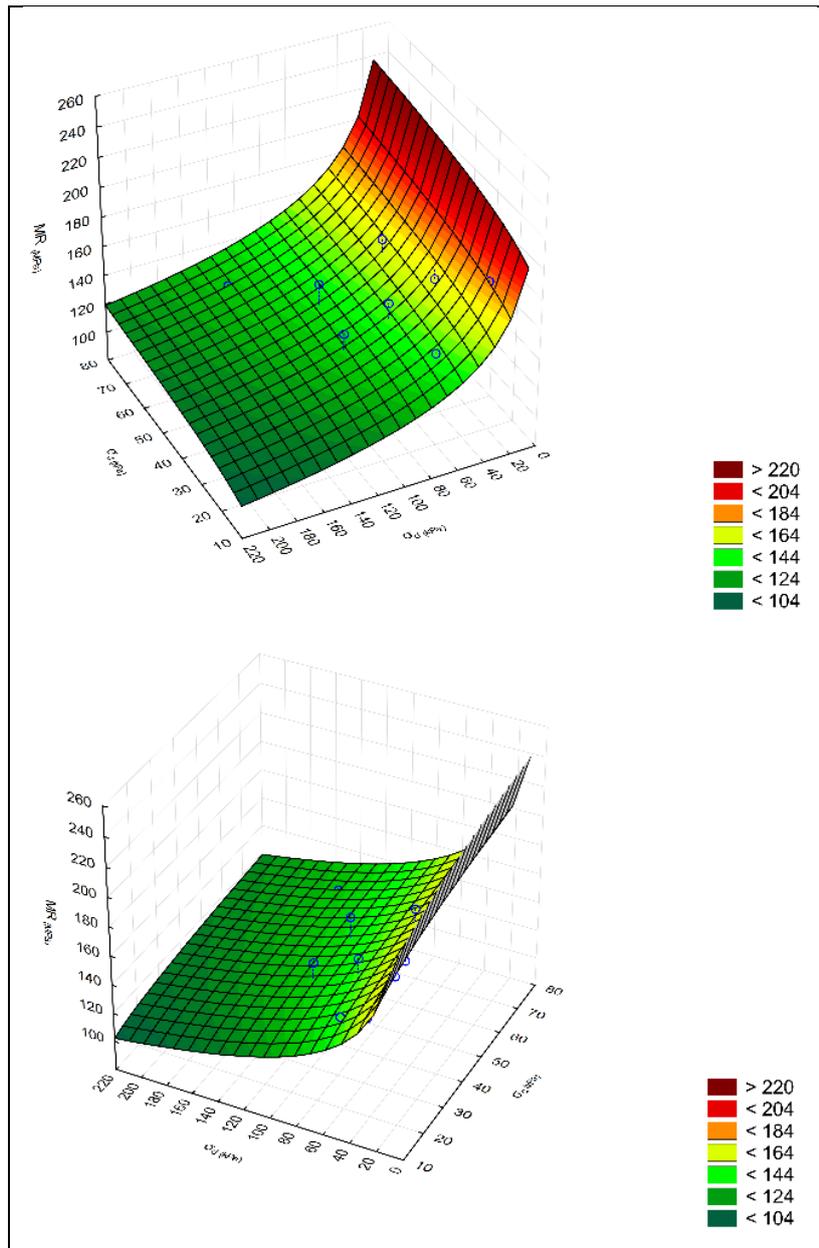


Figura 5.64. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SL-IV).

Quanto à DP deste solo, verificou-se que o patamar máximo atingido pelo maior par de tensão foi aproximadamente metade do que foi observado no solo SL-III, indicando um comportamento melhor de deformação plástica.

Uma situação atípica deste solo foi verificada nos dados de DP apresentados na Figura 5.65. É possível observar que os valores de taxa de deformação plástica das relações de pares de tensões $\sigma_1/\sigma_3=3$ apresentam deformações maiores que a condição de maior carregamento desvio, $\sigma_1/\sigma_3=4$. Esta situação foi verificada nas três condições de tensão confinante.

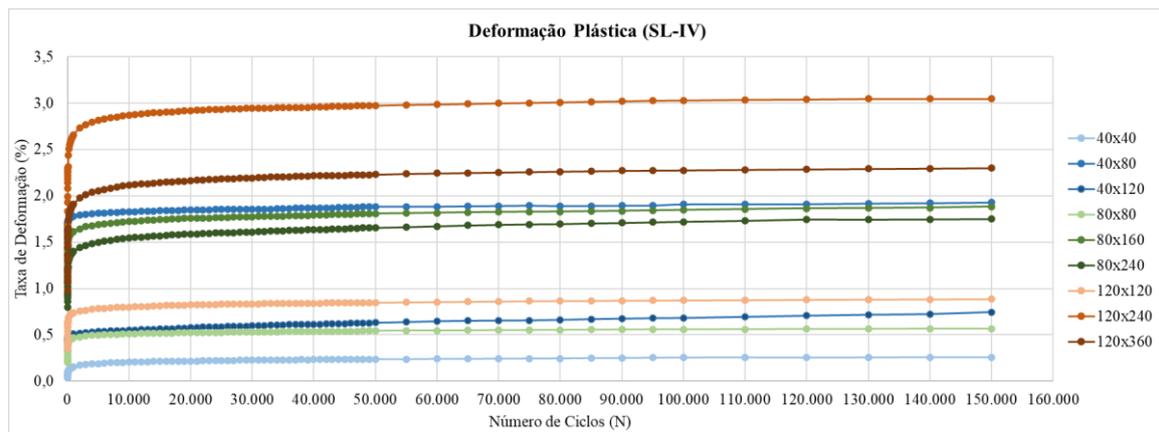


Figura 5.65. Comportamento da DP da amostra SL-IV.

A análise estatística apresentada na Tabela 5.32, demonstrou que para os resultados obtidos para este solo, o ajuste do modelo matemático com os dados adquiridos não foi satisfatório, apresentando um R^2 de 0,759. Assim, como o que foi verificado nos resultados de MR, e considerando o nível de confiança da análise, foi possível estimar os parâmetros de regressão, bem como os valores associados ao teste estatístico, que por sua vez não apresentou inconsistência nas análises.

Tabela 5.32. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-IV

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,326640	0,019555	16,70384	0,000000	0,288255	0,365026	0,759
Ψ_2	0,182352	0,049493	3,68442	0,000245	0,085201	0,279504	
Ψ_3	0,650957	0,035820	18,17301	0,000000	0,580645	0,721270	
Ψ_4	0,044948	0,005273	8,52357	0,000000	0,034596	0,055299	

Na Figura 5.66, apresenta-se a relação de valores observados *versus* valores previstos onde os dados aparecem dispersos sem uma linearidade normal bem definida, enquanto os valores residuais apresentaram descontinuidades ao longo do eixo normal. Todos estes aspectos contribuem para que o ajuste do modelo siga uma perspectiva menos favorável na análise destes dados.

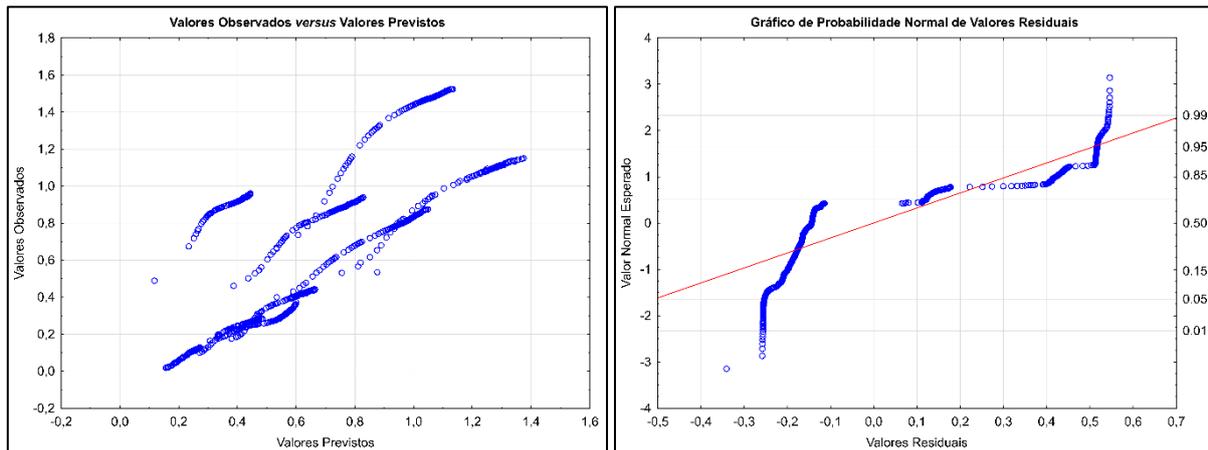


Figura 5.66. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra SL-IV.

A análise de comportamento de *shakedown* apresentou duas tendências principais. A primeira referente às menores relações de pares de tensões, apresentou comportamento de acomodação plástica, apesar da taxa de acréscimo de DP ficar próxima da ordem de 10^{-6} . Na segunda, a tendência foi de escoamento plástico, observado com maior clareza nos maiores pares de tensões, apesar de algumas relações sugerirem a ocorrência de escoamento, como observado na Figura 5.67, nos pares 120x240 e 120x360.

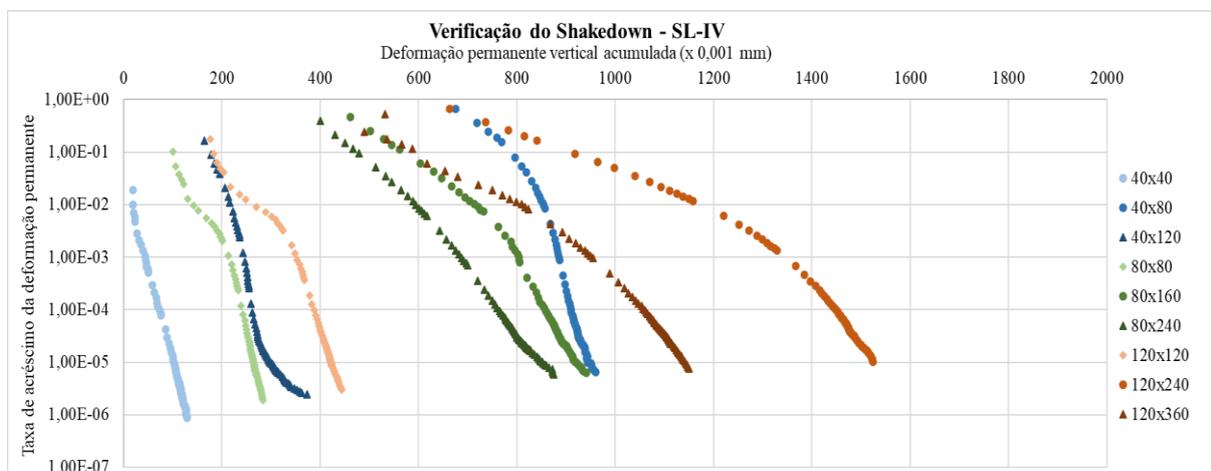


Figura 5.67. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-IV.

Apesar destes bons resultados frente ao MR e DP, este solo, por apresentar elevado teor de umidade e granulometria fina, pode apresentar patologias *in situ* como fissuras por retração, instabilidades devido ao aumento do teor de umidade em períodos chuvosos, além da colapsividade do solo concretado, que, mesmo compactado, pode conservar partículas concretadas que se fragmentam diante de condições elevadas de carregamento (ocorrência de tráfego elevado discrepante do número N projetado para a vida útil do pavimento) e alteração química (como ocorrência de drenagem causada por redes clandestinas de esgoto ao longo da margem da rodovia).

Na Figura 5.68, apresentam-se as relações de acréscimo de deformações plásticas por pares de tensões individuais. De modo geral, a escala de deformações máximas foi compatível com o observado no ensaio de DP convencional, apesar das escalas por pares de tensões serem influenciadas pelo acúmulo destes pares por sequências analisadas.

Em relação ao aspecto atípico das DP da análise anterior do ensaio convencional, devido ao ensaio multiestágios apresentar a relação acumulada das deformações plásticas, não foi possível verificar a ocorrência do mesmo comportamento de deformações maiores para as relações de tensão $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ em relação às tensões $\sigma_1/\sigma_3 = 4$.

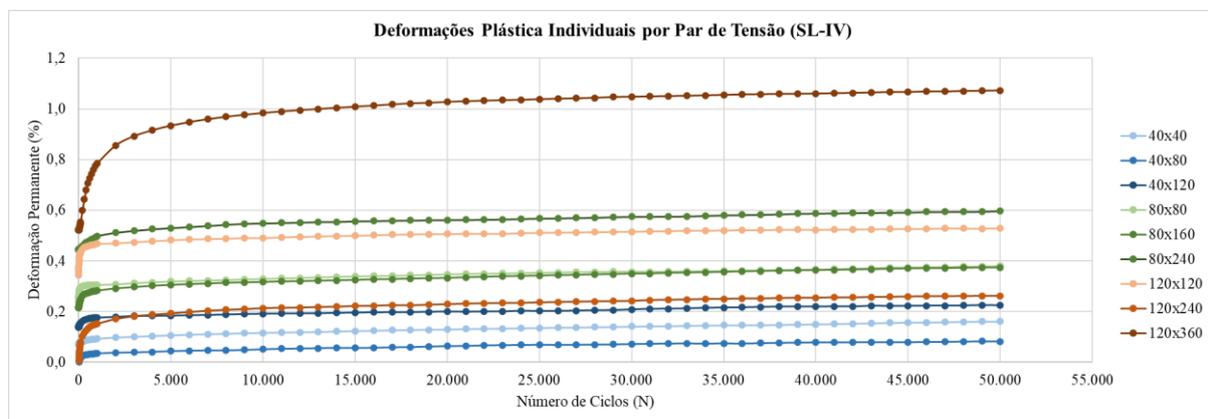


Figura 5.68. Comportamento da DP por multiestágios da amostra SL-IV.

Quanto à análise estatística de aplicação do modelo matemático em questão para cálculos dos parâmetros estimados de regressão, verificou-se que o resultado apresentou um ajuste melhor do que o observado nas sequências convencionais, que apesar de inferior quando comparado a outros solos, teve substancial ganho para esta análise de multiestágios, apresentando R^2 de 0,892.

Quanto aos parâmetros estatísticos associados às análises, não houve nenhum valor que pudesse indicar anormalidade, soluções degenerada ou de parâmetro sem significância para o modelo de comportamento, como pode ser observado na Tabela 5.33.

Tabela 5.33. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra SL-IV.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,392734	0,013711	28,64322	0,00	0,365811	0,419656	0,892
Ψ_2	0,996613	0,031019	32,12931	0,00	0,935706	1,057520	
Ψ_3	0,205839	0,005645	36,46178	0,00	0,194754	0,216923	
Ψ_4	0,044825	0,003764	11,90750	0,00	0,037434	0,052217	

Conforme apresentado na Figura 5.69, os resultados da análise dos valores observados *versus* os resultados previstos, apresentaram maior linearidade do que a solução obtida para os resultados do ensaio convencional, apesar de ainda haver a ocorrência de tendências de comportamento dispersos que apresentam relações discrepantes na análise, associados ao resultado dos maiores pares de tensões.

Quanto à probabilidade normal dos valores residuais, verificou-se que o ajuste dos resultados foi satisfatório, apesar da dispersão dos dados nas extremidades do resultado, característica também observada em outras análises.

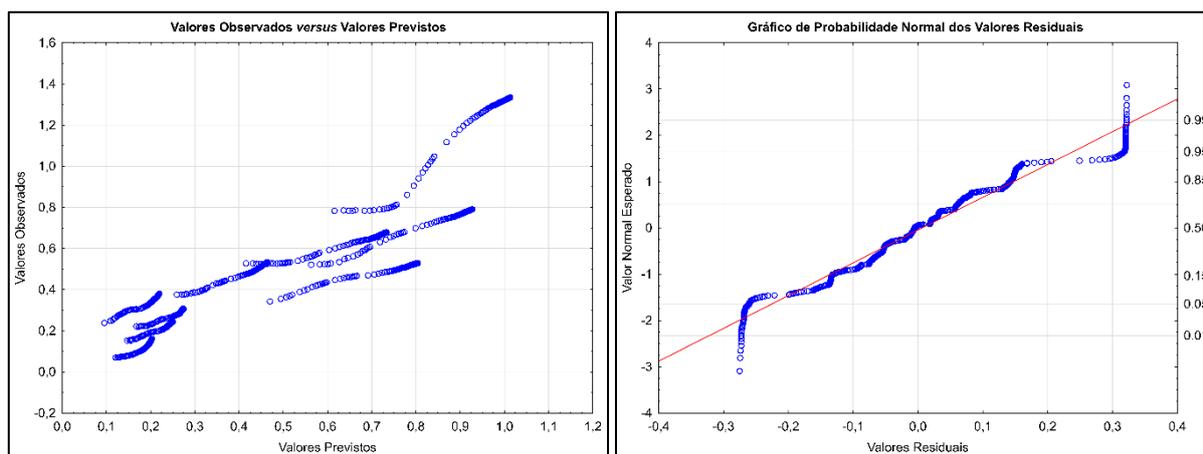


Figura 5.69. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra SL-IV.

Ao se aplicar os resultados de deformação plástica em ciclos agrupados por sequências, verificou-se o comportamento observado no gráfico da Figura 5.70, em que se nota a proporção das deformações com o avanço do incremento da tensão desvio, nas sequências 1 e 2, apresentando transições similares, sem ganhos de DP substanciais, como observado na sequência 3.

Por se tratar dos mesmos valores observados na análise anterior, nota-se que o comportamento é o mesmo indicado no gráfico com ciclos individuais por par de tensões, sendo estes valores de DP crescente, indicando comportamento associado ao escoamento plástico.

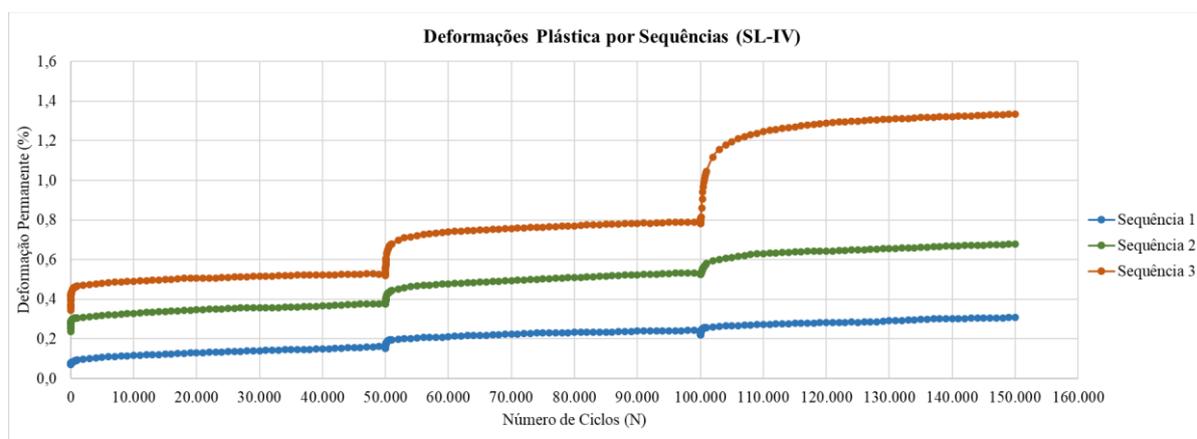


Figura 5.70. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-IV

Os dados da Figura 5.71, onde se encontram os resultados da análise dos valores observados *versus* os resultados previstos, demonstram o mesmo comportamento de linearidade observado anteriormente, apesar de haver a ocorrência de tendências de comportamento dispersos, especialmente para os maiores valores, indicando que o comportamento de previsão pode ser influenciado por este aspecto.

Quanto à probabilidade normal dos valores residuais, verificou-se que o ajuste dos resultados foi satisfatório, apesar da dispersão dos dados nas extremidades do resultado, sendo a mesma característica observada na análise anterior.

Tabela 5.34. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo SL-IV.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,123129	0,014088	8,73972	0,00	0,095466	0,150793	0,907
Ψ_2	0,913147	0,027970	32,64752	0,00	0,858227	0,968068	
Ψ_3	0,201448	0,005186	38,84786	0,00	0,191266	0,211630	
Ψ_4	0,141391	0,010232	13,81840	0,00	0,121300	0,161483	

Os dados da Figura 5.71, onde encontra-se os resultados da análise dos valores observados *versus* os resultados previstos, verificou-se o mesmo comportamento de linearidade observado anteriormente, apesar de haver a ocorrência de tendências de comportamento dispersos, especialmente para os maiores valores, indicando que o comportamento d previsão pode ser influenciado por este aspecto;

Quanto a probabilidade normal dos valores residuais, verificou-se que o ajuste dos resultados foi satisfatório, apesar da dispersão dos dados nas extremidades do resultado, sendo a mesma característica observada na análise anterior.

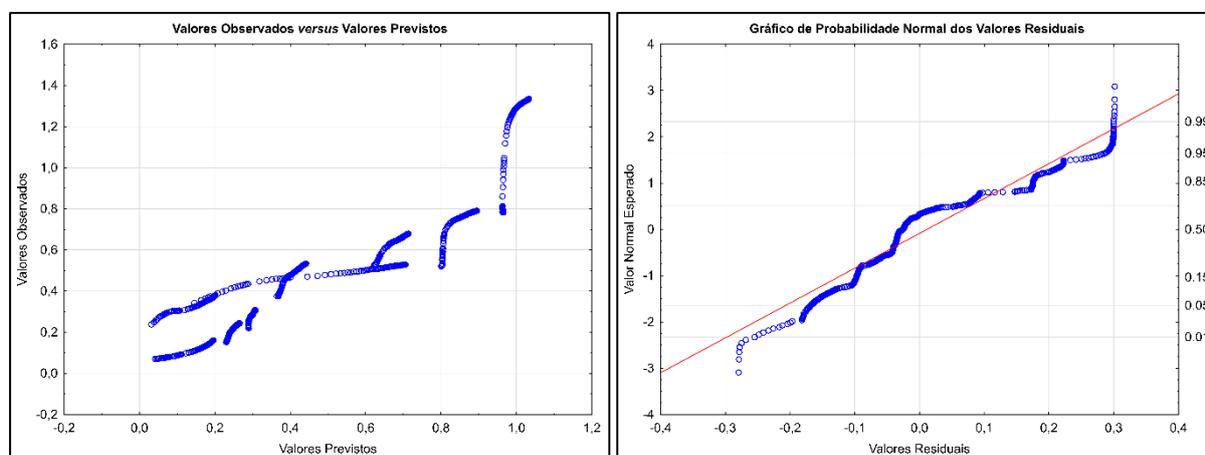


Figura 5.71. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-IV.

A verificação quanto ao comportamento de *shakedown* demonstra a ocorrência predominante de escoamento plástico, como verificado nas sequências 1, 2 e os primeiros pares de tensões da sequência 3. O maior par de tensões da sequência 3 demonstrou comportamento que pode ser associado ao efeito de acomodamento plástico. No entanto, esta tendência não

pode ser afirmada categoricamente devido à taxa de acréscimo de deformações, podendo ocorrer também o escoamento plástico (Figura 5.72).

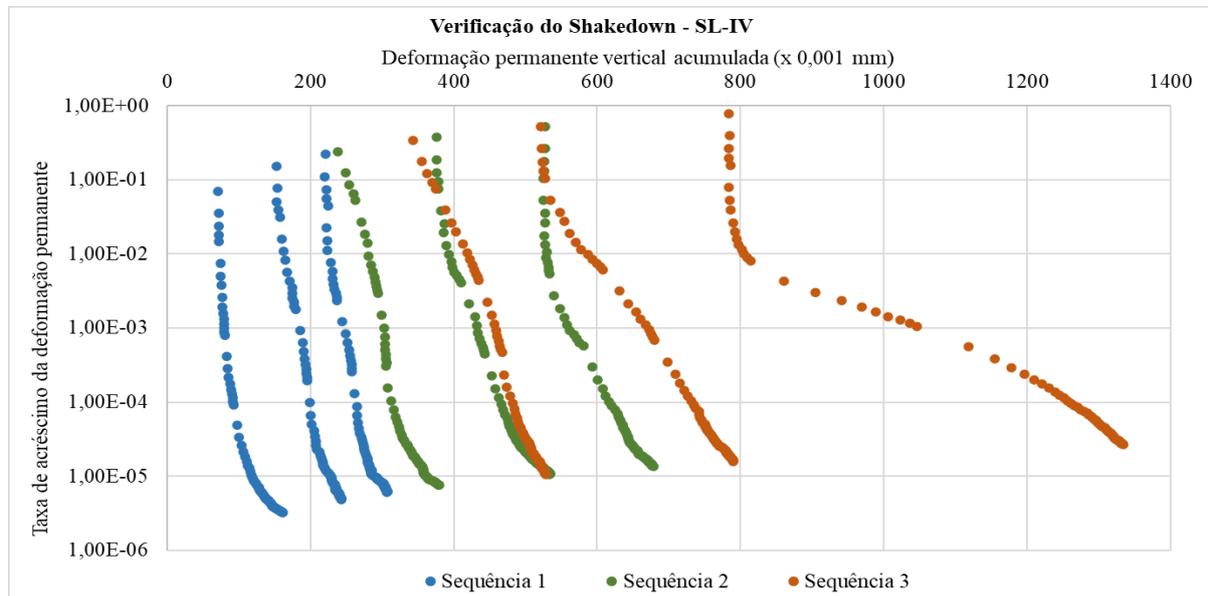


Figura 5.72. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-IV.

CAPÍTULO 6

6. BRITA GRADUADA DO DISTRITO FEDERAL

6.1. PEDREIRA 1 - BRITA GRADUADA I (BGS-I)

6.1.1. ANÁLISE MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA BGS-I

As imagens de MEV, apresentadas na Figura 6.1, mostram a visualização microscópica da brita graduada da pedreira 1, em que se vê a presença de grãos pequenos aderidos a partículas maiores. Outro aspecto importante é a forma das partículas: nota-se que elas possuem formas laminares. Esta característica pode estar associada tanto ao tipo de rocha de origem, como também ao método de britagem para a obtenção da BGS.

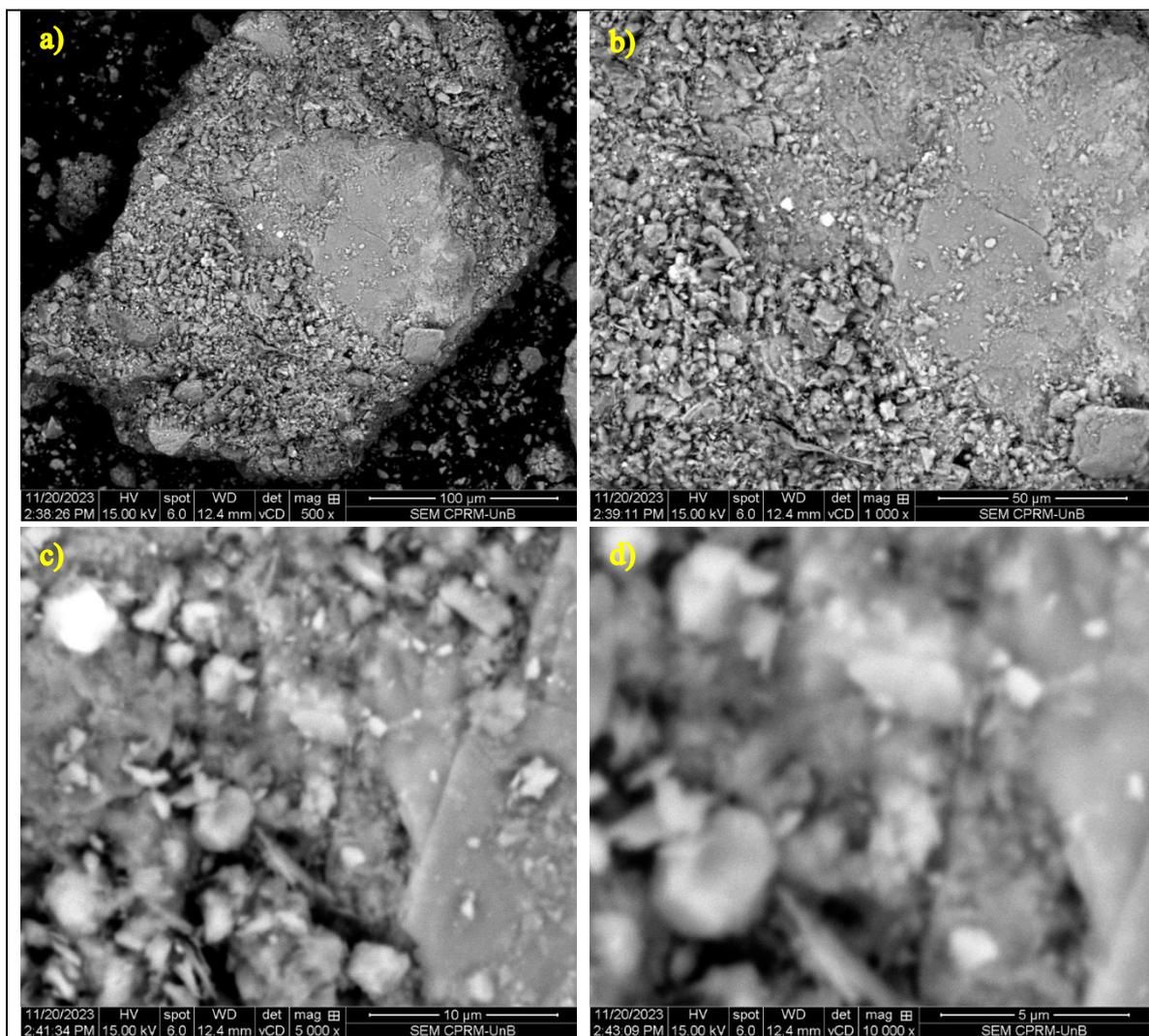


Figura 6.1. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – amostra BGS-I. a) Partículas observadas com aproximação de 500 x antes da amostra ser trabalhada. b) Aproximação de 1.000 x após amostra ser trabalhada. c) Aproximação de 5.000 x após amostra ser trabalhada. d) Aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

A análise EDS (Figura 6.2) forneceu informações da composição química da rocha, apresentando uma diversidade de elementos. Esta é uma característica típica das rochas com uma formação rica em minerais. Foi identificada a predominância dos elementos oxigênio e carbono, seguido de alumínio e ferro (Tabela 6.1).

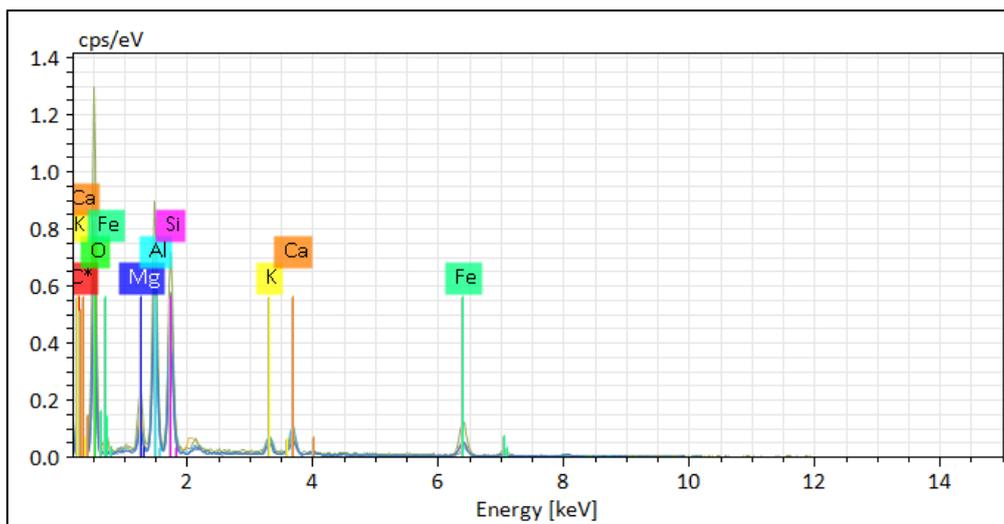


Figura 6.2. Gráfico de energia dispersiva da amostra BGS-I.

Tabela 6.1. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra BGS-I.

Concentração de Massa (%) – BGS-I									
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Magnésio	Potássio	Ferro	Cálcio	Soma
Média (%)	22,66	36,10	8,83	8,31	1,57	2,05	7,35	2,80	89,67
Sigma	1,47	1,37	0,39	0,08	0,19	0,34	1,22	0,43	1,86

6.1.2. ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-I

A análise granulométrica da amostra de brita graduada apresentada na Figura 6.3, demonstrou um enquadramento adequado dos valores obtidos com os limites estabelecidos pela norma de referência, além de apresentar uma distribuição uniforme dos grãos. Um aspecto relevante da composição desta brita graduada é a quantidade elevada de finos, como pode ser observado no começo do gráfico (peneira n.º 200). Outro ponto relevante é a ausência de material de granulometria aproximada de 2 mm.

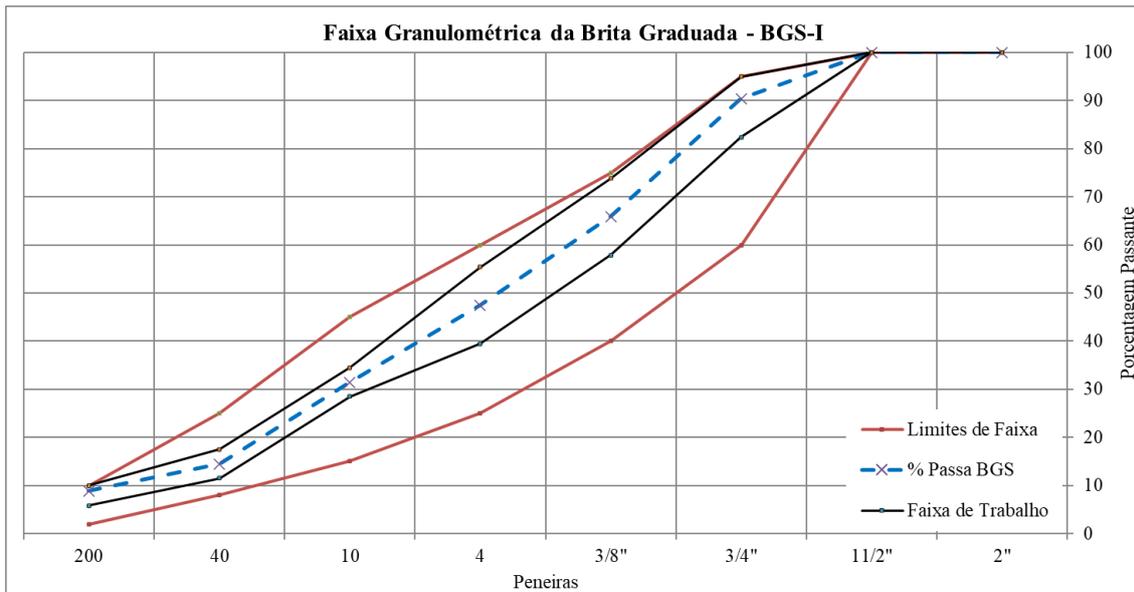


Figura 6.3. Faixa granulométrica da amostra BGS-I.

A curva de compactação obtida por meio dos pontos compactados em cilindro tripartido demonstrou uma condição ótima de MEAS alcançada com 4,5% de umidade, com a qual a densidade foi de 2,381 g/cm³, conforme Tabela 6.2. A densidade real dos grãos foi de 2,707 g/cm³.

Tabela 6.2. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra BGS-I.

Pontos de Compactação	Energia de compactação Modificada				Condição Ótima
	1°	2°	3°	4°	
M.E.A.S. (g/cm ³)	2,302	2,329	2,381	2,317	2,381
Umidade (%)	2,97	3,91	4,50	5,48	4,50
MR (MPa)	335,0	317,9	262,8	256,7	262,8
Gs (g/cm ³)					2,707

A relação MEAS e MR, apresentada na Figura 6.4, mostra uma queda substancial do MR no teor de umidade ótimo, mantendo-se estável no ponto seguinte do ramo úmido. O MR obtido para a condição ótima foi de 262,8 MPa. No entanto, este valor se trata de uma média obtida por diferentes pares de tensões, sendo que o desempenho deste material não-coesivo é melhor representado nas análises individuais por par de tensões.

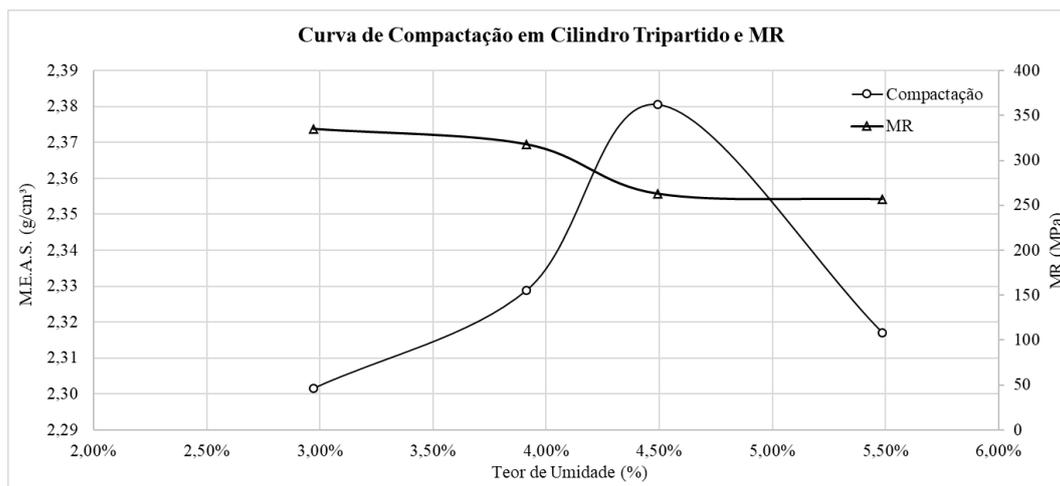


Figura 6.4. Curva MEAS e MR da amostra BGS-I.

A análise estatística de aplicação do modelo composto para análise dos valores de MR obtidos em laboratório permitiu a obtenção dos parâmetros k_1 , k_2 e k_3 do modelo matemático. O ajuste deste modelo aos dados obtidos em ensaio se mostrou excelente, com um R^2 de 0,983, conforme observado na Tabela 6.3. Quanto aos parâmetros estatísticos, o valor de significância -p para o coeficiente de regressão k_3 foi superior a 0,05, sendo calculado 0,538, sendo indicativo de pouca significância deste parâmetro no modelo estatístico.

Tabela 6.3. Parâmetros de regressão e estatísticas do MR da amostra BGS-I.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	746,6741	38,69509	19,29635	0,000000	664,1975	829,1507	0,983
k_2	0,3612	0,03059	11,80598	0,000000	0,2960	0,4264	
k_3	0,0155	0,02464	0,63047	0,537876	-0,0370	0,0680	

O comportamento quanto ao MR da amostra de BGS-I, para a condição de umidade ótima (4,5% de umidade), apresentou elevada dependência da tensão confinante: quanto maior o confinamento, maior o valor do MR, sendo a influência da tensão desvio pouco significativa na obtenção dos valores de MR. Quanto aos valores máximos de MR, estes não ultrapassaram a marca de 400 MPa.

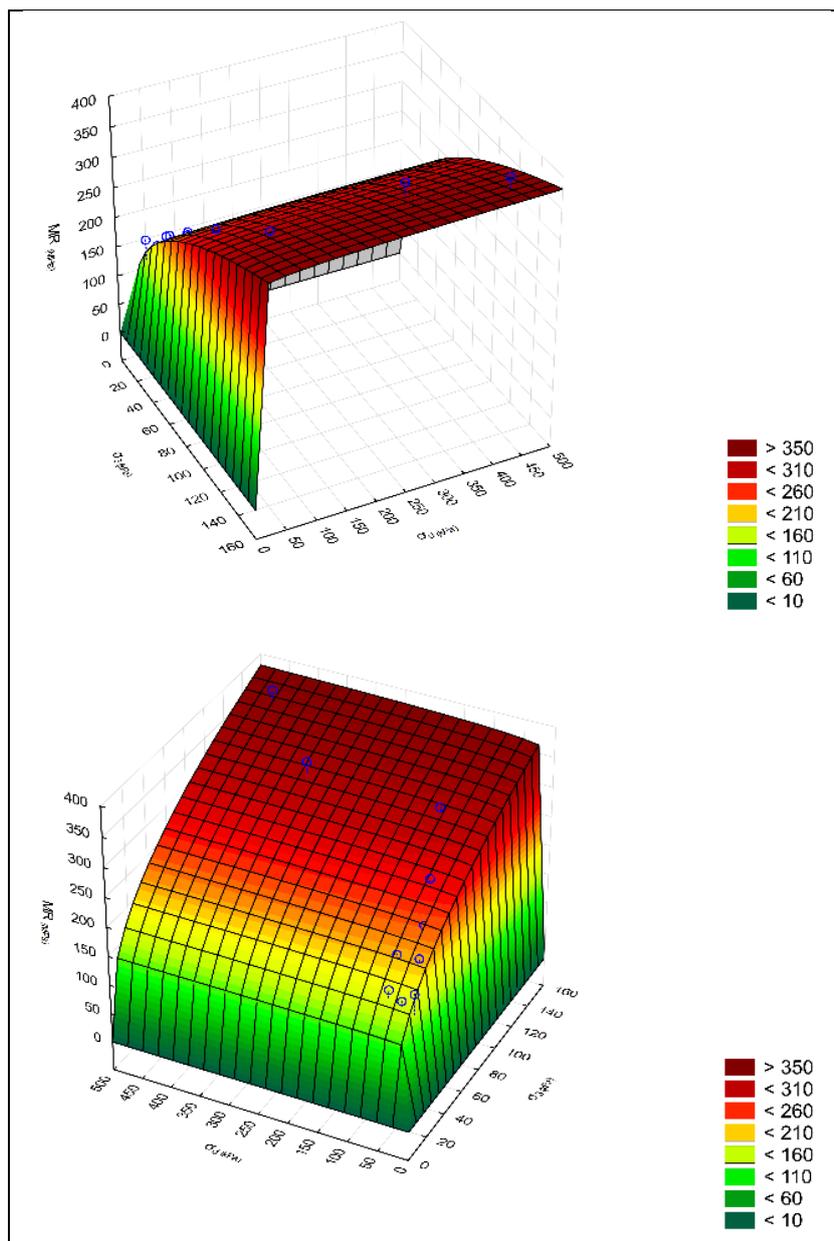


Figura 6.5. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BGS-I).

Quanto à análise da deformação permanente, os resultados obtidos evidenciaram elevadas taxas de deformação inicial dos CP (até 10.000 ciclos de carregamento), atingindo patamar próximo a 2,5% para o maior par de tensões (120x360), nível de DP similar ao observado na amostra de solo SL-I. O menor par de tensões (40x40) teve deformação na ordem de 0,52%. Após o pico de deformação inicial, houve estabilidade no acréscimo das deformações com o aumento do número de ciclos, indicando um equilíbrio dessas deformações plásticas com a tensão confinante e a tensão desvio, proporcionada pela acomodação das partículas de brita graduada.

Diversas hipóteses podem estar associadas a elevada deformação inicial dos CP, entre elas as que se destacam está relacionada a geometria das partículas que favoreceram o deslocamento entre as faces lisas das partículas, tendo em vista o aspecto laminar dos agregados. O outro aspecto pode estar relacionado a DP é a distribuição granulométrica, sendo que o excesso de finos pode conduzir a um processo elevado de acomodamento do CP.

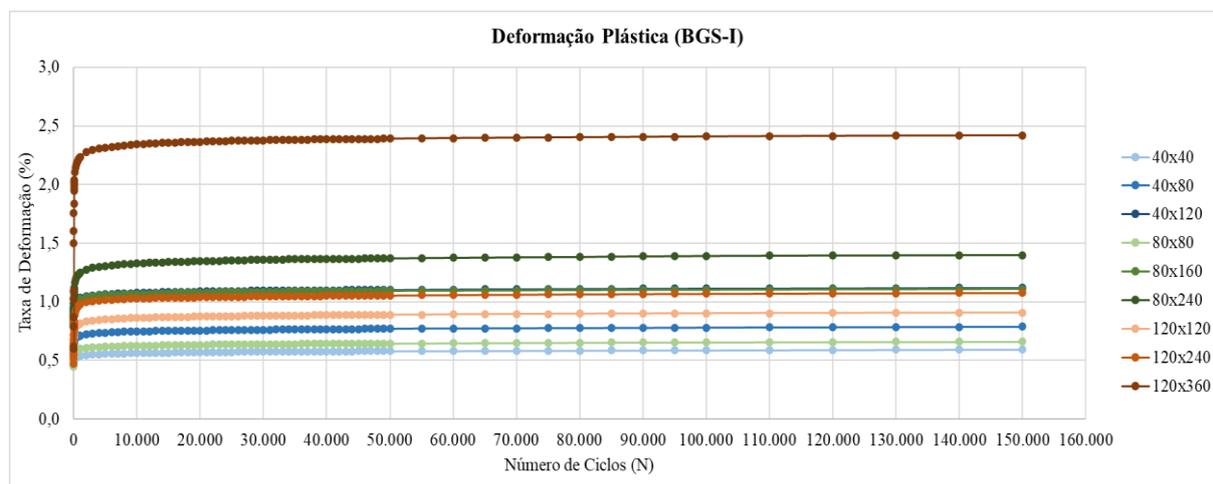


Figura 6.6. Comportamento da DP da amostra BGS-I.

Ao aplicar os resultados obtidos em ensaio no modelo matemático de Guimarães (2009), verificou-se que o ajuste dos dados foi satisfatório, apresentando um R^2 de 0,897. Quanto aos parâmetros estatísticos de DP, os coeficientes de regressão demonstraram significância no modelo, enquanto os demais parâmetros não apontaram para variações estatísticas significativas.

Tabela 6.4. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BGS-I.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,457163	0,014770	30,95191	0,00	0,428170	0,486156	0,897
Ψ_2	-0,265181	0,027090	-9,78898	0,00	-0,318356	-0,212005	
Ψ_3	0,852234	0,020095	42,41098	0,00	0,812789	0,891679	
Ψ_4	0,039280	0,002690	14,60070	0,00	0,033999	0,044561	

Verificando a distribuição dos valores previstos na Figura 6.7, nota-se uma boa correspondência com os valores observados, apesar de apresentar pontos dispersos no gráfico.

Ao observar a linearidade dos valores residuais no eixo normal, verifica-se uma excelente correspondência dos dados.

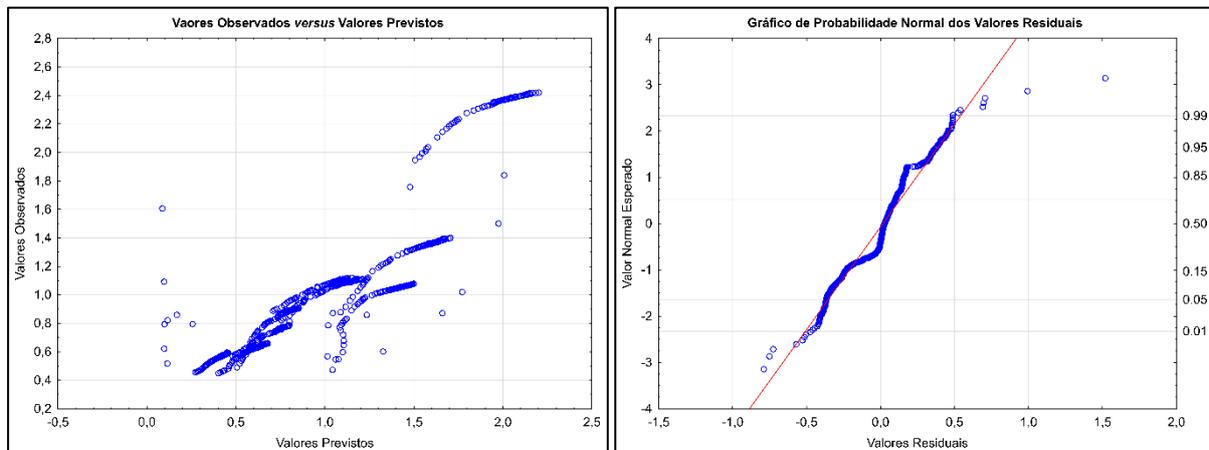


Figura 6.7. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra BGS-I.

A verificação do *Shakedown* apresentado no gráfico da Figura 6.8, apontaram para uma tendência de acomodamento plástico em todos os pares de tensão analisados, enquanto a elevada deformação plástica inicial, ficou evidente na taxa de incremento de DP. Com os 150.000 ciclos do ensaio convencional, a taxa de acréscimo de DP não chegou a alcançar o patamar de 10^{-6} .

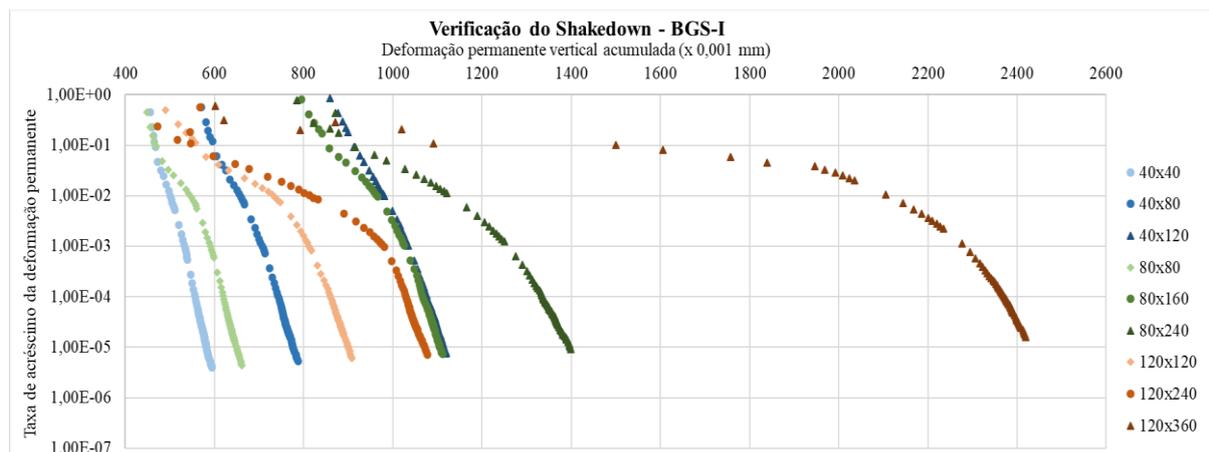


Figura 6.8. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra BGS-I.

A análise de DP em multiestágios da amostra de BGS-I, por pares de tensões, apresentou taxas menores que a observada no ensaio convencional, com destaque para o maior par de tensões (120x360). Neste caso, este aspecto pode estar relacionado ao acomodamento proporcionado pelos pares de tensão inicial, como observado na Figura 6.9.

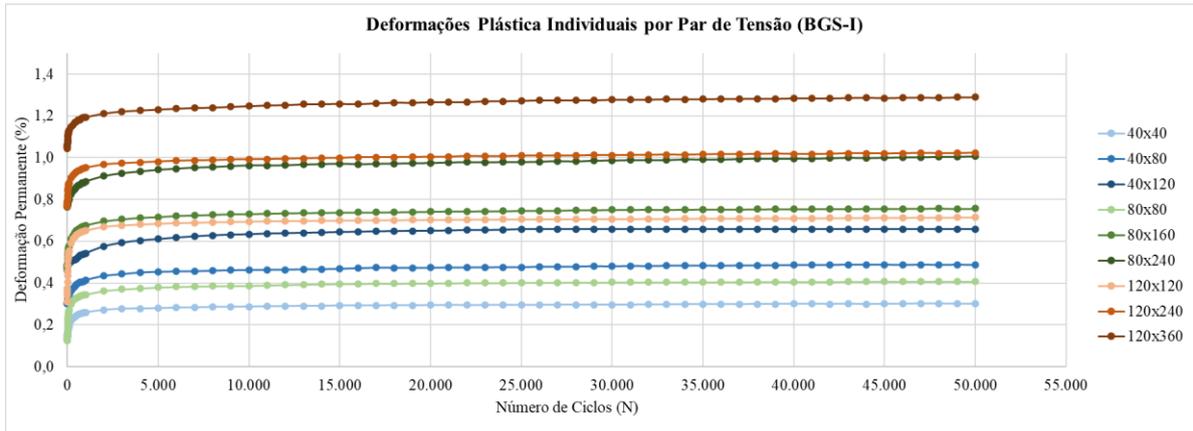


Figura 6.9. Comportamento da DP por multiestágios da amostra BGS-I.

Ao aplicar os resultados de DP em multiestágios obtidos em ensaio no modelo matemático de Guimarães (2009), verificou-se que o ajuste dos dados foi excelente, apresentando um R^2 de 0,987. Os valores dos parâmetros de regressão não tiveram correspondências claras entre as análises, mas as tendências de valores foram similares.

Tabela 6.5. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BGS-I.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,386319	0,004194	92,10607	0,0000	0,378084	0,394555	0,987
Ψ_2	0,098079	0,009397	10,43777	0,0000	0,079628	0,116530	
Ψ_3	0,692347	0,007064	98,01497	0,0000	0,678477	0,706217	
Ψ_4	0,031689	0,000945	33,52681	0,0000	0,029833	0,033545	

A análise dos valores previstos obteve uma boa correspondência com os valores obtidos, com menor dispersão de pontos quando comparado com a análise dos ciclos convencionais. Quanto ao comportamento normal dos valores residuais, estes tiveram linearidade com a linha de tendência normal.

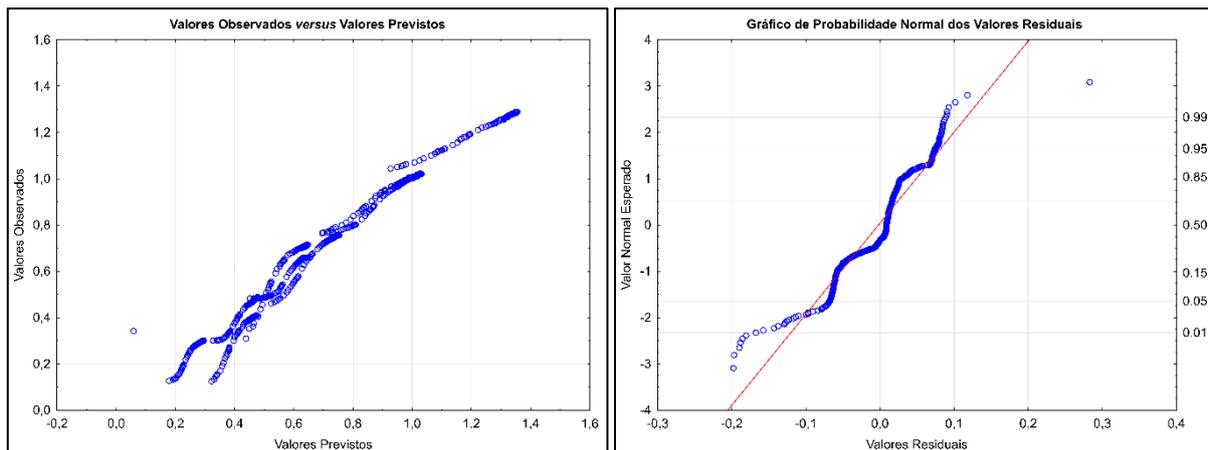


Figura 6.10. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra BGS-I.

Na Figura 6.11, apresenta-se a DP acumulada por seqüências de número de ciclos (N), evidenciando os patamares de acréscimo de pares de tensões, revelando o aparente acomodamento plástico em cada par de tensões e o escoamento plástico nos maiores pares de tensões (120x360 e 80x240). Este aspecto de escoamento plástico não foi observado na análise de 150.000 ciclos.

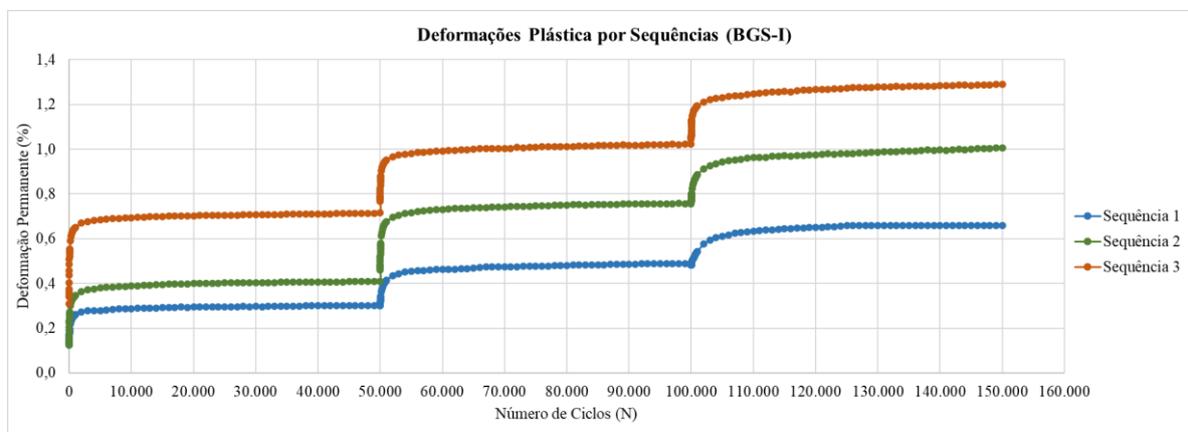


Figura 6.11. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra BGS-I.

Os parâmetros estimados dos coeficientes de regressão para a condição de ciclos acumulados por seqüência estão dispostos na Tabela 6.6. Neste caso, o ajuste do modelo aos dados obtidos foi satisfatório, assim como o que foi observado na análise anterior, apresentando um R^2 de 0,977, valor um pouco inferior em relação à condição de pares de tensões individuais. Uma tendência similar ao que foi observado em outras amostras de solos e BGS.

Tabela 6.6. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo BGS-I

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ1	0,276332	0,010724	25,76705	0,00	0,255274	0,297390	0,977
Ψ2	0,294170	0,014920	19,71683	0,00	0,264874	0,323466	
Ψ3	0,496733	0,013119	37,86234	0,00	0,470972	0,522494	
Ψ4	0,069456	0,004087	16,99288	0,00	0,061430	0,077482	

As análises dos valores previstos *versus* os valores observados tiveram correspondências adequadas, apesar de exibirem um pouco mais de dispersão dos dados em comparação com a análise de pares de tensões separados. Quanto à normalidade dos valores residuais, o mesmo indicou linearidade e correspondência ao eixo normal, aspecto positivo para aplicação do modelo.

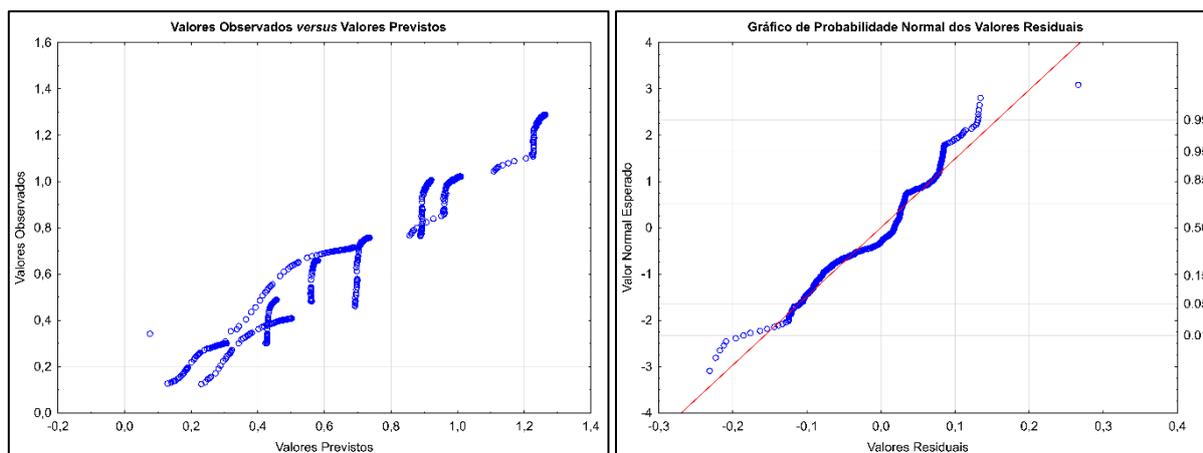


Figura 6.12. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-I.

A verificação do *Shakedown* para o multiestágios da amostra BGS-I demonstrou aspectos similares à análise de carregamento previsto na norma (DNIT 179/2018). Neste caso, identificou-se a tendência de acomodamento plástico. Somente os pares de tensões 80x240, da sequência 2, e 120x360, da sequência 3, tiveram aspecto que remonta ao escoamento plástico.

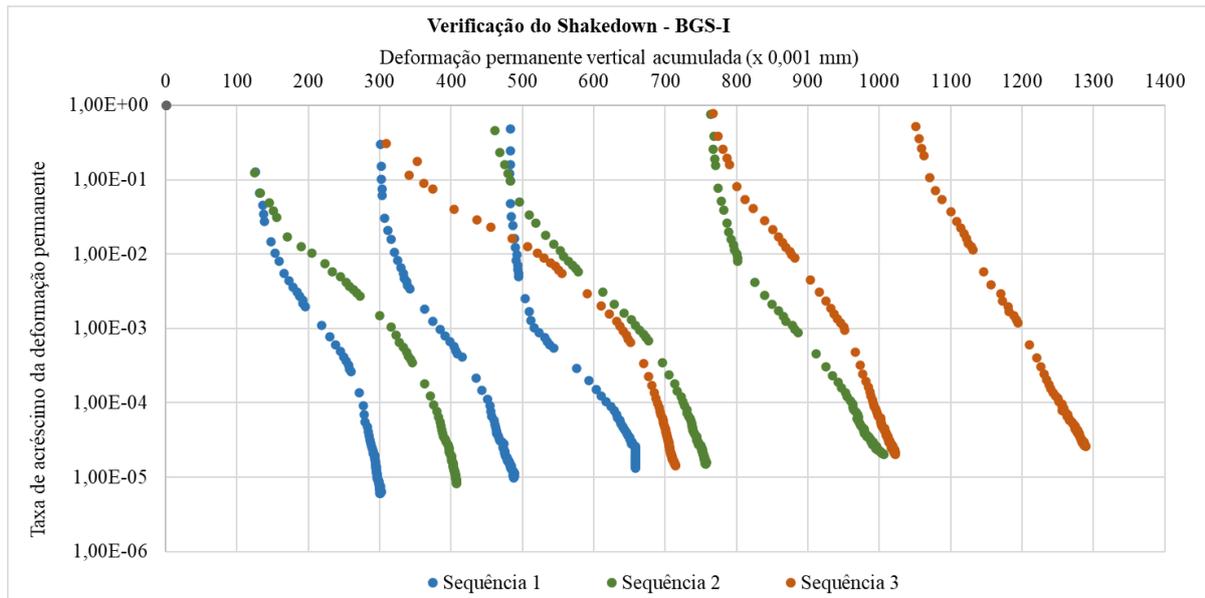


Figura 6.13. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra BGS-I

6.2. PEDREIRA 2 – BRITA GRADUADA II (BGS-II)

6.2.1. ANÁLISE MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA BGS-II

As imagens de MEV, apresentadas na Figura 6.14, exibem a visualização microscópica da brita graduada da pedra 2. Percebe-se a ocorrência de grãos pequenos aderidos em partículas maiores, assim como observado na amostra BGS-I. No entanto, esta amostra mostrou uma forma mais cúbica das partículas e, assim como a situação anterior, esta característica pode estar associada tanto ao tipo de rocha de origem, como também ao método de britagem.

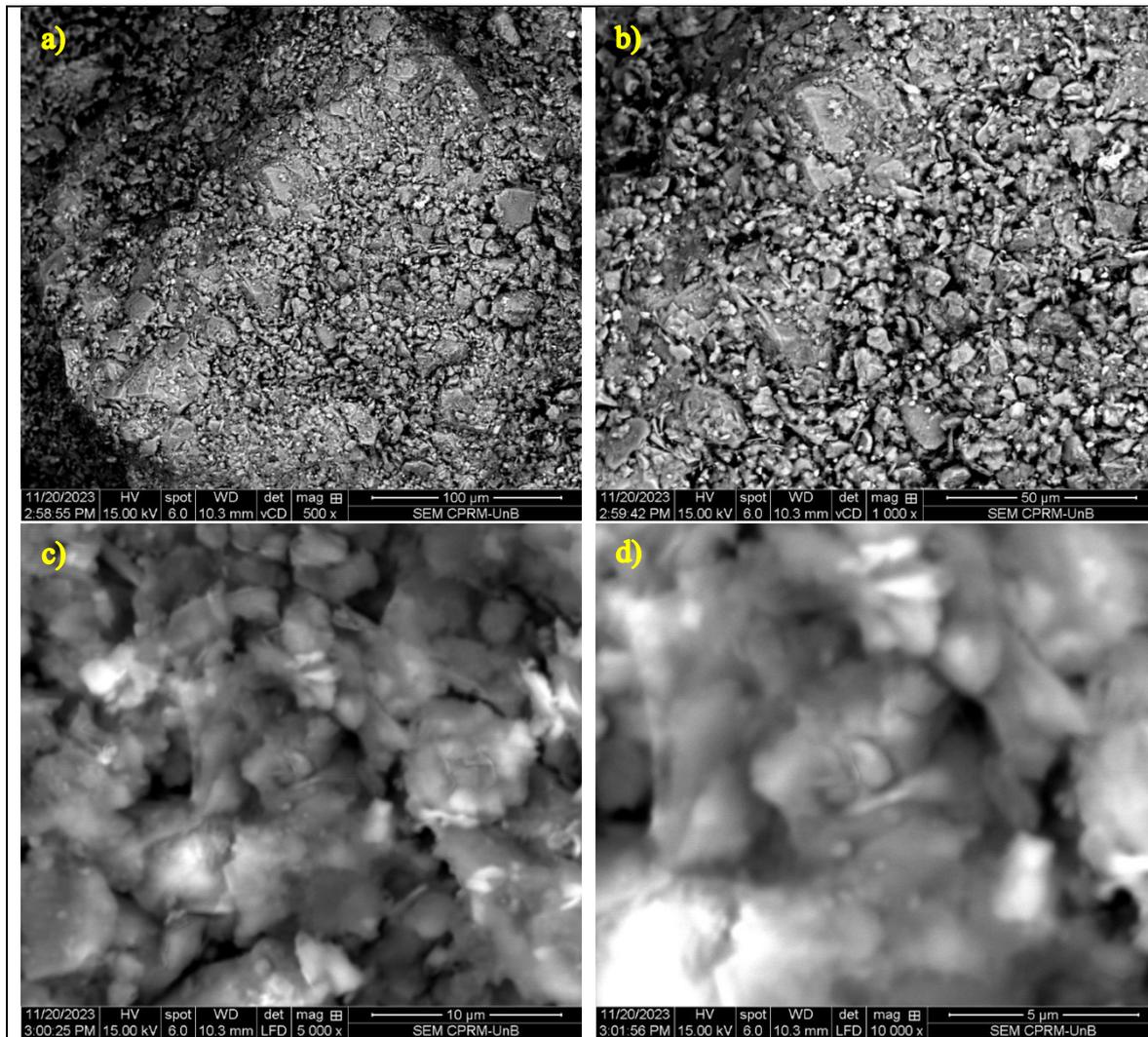


Figura 6.14. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – amostra de BGS-II. a) Partículas observadas com aproximação de 500 x antes da amostra ser trabalhada. b) Aproximação de 1.000 x após amostra ser trabalhada. c) Aproximação de 5.000 x após amostra ser trabalhada. d) Aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

A análise EDS, apesar de indicar uma riqueza de elementos químicos assim como a amostra de brita graduada BGS-I (Figura 6.15), apontaram proporções de concentração de massas de partículas minerais significativamente diferentes. Neste caso a amostra BGS-II apresentou maior ocorrência elementar de oxigênio, seguido de carbono, silício, alumínio e ferro, respectivamente, como demonstrado na Tabela 6.7.

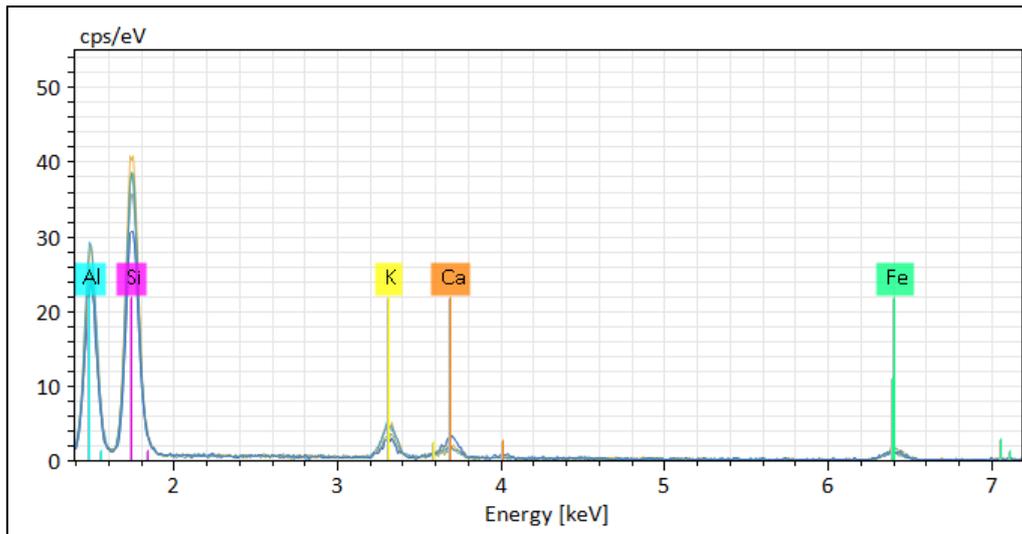


Figura 6.15. Gráfico de energia dispersiva da amostra SL-II.

Tabela 6.7. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra SL-II.

Concentração de Massa (%) – BGS-II									
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Magnésio	Potássio	Ferro	Cálcio	Soma
Média (%)	15,75	49,80	8,14	11,86	3,20	2,42	4,37	1,86	97,40
Sigma	0,66	1,38	0,39	0,78	0,50	0,41	0,54	0,33	1,87

6.2.2. ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-II

A análise granulométrica da Figura 6.16 demonstra que a amostra de brita graduada BGS-II ficou inserida nos limites da faixa estabelecida pela norma de referência. Além disso o comportamento do material retido foi similar ao observado na amostra BGS-I, havendo uma quantidade de finos significativa, próximo ao limite superior da peneira n.º 200.

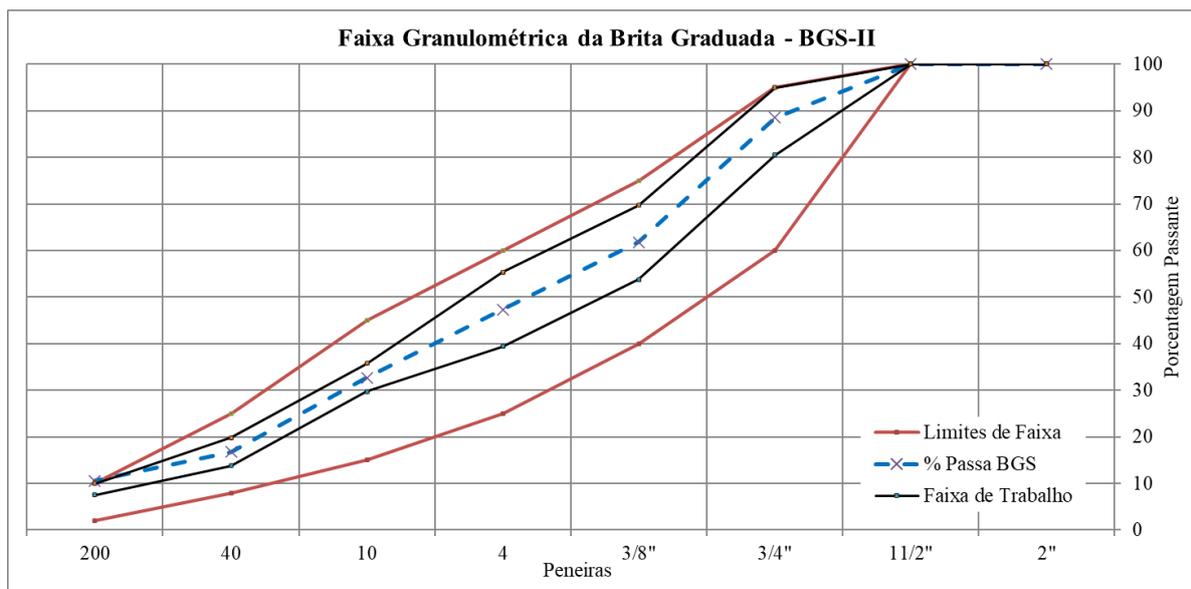


Figura 6.16. Faixa granulométrica da amostra BGS-II.

A curva de compactação obtida por meio dos pontos compactados em cilindro tripartido constatou uma condição ótima de MEAS alcançada com 5,49% de umidade, com a qual a densidade foi de 2,344 g/cm³, conforme a Tabela 6.8. A densidade real dos grãos foi de 2,634 g/cm³, o mais baixo valor registrado entre as amostras de brita graduada deste estudo.

Quanto ao resultado do MR para os pontos de compactação, a razão da existência do valor nulo para o quinto ponto decorre da condição de umidade elevada que impossibilitou o ensaio, uma vez que o CP não suportou o carregamento proveniente do condicionamento inicial estabelecido pela norma de MR.

Tabela 6.8. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra BGS-II.

Pontos de Compactação	Energia de compactação Modificada					Condição Ótima
	1º	2º	3º	4º	5º	
M.E.A.S. (g/cm ³)	2,241	2,305	2,344	2,292	2,219	2,344
Umidade (%)	4,60	5,28	5,49	6,08	7,61	5,49
MR (MPa)	316,4	236,3	262,9	210,7	-	262,9
Gs (g/cm ³)						2,634

A relação MEAS e MR, apresentada na Figura 6.18, mostra uma queda significativa no valor do MR à medida em que se aumenta o teor de umidade, ao ponto em que o maior teor de umidade de 7,61% não incidir em deformações elásticas possíveis para o cálculo do MR.

A condição ótima do grau de compactação apresentou valor de MR de 262,9 MPa, valor similar ao observado na amostra BGS-I. No entanto, este valor trata-se de uma média obtida

por diferentes pares de tensões, sendo que o desempenho deste material não-coesivo é melhor representado nas análises individuais por par de tensões.

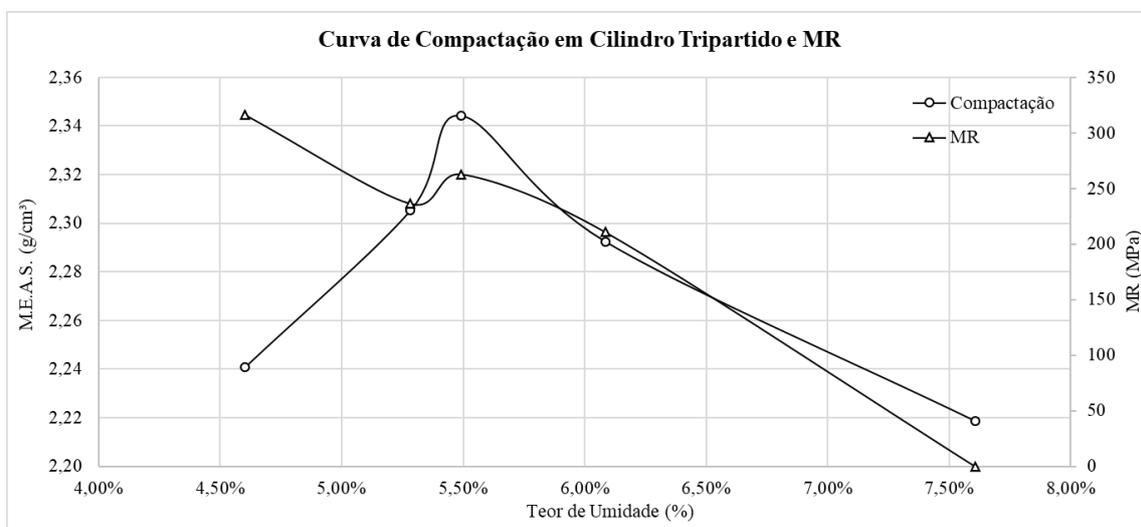


Figura 6.17. Curva MEAS e MR da amostra BGS-II.

Adotando o valor do MR para a condição de máxima MEAS e utilizando o modelo matemático composto, foi possível calcular os parâmetros da equação, bem como definir o ajuste deste modelo aos dados obtidos em ensaio. Neste caso, apresentou o R^2 de 0,969, sendo satisfatório para as análises, conforme apresentado na Tabela 6.9.

Tabela 6.9. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra BGS-II.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	1339,577	163,8312	8,176569	0,000001	990,3789	1688,775	0,969
k_2	0,470	0,0706	6,653838	0,000008	0,3193	0,620	
k_3	0,174	0,0523	3,324362	0,004622	0,0623	0,285	

A amostra BGS-II, apesar de obter valor médio de MR na condição ótima igual ao valor da amostra BGS-I, tem seu comportamento significativamente diferente quando analisado por par de tensões, conforme demonstrado na Figura 6.18.

Percebe-se que o comportamento do MR é significativamente influenciado tanto pela tensão desvio quanto pelo estado de confinamento e, à medida em que a tensão confinante e a tensão desvio aumentam, o valor de MR também aumenta, indicando que quanto maior a tensão confinante e maior o emprego de força axial, maior será a rigidez deste material.

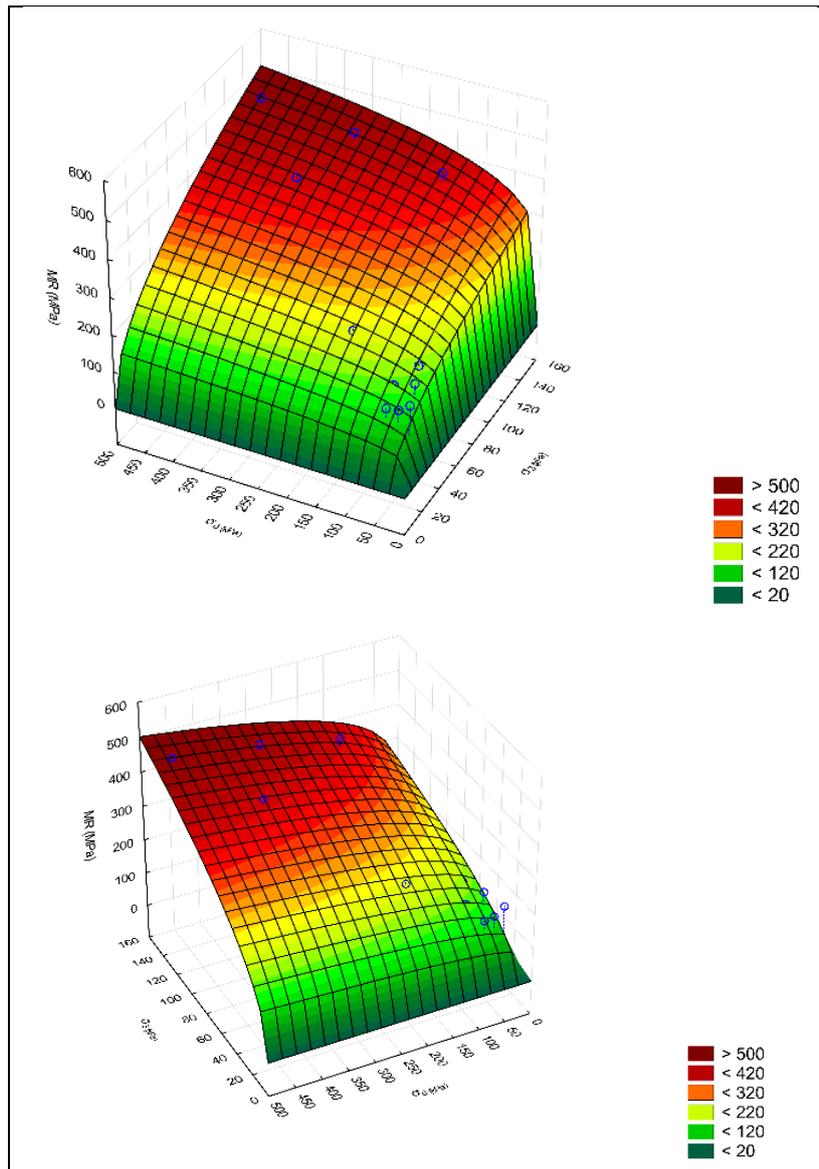


Figura 6.18. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BGS-II).

Os valores de DP máxima para a amostra BGS-II foram significativamente maiores aos observados na amostra BGS-I. Entretanto, ocorreu um comportamento atípico destes valores de DP, como é possível observar na Figura 6.19. As DP não tiveram sequência conforme o aumento da tensão desvio, o que pode ser justificado pela paridade entre tensão confinante e tensão desvio observadas nos resultados de MR. Desse modo, a rigidez do material tende a apresentar proporcionalidade, principalmente em situações de carregamentos proporcionais, como $\sigma_1/\sigma_3 = 2, 3$ e 4 .

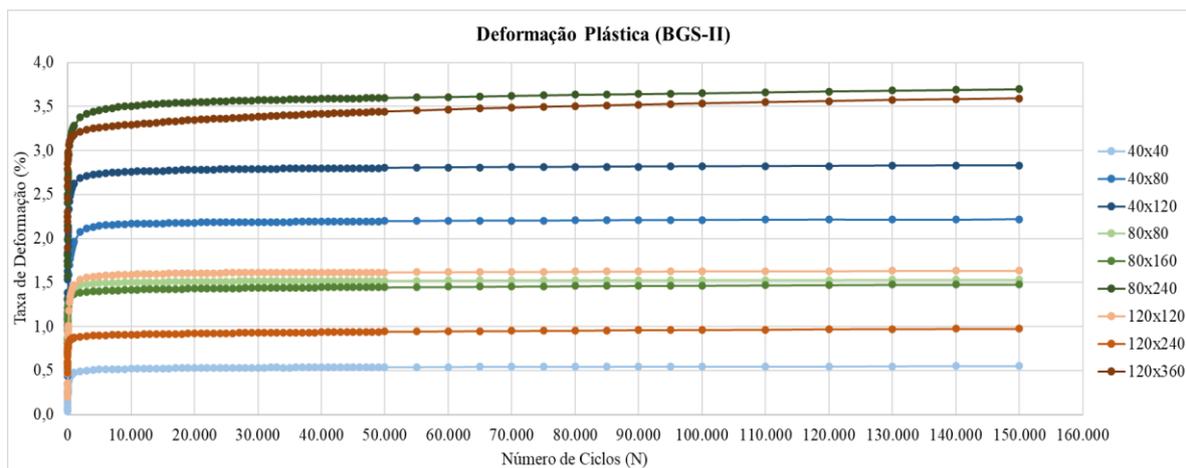


Figura 6.19. Comportamento da DP da amostra BGS-II.

A aplicação do modelo matemático na análise da DP mostrou-se eficiente quanto ao ajuste dos dados, apresentando um R^2 de 0,836, conforme mostrado na Tabela 6.10. Apesar de ser um valor inferior a outros resultados obtidos, como a BGS-I, ainda assim se mostrou um dado satisfatório na análise do comportamento da DP.

Outro aspecto que pode ter ocasionado um ajuste do modelo matemático inferior ao observado em outras análises, pode estar associado à falta de sequenciamento das DP em relação aos pares de tensão.

Tabela 6.10. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BGS-II.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,41808	0,023646	17,6810	0,00	0,37167	0,46450	0,836
Ψ_2	-1,25708	0,045547	-27,5997	0,00	-1,34649	-1,16768	
Ψ_3	1,27751	0,039279	32,5238	0,00	1,20040	1,35461	
Ψ_4	0,04265	0,004005	10,6500	0,00	0,03479	0,05051	

As análises estatísticas, indicadas na Figura 6.20, mostram uma correspondência inferior dos valores previstos pelo modelo, principalmente nos menores e maiores valores, ocorrendo uma tendência de previsão menor do que os valores observados, provavelmente ocasionado pela falta de sequenciamento das DP do ensaio.

A distribuição normal dos valores residuais evidencia este aspecto ao verificar a dispersão nos extremos dos dados. Quanto às demais series de dados, o ajuste foi adequado para a probabilidade normal dos dados.

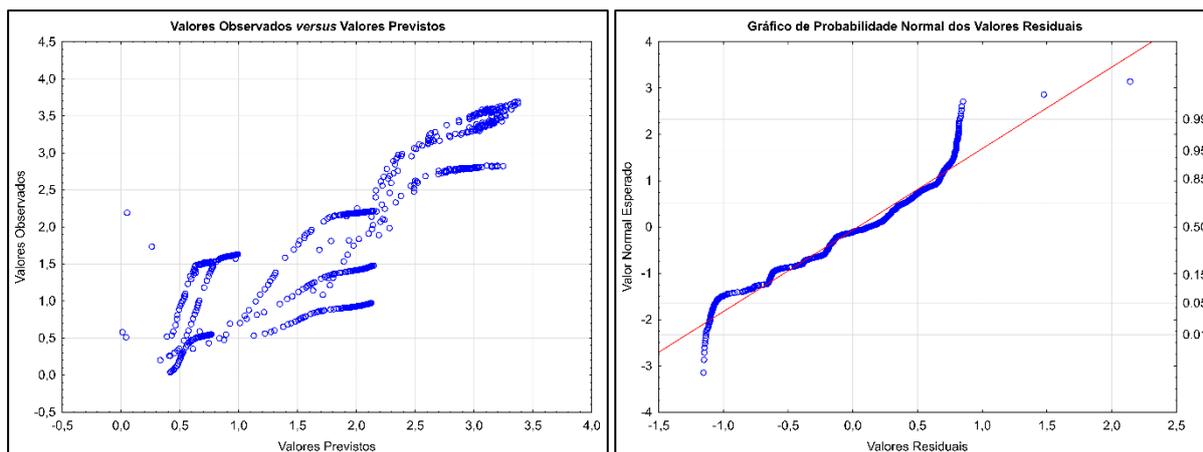


Figura 6.20. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra BGS-II.

A verificação do *Shakedown*, apresentada na Figura 6.21, demonstrou dois comportamentos típicos da análise. O primeiro refere-se ao acomodamento plástico, verificado na maioria dos pares de tensões. A segunda ocorre a tendência de escoamento plástico, observado nos maiores níveis de DP, nos pares de tensões 120x360 e 80x240. Em relação à taxa de acréscimo de DP, para a quantidade de ciclos adotados na norma convencional, o patamar ficou em cerca de 10^{-5} .

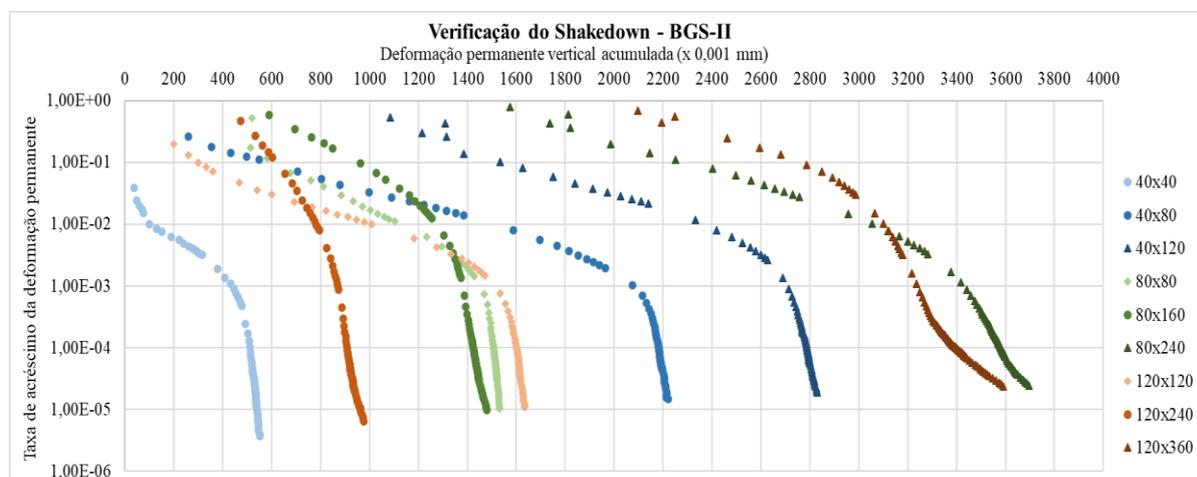


Figura 6.21. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra BGS-II.

A análise de DP por multiestágios, por acumular as deformações desenvolvidas com o incremento de tensão desvio, não permitiu a visualização do comportamento atípico observado nos ensaios com estágios convencionais. De modo geral, as deformações plásticas no multiestágios foram significativamente inferiores, tendo o patamar máximo de 2%, com 50.000 ciclos de ensaio.

Conforme mostra a Figura 5.22, a tendência de comportamento associada à acomodação e escoamento plástico também se torna notória em estágios com 50.000.

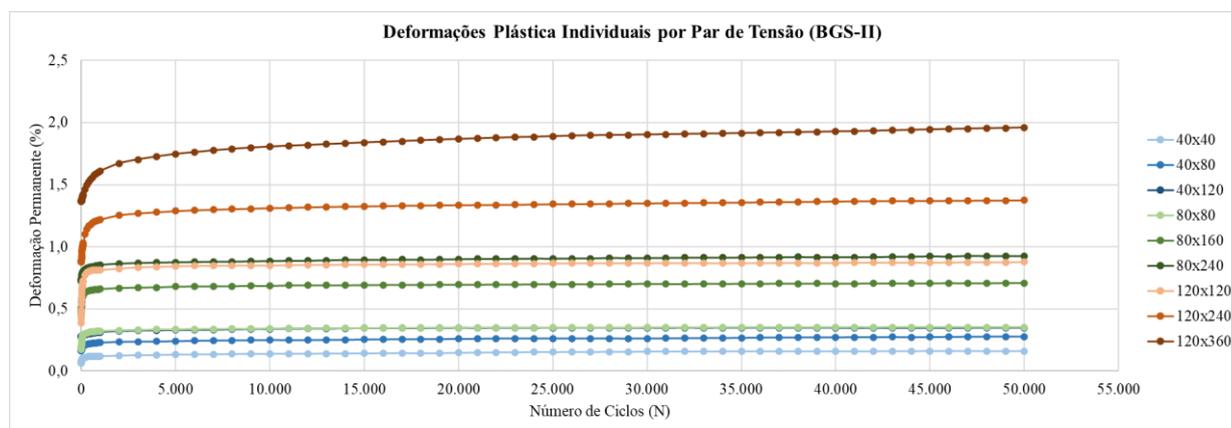


Figura 6.22. Comportamento da DP por multiestágios da amostra BGS-II.

A aplicação do modelo matemático de para análise da DP em multiestágios demonstrou excelente ajuste aos dados obtidos, apresentando um R^2 de 0,99, indicando, assim, a consistência da aplicação do modelo para este método. Este resultado suplanta o valor do coeficiente de correlação da análise convencional da norma (0,836).

Tabela 6.11. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BGS-

II.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,423150	0,005909	71,60839	0,0000	0,411547	0,434753	0,990
Ψ_2	1,152894	0,016182	71,24448	0,0000	1,121119	1,184668	
Ψ_3	0,683089	0,008267	82,62343	0,0000	0,666855	0,699323	
Ψ_4	0,030071	0,001228	24,48935	0,0000	0,027660	0,032482	

Outro indicativo do excelente ajuste do modelo aos dados obtidos refere-se ao gráfico apresentado na Figura 6.23, que indica a relação coerente entre os valores previstos com os valores observados. Além disso, a tendência normal dos valores residuais mostrou-se satisfatória.

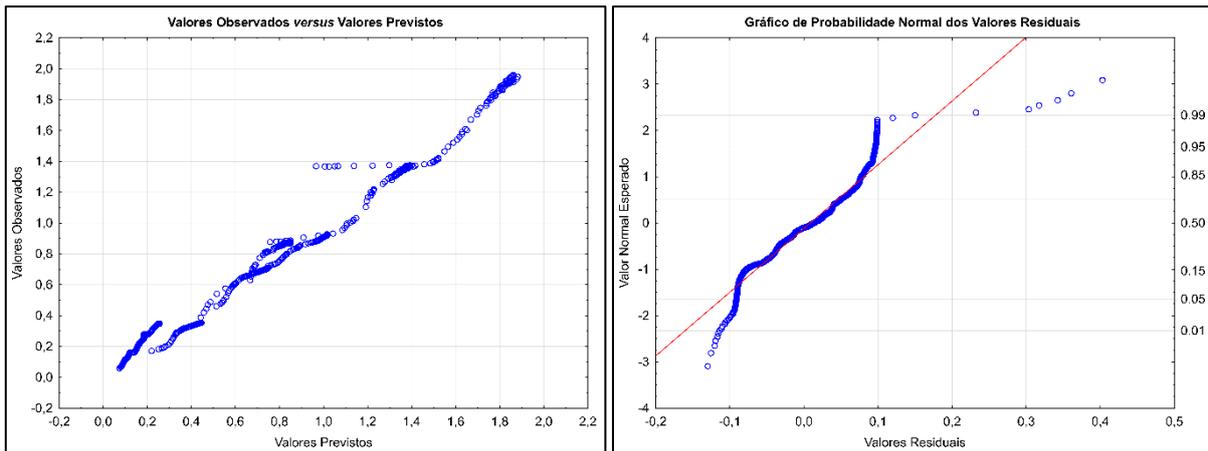


Figura 6.23. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra BGS-II.

A análise das DP por estágios acumulados por sequência torna melhor a visualização das tendências de comportamento e como é o desempenho do solo frente ao ciclo tensão e deformação. Esta relação está demonstrada na Figura 6.24 e nota-se a estabilização das deformações nos menores pares de tensões e o possível escoamento plástico do maior par de tensões, 120x360.

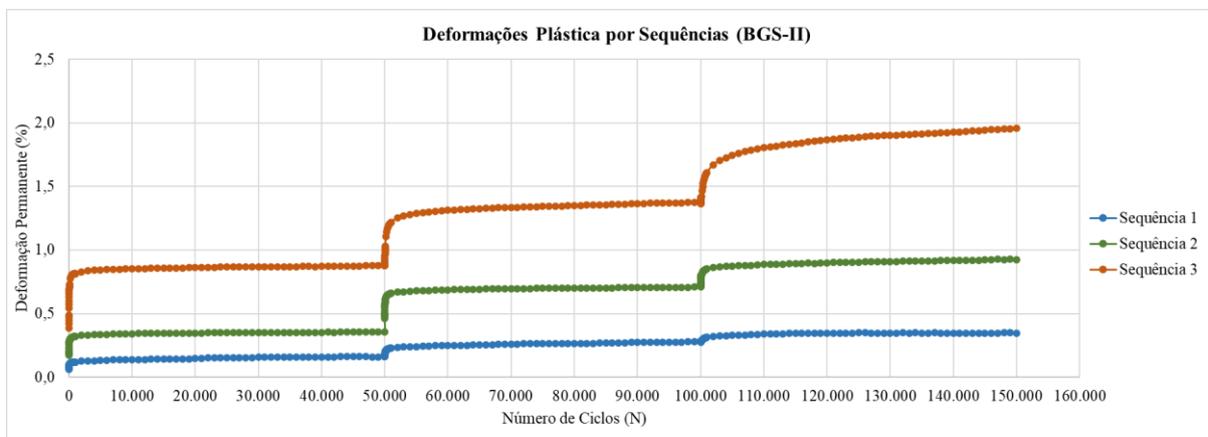


Figura 6.24. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-II.

Quanto ao modelo matemático para análise da DP por multiestágios, o mesmo se manteve excelente em relação ao ajuste dos dados, evidenciando um R^2 de 0,983. Os demais parâmetros estatísticos não apresentaram erros associados aos cálculos do modelo, como apresentado na Tabela 6.12.

Tabela 6.12. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo BGS-II.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,362216	0,016871	21,46992	0,00	0,329089	0,395343	0,983
Ψ_2	1,260116	0,022308	56,48759	0,00	1,216313	1,303919	
Ψ_3	0,570732	0,015499	36,82394	0,00	0,540299	0,601166	
Ψ_4	0,046725	0,005028	9,29334	0,00	0,036853	0,056598	

Neste caso, a análise de ciclos por sequência não apresentou correspondência eficiente como a verificada na separação dos pares de tensões do multiestágio. Verifica-se que os valores previstos *versus* os valores observados apresentam inconsistência nas relações, conforme observado na Figura 6.25.

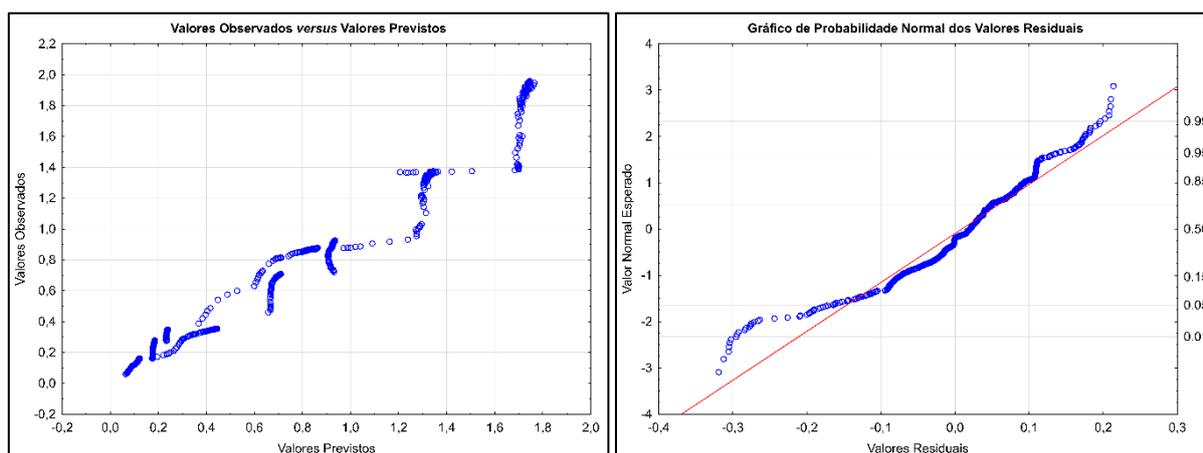


Figura 6.25. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-II.

A verificação do *Shakedown*, apresentada na Figura 6.26, demonstrou dois comportamentos típicos da análise. O primeiro refere-se ao acomodamento plástico, verificado na maioria dos pares de tensões. A segunda ocorre a tendência de escoamento plástico, observado nos maiores níveis de DP nos pares de tensões 120x240 e 120x360.

Em relação à taxa de acréscimo de DP, para a quantidade de ciclos adotados no multiestágio, o patamar alcançado pelos menores ciclos ficou em cerca de 10^{-5} , similar às condições de ensaio de 150.000 ciclos.

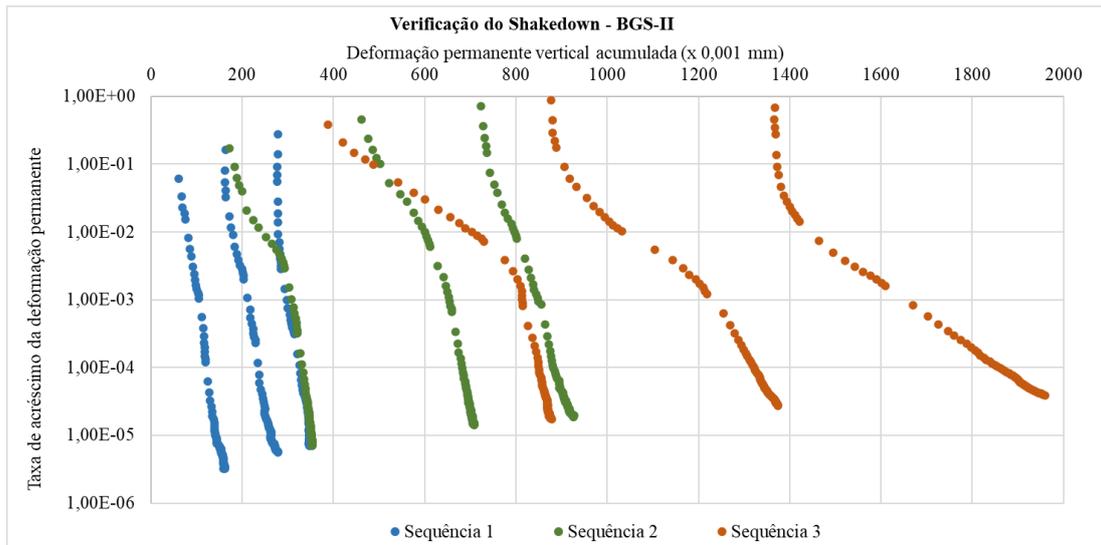
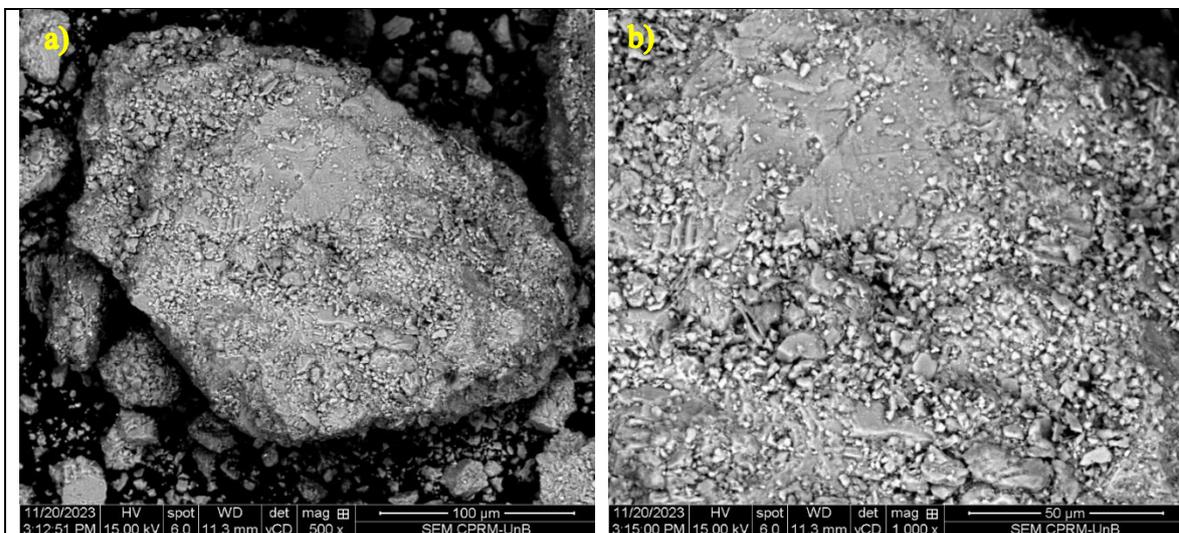


Figura 6.26. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra BGS-II

6.3. PEDREIRA 3 - BRITA GRADUADA III (BGS-III) – RIO DO SAL

6.3.1. ANÁLISE MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA BGS-III

As imagens de MEV, apresentadas na Figura 6.27, indicam a visualização microscópica da brita graduada da pedra 3. As imagens indicam grãos pequenos aderidos em partículas maiores, assim como o que foi observado nas amostras de brita graduada analisadas anteriormente. Entretanto, esta amostra apresentou forma das partículas menos angulares e laminada, características que podem ser associadas tanto ao tipo de rocha de origem, como também ao método de britagem para a obtenção do agregado.



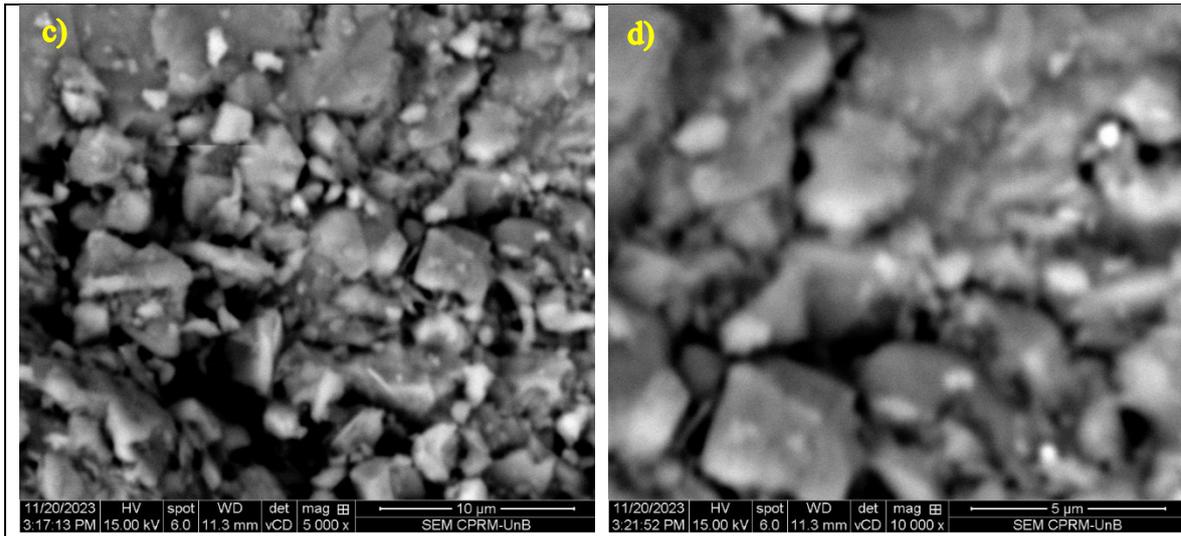


Figura 6.27. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – amostra de BGS-III. a) Partículas observadas com aproximação de 500 x antes da amostra ser trabalhada. b) Aproximação de 1.000 x após amostra ser trabalhada. c) Aproximação de 5.000 x após amostra ser trabalhada. d) Aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

Na análise EDS, verifica-se uma composição química da rocha rica em diversos minerais, conforme Figura 6.27. A relação da concentração de massa dos minerais constituintes encontra-se disposta na Tabela 6.13, sendo similar à obtida na amostra BGS-II: grande quantidade de oxigênio, seguidos de carbono, silício, alumínio e ferro. Apesar das diferentes concentrações de massa dos elementos químicos presentes na rocha, a recorrência destes elementos foi similar nas amostras analisadas.

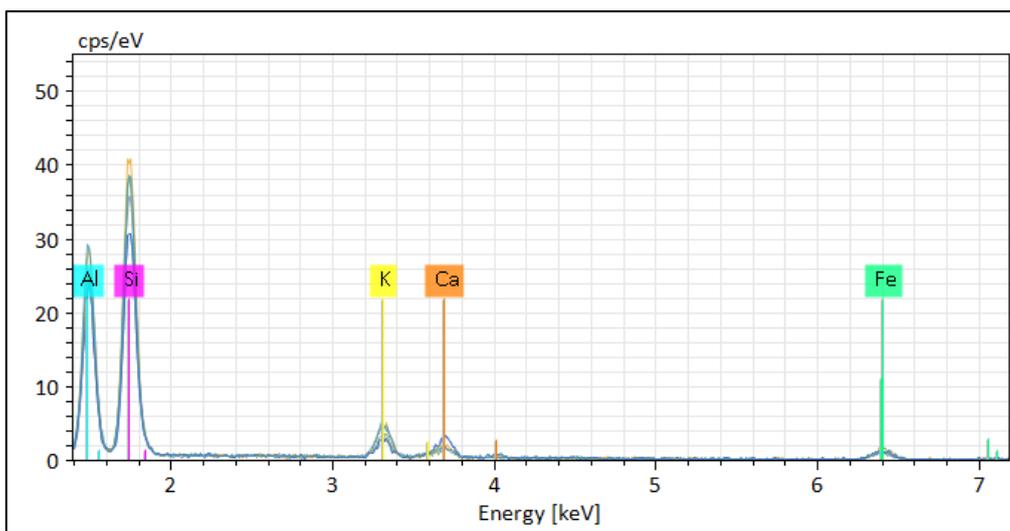


Figura 6.27. Gráfico de energia dispersiva da amostra BGS-III.

Tabela 6.13. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra BGS-III.

Concentração de Massa (%) – BGS-III									
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Magnésio	Potássio	Ferro	Cálcio	Soma
Média (%)	18,75	47,8	9,14	13,86	3,20	2,42	4,37	1,86	101,4
Sigma	0,66	1,38	0,39	0,78	0,50	0,41	0,54	0,33	1,87

6.3.2. ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-III

A análise granulométrica evidenciou um significativo desvio da faixa granulométrica em relação aos intervalos adotados pela norma de referência. Apesar de não se enquadrar nos limites estabelecidos, em outras faixas granulométricas, como a faixa I da mesma norma, pode apresentar melhor relação entre a granulometria e os intervalos.

Nota-se, por meio da curva granulométrica, a incidência de uma parcela maior de partículas de maiores diâmetros, especialmente quando comparado com as amostras observadas anteriormente.

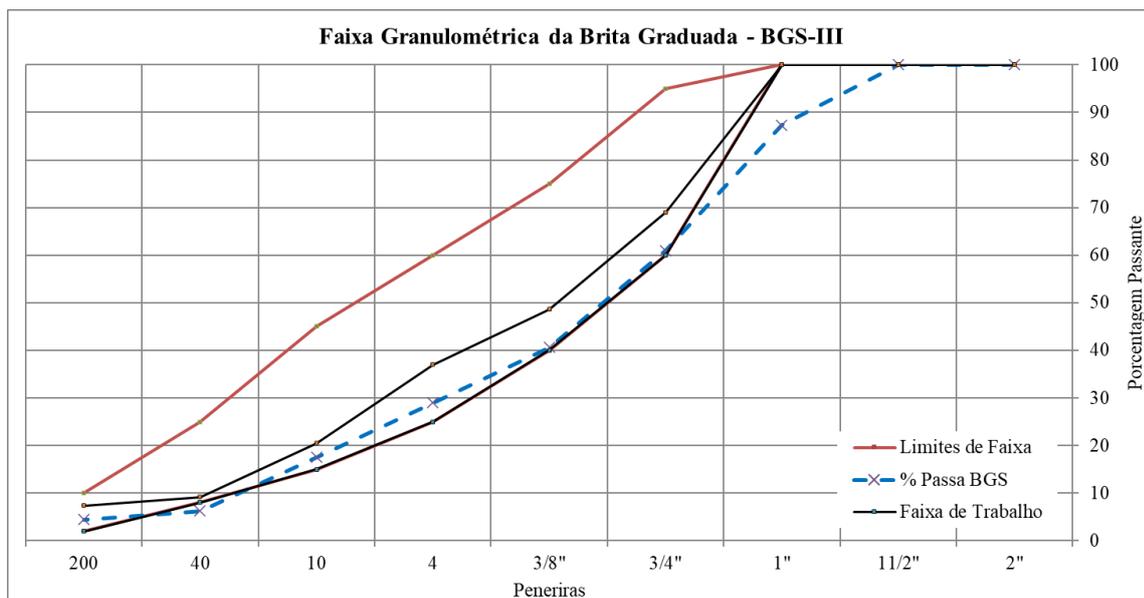


Figura 6.28. Faixa granulométrica da amostra BGS-III.

A relação MEAS e MR, apresentada na Tabela 6.14, obtida pela compactação da amostra em cilindro tripartido, mostra uma estabilidade no valor do MR médio no ramo seco até a umidade ótima. À medida em que se aumenta o teor de umidade no ramo úmido da curva de compactação, ocorre uma queda significativa do MR, ao ponto em que o maior teor de umidade de 5,81% não apresentar deformações elásticas possíveis de cálculo do MR.

A condição ótima do grau de compactação apresentou valor de MR de 301,9 MPa, valor superior ao observado nas amostras BGS-I e BGS-II. No entanto, este valor trata-se de uma média obtida por diferentes pares de tensões, sendo que o desempenho deste material não-coesivo é melhor representado nas análises individuais por par de tensões.

Tabela 6.14. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra BGS-III.

Pontos de Compactação	Energia de compactação Modificada					Condição Ótima
	1°	2°	3°	4°	5°	
M.E.A.S. (g/cm ³)	2,228	2,293	2,344	2,310	2,292	2,344
Umidade (%)	3,17	4,16	4,90	5,30	5,81	4,90
MR (MPa)	328,6	320,9	301,9	233,5	-	301,9

Analisando a curva de compactação pelo MR, conforme apresentado na Figura 6.29, é perceptível que a densidade aumenta consideravelmente com uma pequena elevação na umidade. Da mesma forma, no ramo úmido, observa-se uma diminuição da MEAS sob condições semelhantes de aumento da umidade. Destaca-se, nesta amostra, o baixo teor de umidade ótima e a condição que resultou em uma maior fragilidade do CP devido ao excesso de umidade, onde não foi possível a obtenção do valor de MR.

Nota-se, ainda, valores relativamente baixos de umidade da curva de compactação quando comparados a outras amostras de brita graduada, o que pode estar relacionado à composição granulométrica, a qual apresenta uma quantidade maior de fração grossa, o que reduz a superfície específica das partículas constituintes da amostra. Além disso, é relevante observar o ganho de rigidez devido a esta diferença granulométrica, que também pode estar associado à forma das partículas.

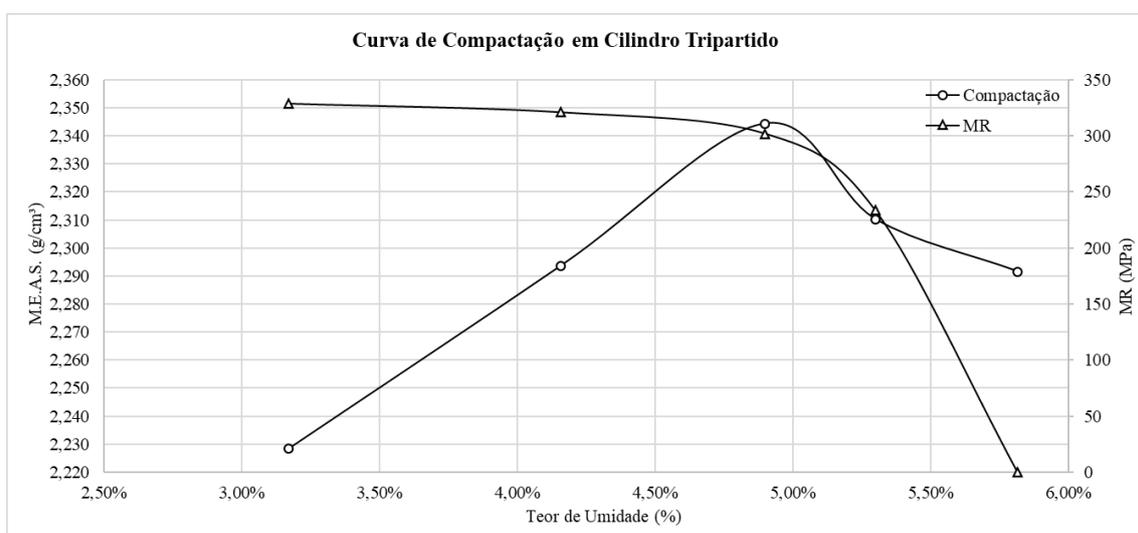


Figura 6.29. Curva MEAS e MR da amostra BGS-III.

Tomando como referência o módulo de resiliência da condição de umidade ótima, foi aplicado o modelo composto dos dados obtidos pelo ensaio. Os parâmetros estimados estão apresentados na Tabela 6.15. O ajuste do modelo matemático foi satisfatório, apresentando um R^2 de 0,982.

Tabela 6.15. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra BGS-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	1336,563	121,2616	11,02215	0,000000	1078,100	1595,026	
k_2	0,369	0,0526	7,00937	0,000004	0,257	0,481	0,982
k_3	0,239	0,0396	6,03324	0,000023	0,155	0,324	

A amostra BGS-III alcançou valores de MR superiores às amostras de BGS-I e BGS-II. Já o comportamento do MR aproximou-se da tendência observada na amostra BGS-II, conforme demonstrado na Figura 6.30.

Verifica-se que o comportamento do MR é significativamente influenciado tanto pela tensão desvio quanto pelo estado de confinamento, quase em proporcionalidade. À medida em que a tensão confinante e a tensão desvio aumentam, o valor de MR também aumenta, indicando que quanto maior for o confinamento e maior o emprego de força axial, maior será a rigidez deste material. Neste caso, para os níveis de tensão empregados, verificou-se um MR próximo a 550 MPa para as tensões 140x420.

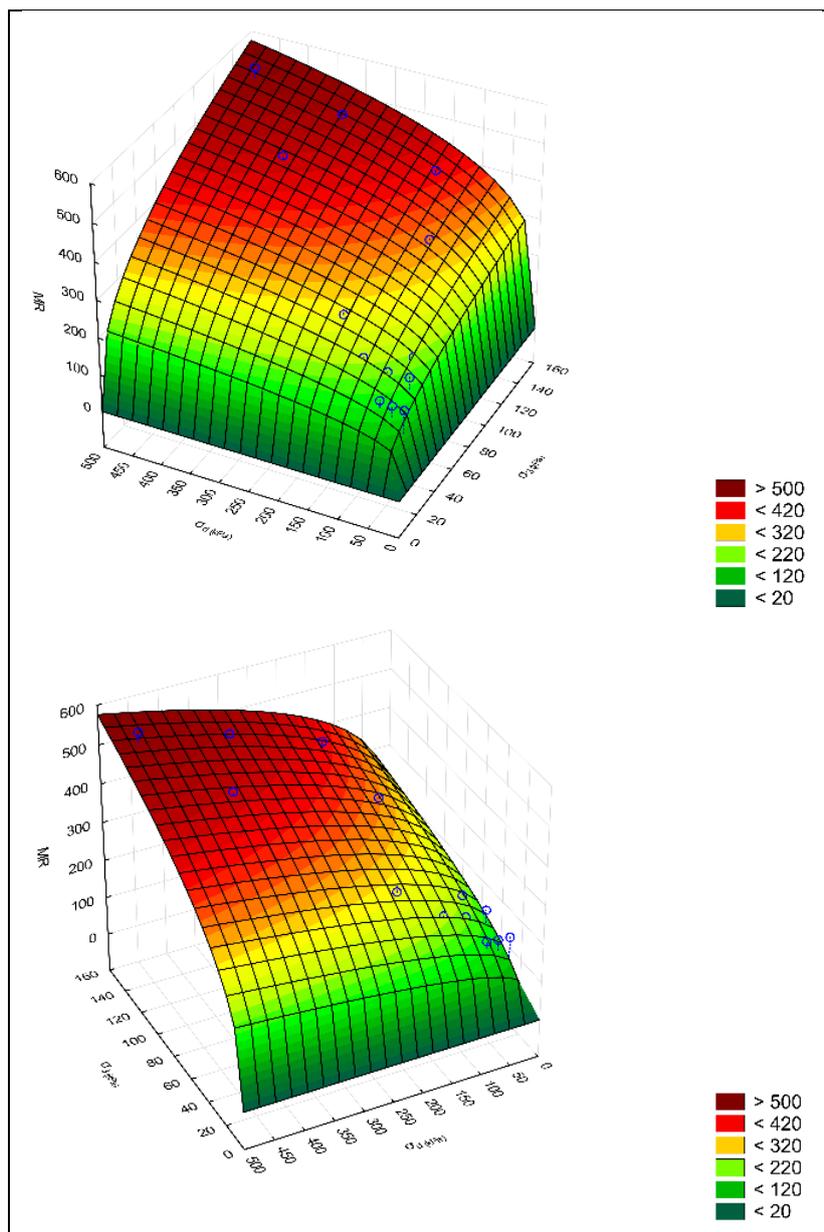


Figura 6.30. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BGS-III).

Os resultados da deformação permanente, apresentados na Figura 6.31, evidenciaram taxas iniciais de DP elevadas, assim como as avaliações observadas nas amostras de brita graduada anteriores. A maior taxa percentual de DP foi alcançada pelo par de tensões 120x360, apresentando, ao final de 150.000 ciclos, cerca de 3,6% de DP. Entretanto, a maior parcela desta deformação ocorreu nos primeiros ciclos de carregamento (5.000 ciclos iniciais). Em seguida, a amostra apresentou tendência de acomodamento plástico.

Mesmo para uma condição em que a quantidade de partículas finas na composição da BGS foi menor quando comparado aos outros resultados de DP para as amostras de brita graduada, esta amostra obteve elevadas taxas de deformação, que, provavelmente, podem se

relacionar à forma das partículas, a qual promove um processo de acomodação dos grãos até que ocorra o equilíbrio com as tensões aplicadas.

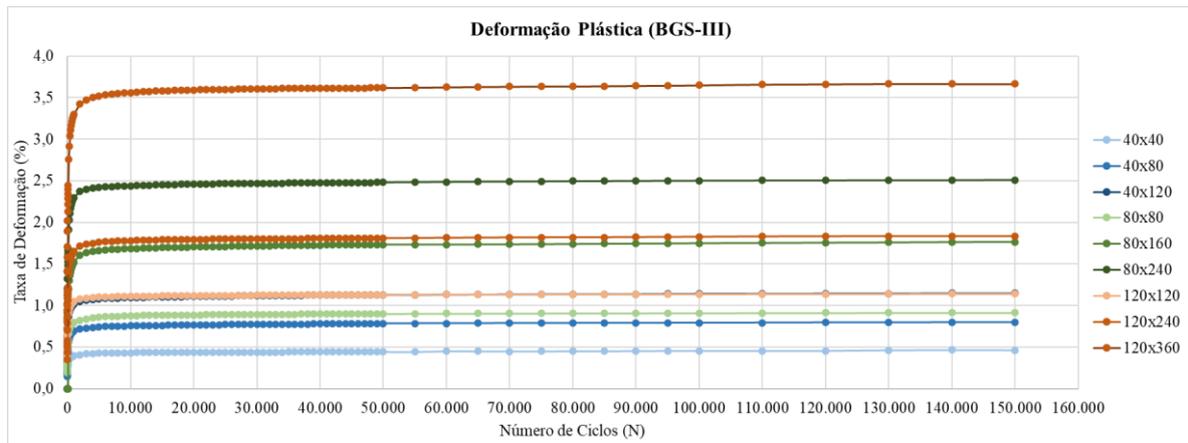


Figura 6.31. Comportamento da DP da amostra BGS-III.

Com os resultados de DP obtidos em ensaio, foi possível calcular os parâmetros relacionados ao modelo matemático de Guimarães (2009), conforme apresentado na Tabela 6.16. Quanto ao modelo matemático aplicado aos dados de ensaio de DP convencional, observou-se que o ajuste dos dados foi satisfatório, apresentando um R^2 de 0,967.

Tabela 6.16. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BGS-III

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,321618	0,010456	30,75794	0,00	0,301092	0,342143	0,967
Ψ_2	-0,240869	0,026127	-9,21935	0,00	-0,292154	-0,189585	
Ψ_3	1,201238	0,019592	61,31222	0,00	1,162780	1,239696	
Ψ_4	0,074540	0,002349	31,73924	0,00	0,069930	0,079150	

A relação estatística apresentada na Figura 6.32 demonstra que os valores previstos tiveram boa correspondência com os valores observados, enquanto a tendência de comportamento dos valores residuais apresentou um ajuste satisfatório ao eixo normal, parâmetros estes que são indicativos de uma boa correspondência do modelo matemático aos dados de laboratório.

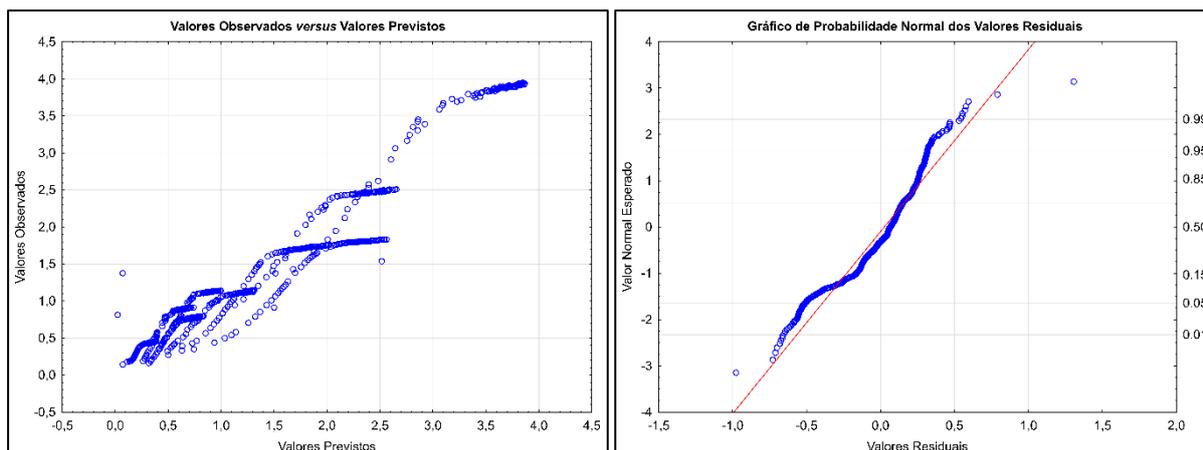


Figura 6.32. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra BGS-III.

A análise do *Shakedown*, apresentada na Figura 6.33, demonstrou um comportamento de acomodação plástica em todos os pares de tensões, sendo notória a graduação das deformações com o aumento da tensão desvio. O ensaio convencional de 150.000 levou a uma taxa de acréscimo de deformação próxima a 10^{-5} .

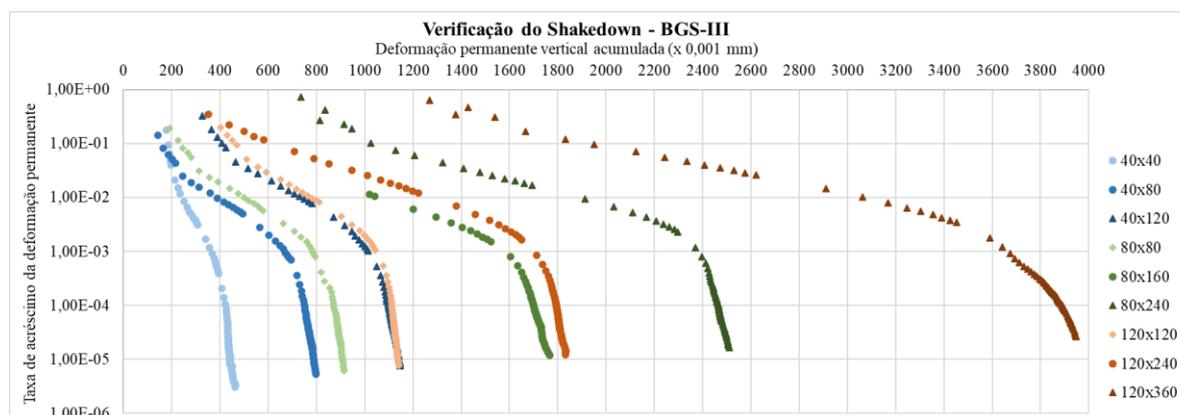


Figura 6.33. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra BGS-III.

A análise de DP por multiestágios, por acumular as deformações desenvolvidas com o incremento de tensão desvio, não levou a altos níveis de deformação como o que foi observado na situação do ensaio convencional. Neste caso, a máxima deformação plástica alcançada foi de 1,9%, com 50.000 ciclos de carregamento.

De modo geral, as deformações plásticas no multiestágios foram significativamente inferiores, e repetindo, como no caso do ensaio convencional, a tendência de comportamento de estabilização das deformações, após o pico inicial, conforme observado na Figura 6.34.

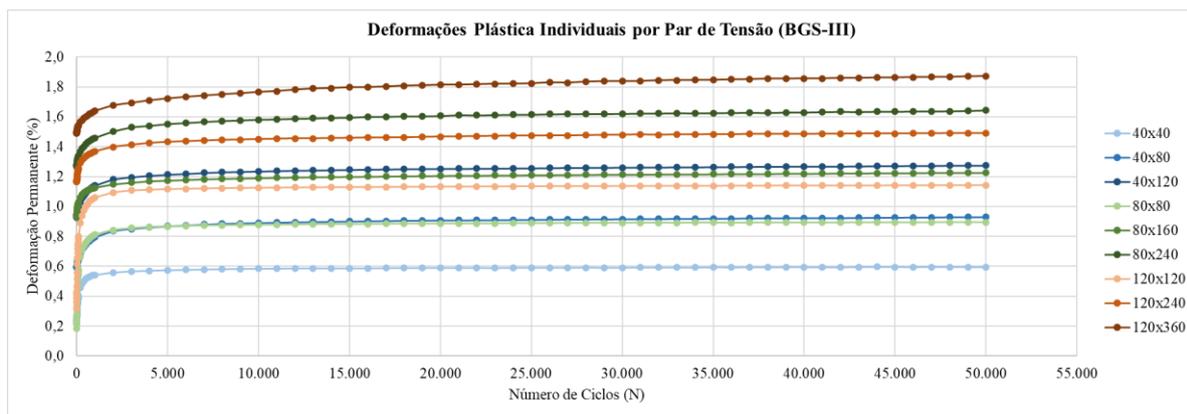


Figura 6.34. Comportamento da DP por multiestágios da amostra BGS-III.

Em relação ao modelo matemático aplicado, os resultados de ajuste dos dados foram excelentes, apresentando um R^2 de 0,99, indicativo de uma boa relação de previsão dos dados por meio dos parâmetros de regressão obtidos, conforme mostra a Tabela 6.17.

Tabela 6.17. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BGS-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,615161	0,008006	76,83445	0,00	0,599440	0,630882	0,973
Ψ_2	-0,107255	0,010923	-9,81957	0,00	-0,128702	-0,085808	
Ψ_3	0,544772	0,007790	69,93345	0,00	0,529476	0,560067	
Ψ_4	0,037395	0,001152	32,47036	0,00	0,035133	0,039656	

O ajuste satisfatório do modelo matemático aos dados de laboratório também pode ser observado ao analisar a relação de valores previstos que apresentaram uma boa correspondência aos valores observados, conforme demonstrado na Figura 6.35. Além disso, a distribuição normal dos valores residuais corrobora com essa análise aferida.

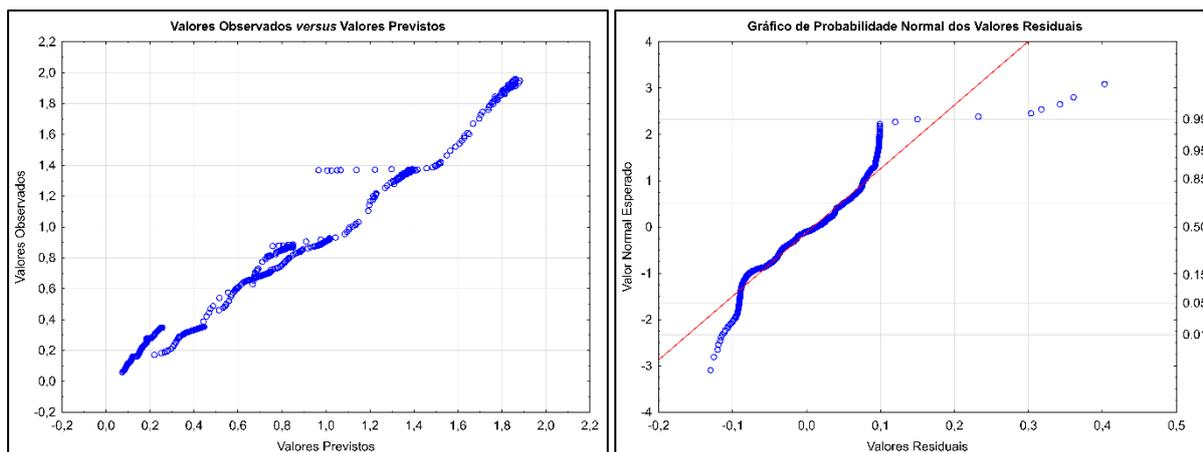


Figura 6.35. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BGS-III.

Ao analisar os dados de DP por ciclos acumulados em cada sequência, como apresentado na Figura 3.6, verificam-se patamares bem definidos de incremento de deformação plástica à medida em que o nível de tensão axial aumenta.

Outra característica dos resultados é a elevada deformação no início de cada sequência, indicando uma acomodação inicial com a tensão confinante, assim como no ensaio convencional. A elevada taxa de deformação pode estar associada a este aspecto de acomodação individual por par de tensões.

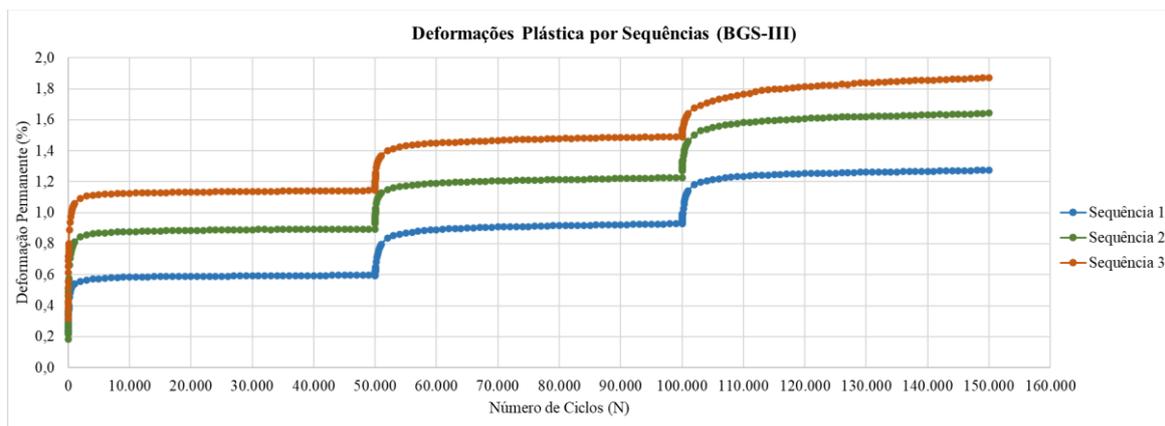


Figura 6.36. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-III.

O ajuste do modelo matemático aplicado aos dados de DP com ciclos acumulados, apesar de um pouco menor que a análise individual por pares de tensões, ainda se mostrou satisfatório, obtendo um R^2 de 0,983, conforme apresentado na Tabela 6.18.

Tabela 6.18. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo BGS-III.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,398033	0,016289	24,43521	0,000000	0,366048	0,430017	0,957
Ψ_2	0,128636	0,015542	8,27643	0,000000	0,098118	0,159155	
Ψ_3	0,316803	0,012731	24,88363	0,000000	0,291804	0,341802	
Ψ_4	0,086920	0,004293	20,24649	0,000000	0,078491	0,095350	

A relação dos valores previstos *versus* os valores obtidos mostrou-se pouco eficiente para esta segunda análise da DP por multiestágios, mas ainda assim apresentou uma linearidade satisfatória dos dados. Em relação aos valores residuais com os valores esperados, nota-se um ajuste adequado ao eixo normal do gráfico, conforme Figura 6.37.

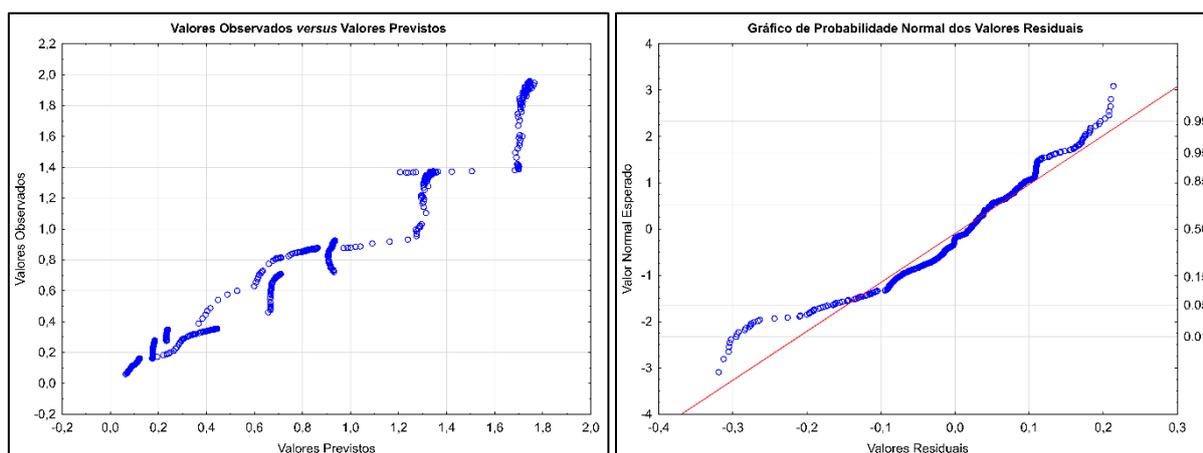


Figura 6.37. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-III.

A verificação do *Shakedown* para a análise multiestágios demonstrou a tendência de dois comportamentos. O primeiro refere-se ao acomodamento plástico, observado em quase totalidade dos pares de tensões. O segundo, para o par de tensões 120x360, uma tendência de escoamento plástico. Entretanto, ressalta-se que para este par de tensões pode ocorrer um processo de acomodação plástica, conforme observado nas análises com 150.000 ciclos de carregamento.

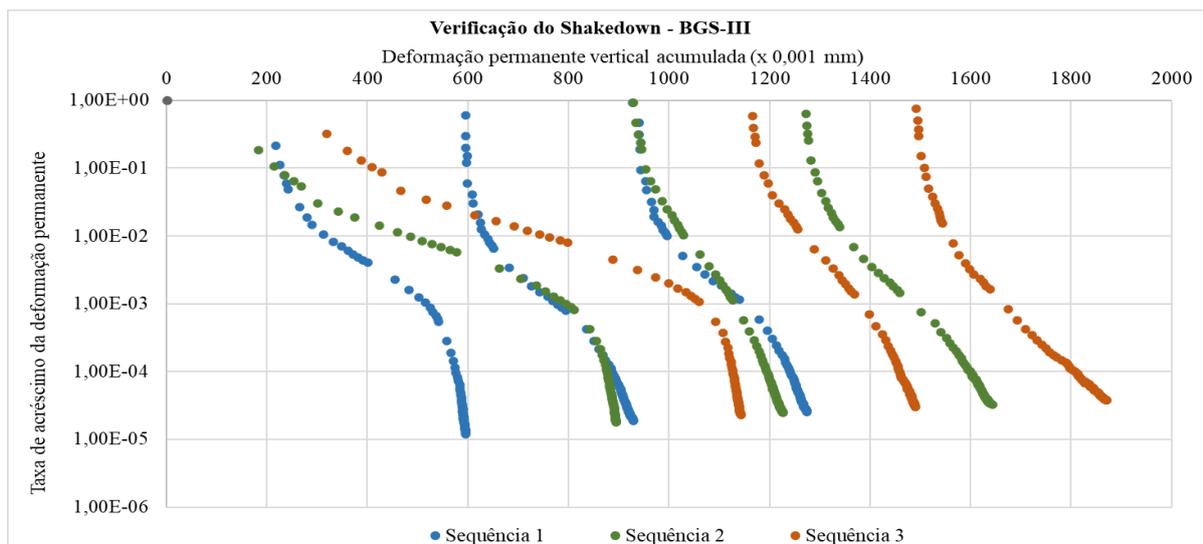


Figura 6.38. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra BGS-III.

6.4. PEDREIRA 4 – BRITA GRADUADA IV (BGS-IV)

Os ensaios de MEV e EDS não foram realizados nas amostras de BGS-IV e BGS-V, em virtude de restrições orçamentárias momentâneas do Laboratório de Estudos Geodinâmicos, Geocronológicos e Ambientais, da Universidade de Brasília (LEGGA/UnB) e do cronograma do presente estudo. No entanto, é importante salientar que futuras publicações derivadas desta pesquisa têm o propósito de fornecer informações detalhadas e dados provenientes dos referidos testes, preenchendo assim estas lacunas na corrente exposição.

6.4.1. ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-III

A composição granulometria deste material, apresentada na Figura 6.39, refere-se à composição fornecida pela pedreira 4. Verifica-se que, ao analisar os limites adotados como referência deste trabalho, a brita graduada apresenta pouco material de granulometria grossa e excesso de partículas de diâmetros finos. As demais peneiras enquadram-se nos limites estabelecidos.

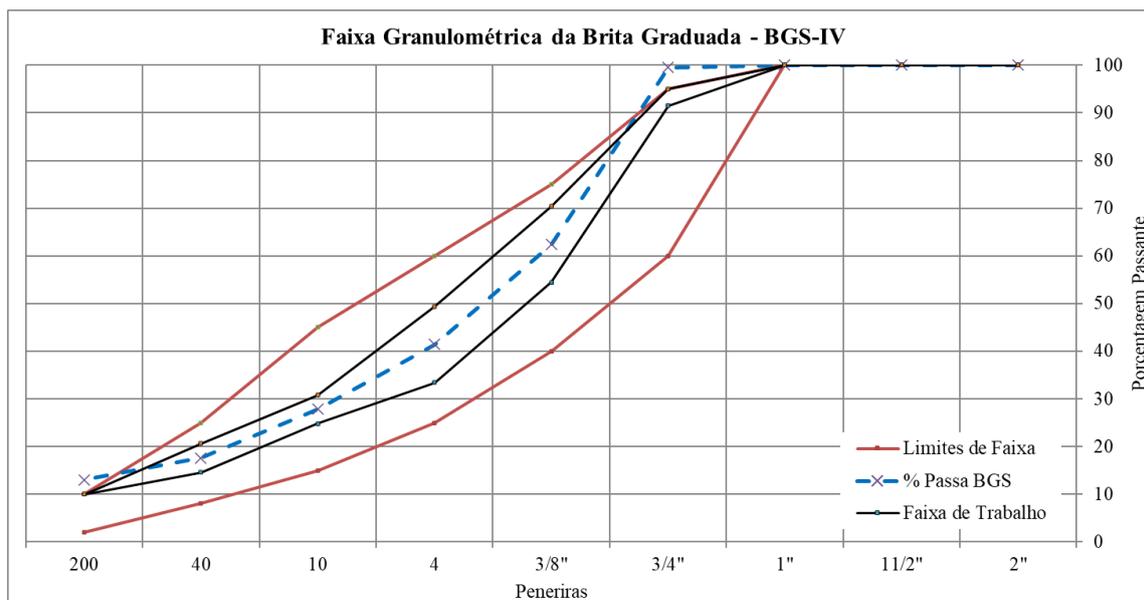


Figura 6.39. Faixa granulométrica da amostra BGS-IV.

Os CP compactados em cilindro tripartido, em diferentes teores de umidades para obtenção da curva de compactação, apresentam uma relação MEAS e MR diferente das tendências observadas nas outras amostras de brita graduada, conforme apresentado na Tabela 6.19 e Figura 6.39.

Nota-se uma relação de crescimento na MEAS, assim como do MR no ramo seco. Ao atingir a condição ótima de MEAS, o valor de MR decresce significativamente e se mantém estável no ponto seguinte do ramo úmido.

O valor da máxima MEAS foi de 2,292 g/cm³, enquanto o MR para esta condição de densidade foi de 288 MPa, sendo que os pontos anterior e posterior à condição ótima apresentaram valores de MR maior que o observado na condição ótima.

Tabela 6.19. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra BGS-IV.

Pontos de Compactação	Energia de compactação Modificada				Condição Ótima
	1°	2°	3°	4°	
M.E.A.S. (g/cm ³)	2,119	2,267	2,292	2,197	2,292
Umidade (%)	4,60	5,53	5,88	6,61	5,8
MR (MPa)	279,8	317,3	288,0	295,2	288,0
Gs (g/cm ³)			2,728		

Os CP que foram confeccionados com este material, mesmo apresentando uma granulometria de partículas com diâmetros finos acima dos limites da faixa da norma, ainda

apresentaram aspectos dos CP com pouca coesão e difíceis de serem manuseados fora dos moldes ou suportes para a realização dos ensaios triaxiais.

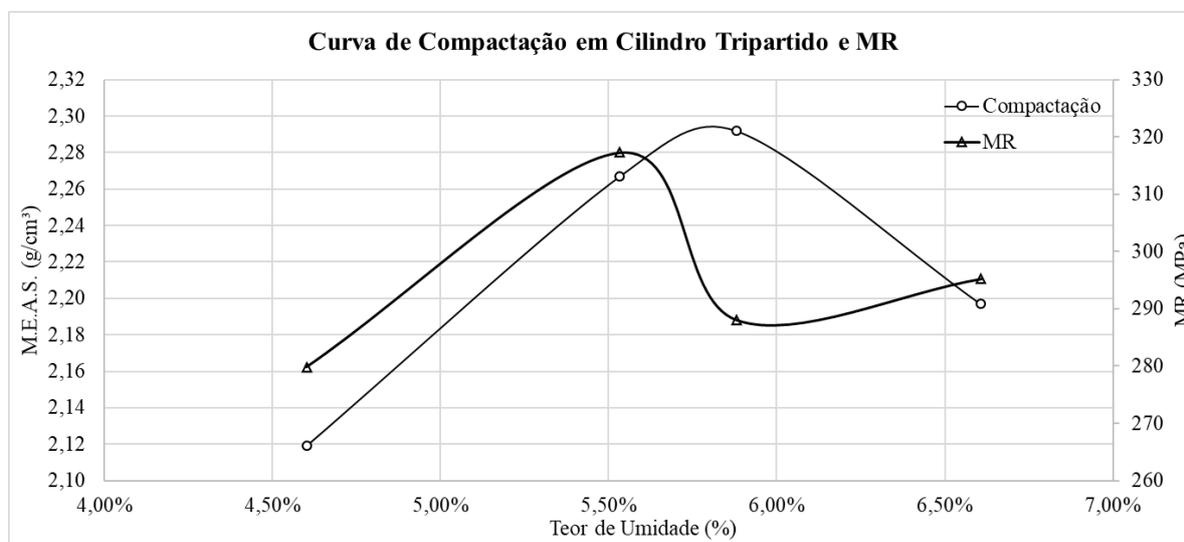


Figura 6.39. Curva MEAS e MR da amostra BGS-IV.

Aplicando o modelo matemático composto para os resultados do MR, obteve-se os parâmetros de regressão da equação (Tabela 6.20), bem como a relação do ajuste do modelo aos dados do ensaio. Neste caso, o R^2 de 0,987 demonstra uma excelente resposta da aplicação, similar à condição analisada na amostra de brita graduada BGS-III.

Tabela 6.20. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra BGS-IV.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	1126,856	73,89891	15,24862	0,000000	969,3447	1284,368	0,987
k_2	0,344	0,03931	8,75764	0,000000	0,2605	0,428	
k_3	0,202	0,03118	6,48901	0,000010	0,1359	0,269	

A amostra BGS-IV obteve valores de MR intermediários ao que foram verificados nas amostras BGS-II e BGS-III. Entretanto, o comportamento do MR para a condição ótima de MEAS aproximou-se da tendência observada na amostra BGS-III.

Para os diferentes estados de tensões, o comportamento do MR foi significativamente influenciado tanto pela tensão desvio quanto pelo estado de confinamento, quase em proporcionalidade, conforme ilustrado na Figura 6.40.

Nota-se, ao analisar o gráfico da Figura 6.40 em diferentes vistas, que à medida em que a tensão confinante e a tensão desvio aumentam, o valor de MR também aumenta, indicando que, quanto maior for o confinamento e maior o emprego de força axial, maior será a rigidez deste material. Neste caso, para os níveis de tensão empregados, verifica-se um MR próximo a 500 MPa para as tensões 140x420.

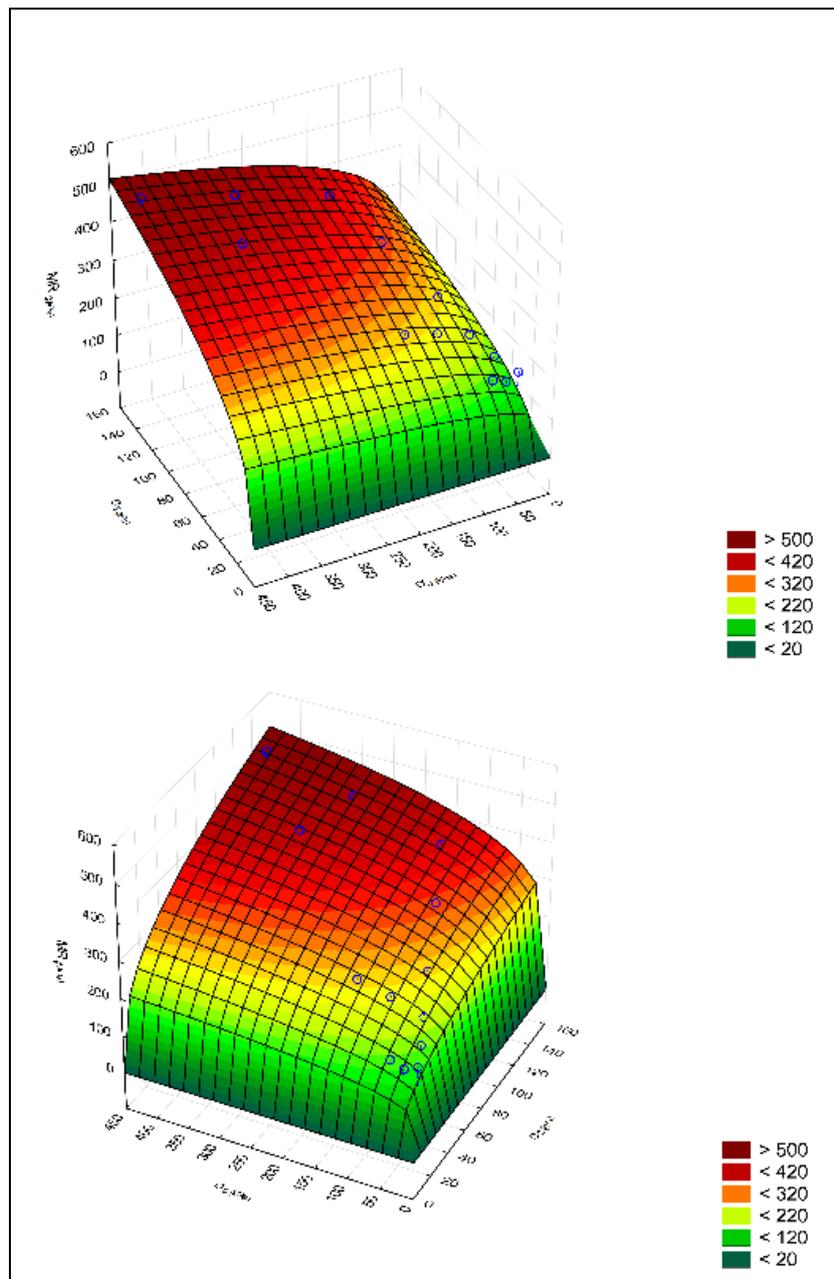


Figura 6.40. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BGS-IV).

O resultado da DP para a amostra de brita graduada BGS-IV, apresentado na Figura 6.41, foi significativamente inferior às demais amostras analisadas, mesmo a faixa granulométrica possuindo uma relação de partículas de diâmetros de finos maior.

Observa-se que a DP atingiu uma taxa percentual final de deformação de 1,2 % para o par de tensões 120x360, bem como um pico de deformação nos ciclos iniciais do ensaio (até 10.000 ciclos) seguido de tendências de crescimento da DP quase constante, indicando, portanto, um possível resultado que pode estar associado ao escoamento plástico.

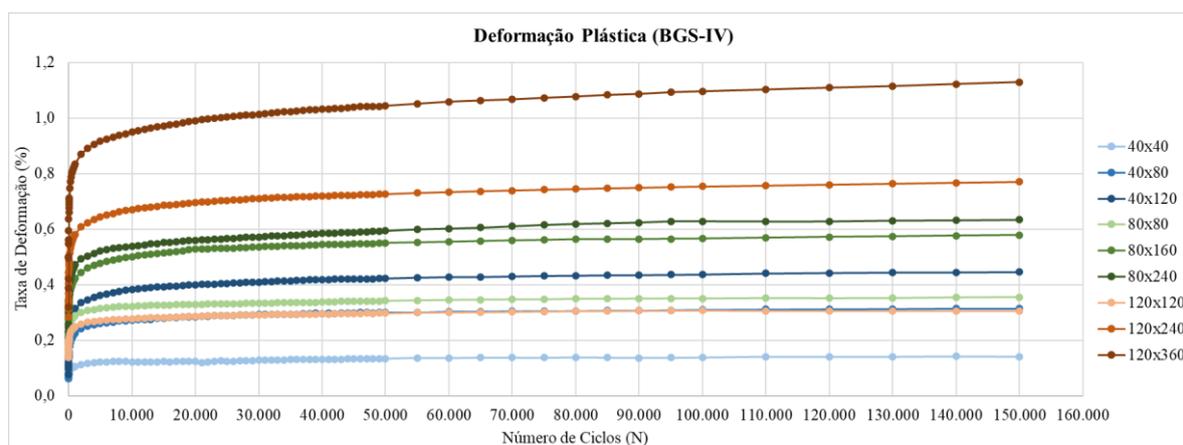


Figura 6.41. Comportamento da DP da amostra BGS-IV.

Com os resultados de DP obtidos em ensaio, foi possível calcular os parâmetros relacionados ao modelo matemático de Guimarães (2009), conforme apresentado na Tabela 6.21. Quanto ao modelo matemático aplicado aos dados de ensaio de DP convencional, observa-se que o ajuste dos dados foi satisfatório, apresentando um R^2 de 0,953.

Tabela 6.21. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BGS-IV

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,145896	0,004273	34,14477	0,00	0,137509	0,154284	0,953
Ψ_2	0,201851	0,021565	9,36013	0,00	0,159520	0,244182	
Ψ_3	0,842658	0,016391	51,41010	0,00	0,810484	0,874833	
Ψ_4	0,071093	0,002464	28,84668	0,00	0,066255	0,075930	

A relação estatística de valores previstos em relação aos valores observados demonstra um comportamento satisfatório, mantendo uma linearidade dos dados obtidos, apesar de

apresentar alguns desvios dos resultados. Os valores residuais apresentaram significativa dispersão em relação ao eixo normal.

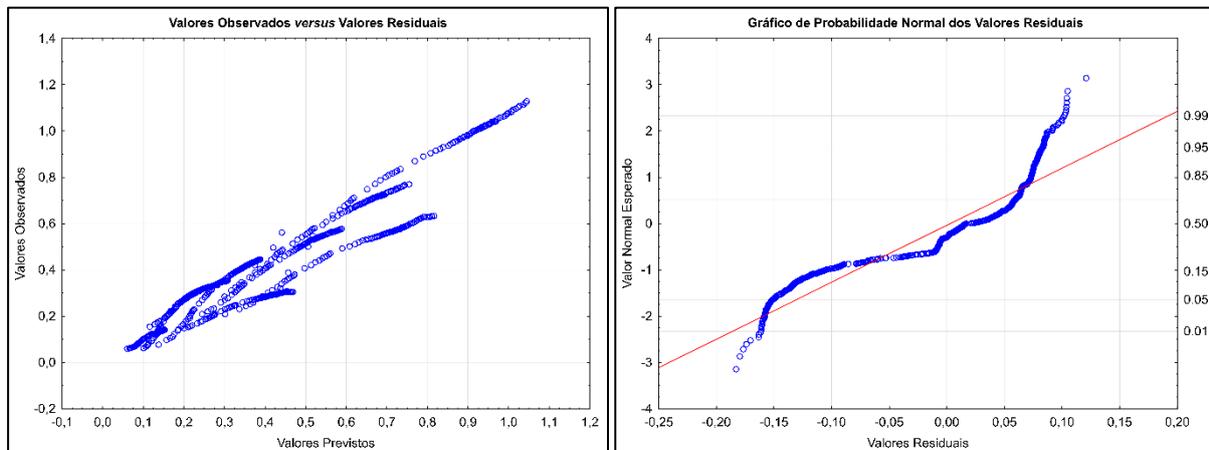


Figura 6.42. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra BGS-IV.

A verificação quanto ao *Shakedown* demonstra uma taxa de acréscimo de DP quase linear, apontando tendências que margeiam o comportamento de escoamento plástico com a acomodação plástica, enquanto os patamares de taxa de acréscimo de DP situam-se entre 10^{-5} e 10^{-6} , conforme ilustrado na Figura 6.43.

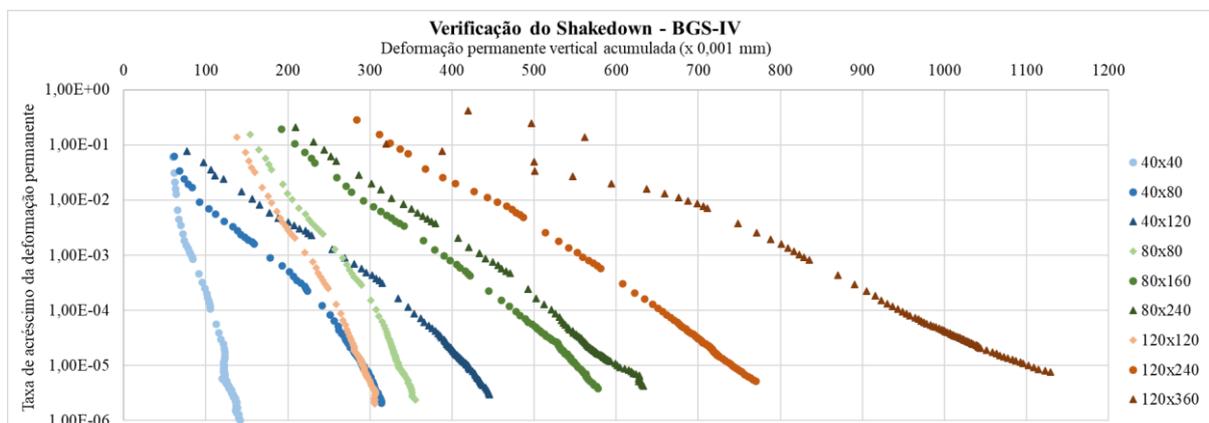


Figura 6.43. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra BGS-IV.

A análise multiestágios evidencia um comportamento similar à condição analisada pelo ensaio convencional. As taxas de deformação são similares aos limites observados para o ensaio da norma DNIT 179/2018 (Figura 6.41), com a mesma tendência de comportamento, conforme demonstrado na Figura 6.44.

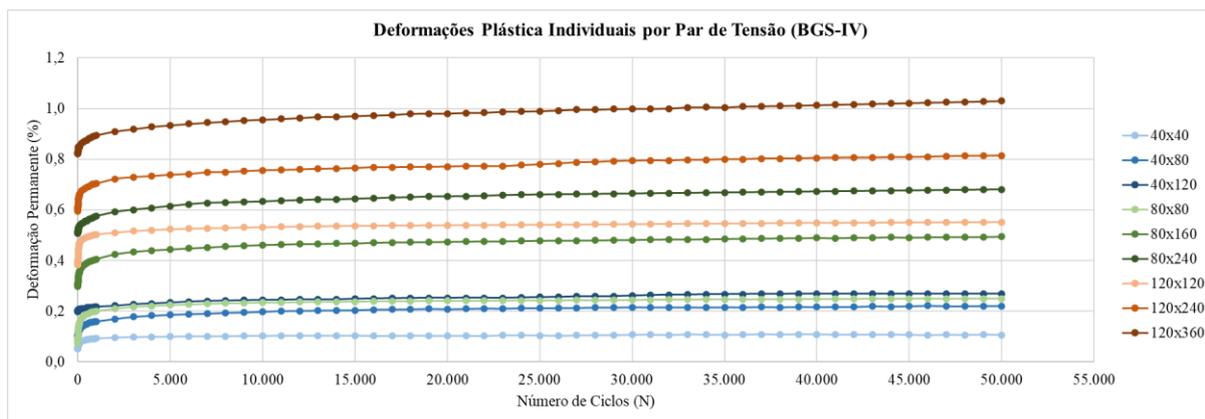


Figura 6.44. Comportamento da DP por multiestágios da amostra BGS-IV.

A aplicação do modelo matemático proposto para análise da DP na condição de estágios de carregamento separados evidencia um melhor ajuste que a situação convencional de ensaio, apresentando um R^2 de 0,988, conforme apresentado na Tabela 6.22.

Tabela 6.22. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BGS-IV.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,294199	0,004018	73,22596	0,0000	0,286310	0,302088	0,988
Ψ_2	0,671580	0,014098	47,63526	0,0000	0,643897	0,699263	
Ψ_3	0,681872	0,008929	76,36318	0,0000	0,664338	0,699405	
Ψ_4	0,025451	0,001200	21,20175	0,0000	0,023094	0,027808	

A análise estatística indica que a relação entre dados previstos e os valores observados apresenta uma boa associação, enquanto o comportamento dos valores residuais é linear e coerente com o eixo normal, sem dispersões significativas, conforme observado na Figura 6.45.

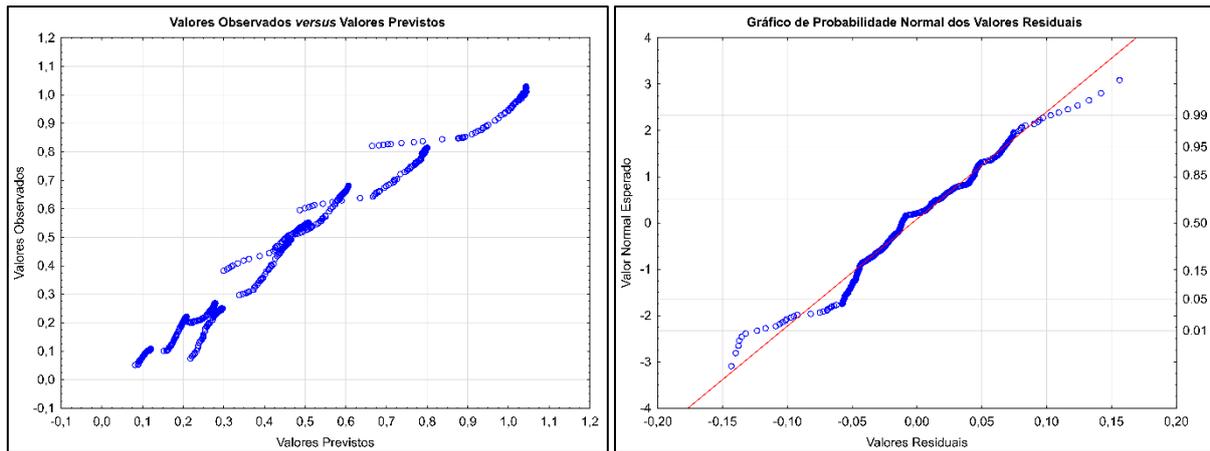


Figura 6.45. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra BGS-IV.

Analisando os resultados da Figura 6.46, em que retrata a DP acumulada nos estágios de cada sequência, nota-se a inexistência do pico inicial elevado de DP, como observado nas situações das amostras anteriores de brita graduada (BGS-I, BGS-II e BGS-III). Além disso, o acréscimo de DP no último estágio de carregamento da sequência 1 foi pequeno, mesmo com o aumento da tensão desvio.

A tendência de comportamento indica uma acomodação plástica para os menores pares de tensões e escoamento plástico nos maiores pares de tensões.

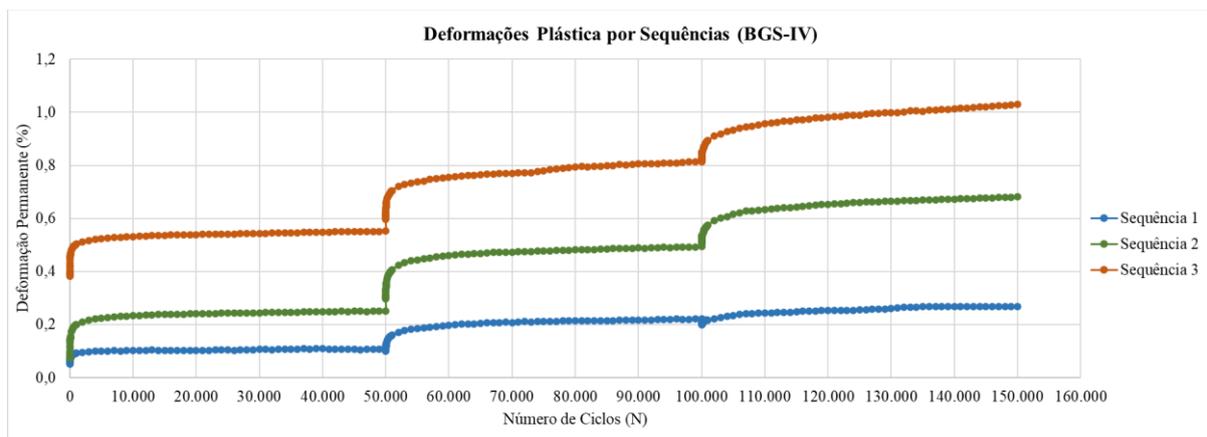


Figura 6.46. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-IV.

Conforme demonstrado na Tabela 6.23, a análise estatística dos dados obtidos em laboratório aplicados ao modelo matemático na condição de ciclos acumulados por sequência, evidencia um excelente ajuste do modelo, apesar de ser um pouco inferior à condição observada

pelos estágios individuais, mantendo-se uma tendência observada em outras amostras de solos e BGS.

Tabela 6.23. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo BGS-IV.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ ₁	0,256749	0,009854	26,05527	0,0000	0,237400	0,276098	0,982
Ψ ₂	0,803559	0,018902	42,51119	0,0000	0,766444	0,840675	
Ψ ₃	0,561805	0,014695	38,23134	0,0000	0,532951	0,590659	
Ψ ₄	0,040831	0,004110	9,93410	0,0000	0,032761	0,048902	

Nota-se uma dispersão maior dos dados previstos em relação aos dados observados, conforme apresentado na Figura 6.47, mas esta característica não se configura significativamente elevada, a ponto de superestimar ou subestimar os valores previstos. Enquanto isso, o ajuste normal dos valores residuais é satisfatório, apresentando linearidade dos valores analisados.

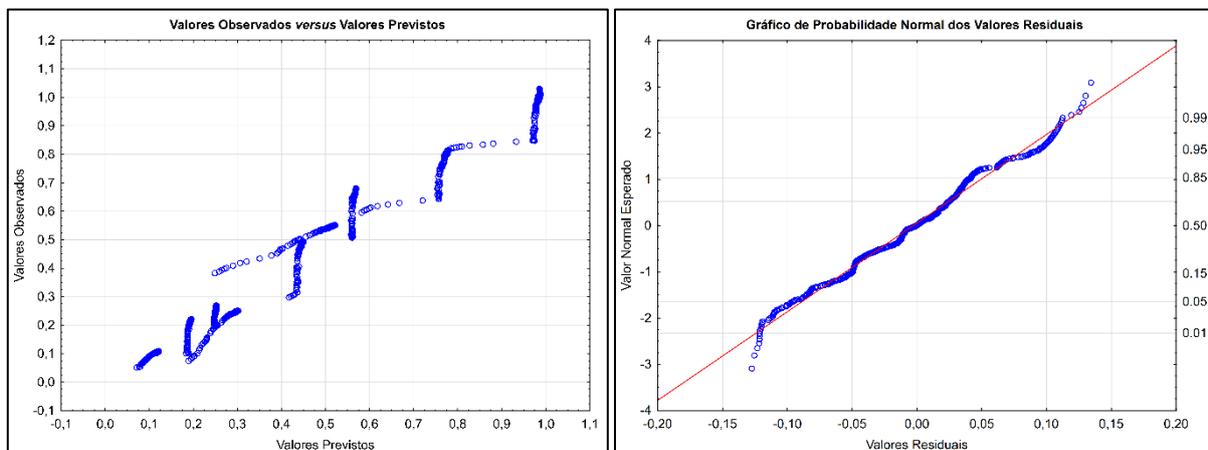


Figura 6.47. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-IV.

Em relação à verificação do *Shakedown*, nota-se que a tendência de comportamento é de acomodação plástica. Entretanto, as maiores relações de tensões $\sigma_1/\sigma_3=4$, especialmente para os pares de tensões 80x240 e 120x360, tiveram comportamento de escoamento plástico, conforme demonstrado na Figura 6.48.

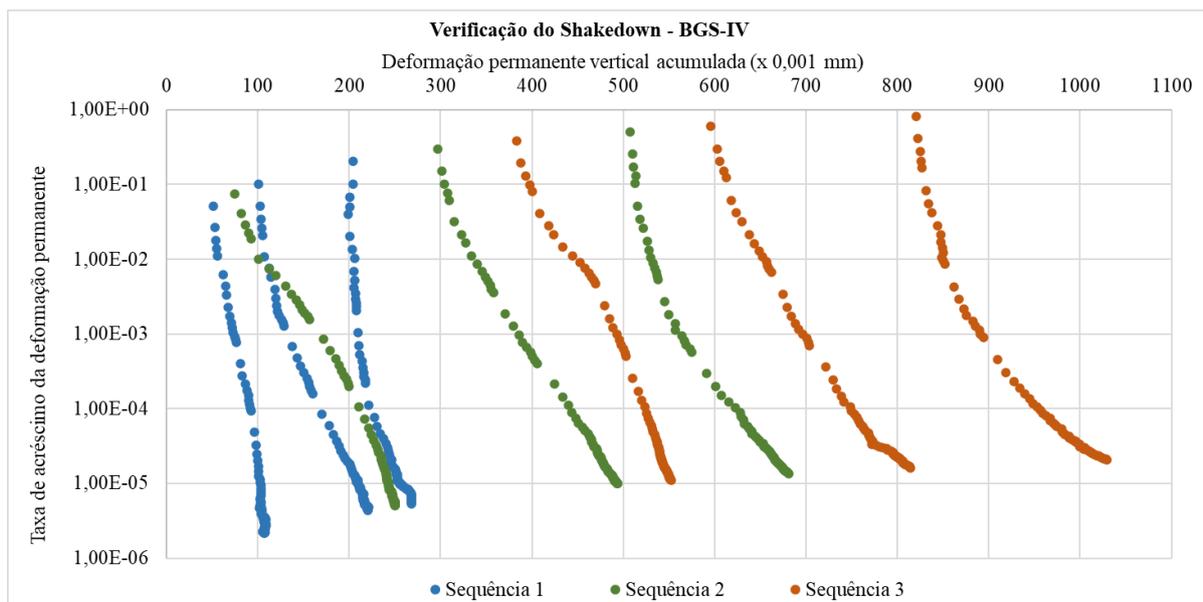


Figura 6.48. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra BGS-IV.

Diante do substancial diferença de comportamento desta brita graduada com as demais amostras analisadas, é possível estabelecer pontos de correlação e/ou dispersão, de modo a auxiliar no entendimento geotécnico de tais comportamentos. Neste caso, as faixas granulométricas utilizadas mostram-se com pouco peso de influência nos dados de DP, restando a hipótese de que o formato dos grãos pode representar maior influência nesta abordagem.

Assim, estudos complementares sobre o assunto, destacando-se a análise do tamanho e distribuição granulométrica no comportamento físico e mecânico do meio, aliadas à morfologia das partículas de BGS e abordagem por meio do método dos elementos discretos, podem contribuir de forma significativa no entendimento mais acurado da relação dos materiais granulares e de suas características na perspectiva da sua resposta mecânica em pavimentação.

6.5. PEDREIRA 4 – BRITA GRADUADA V (BGS-V)

6.5.1. ANÁLISE MACROESTRUTURAL E MECÂNICA DA AMOSTRA BGS-IV

Tendo em vista os aspectos observados em relação à substancial diferença de DP da amostra BGS-IV em relação às demais amostras de brita graduada analisadas, decidiu-se, juntamente com a equipe técnica dos servidores do Laboratório do DER/DF, por verificar se o enquadramento da faixa granulométrica poderia influenciar nos resultados.

Assim, foi dosado em laboratório uma amostra de brita graduada com material do mesmo lote fornecido pela pedreira 4. Entretanto, esta dosagem buscou enquadrar a faixa granulometria dentro dos limites estabelecidos pela norma de referência adotada neste trabalho, conforme ilustrado na Figura 6.49.

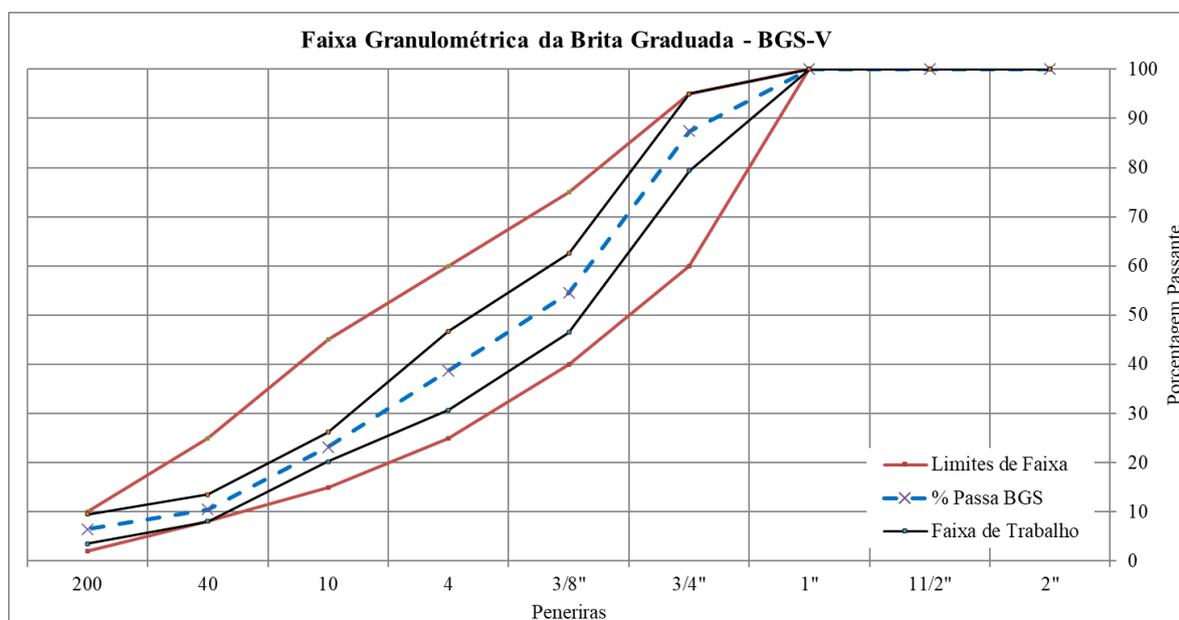


Figura 6.49. Faixa granulométrica da amostra BGS-V.

Em relação à curva de compactação, por apresentar menor quantidade de partículas com diâmetros finos, a umidade ótima foi de 3,87%, aproximadamente 2 % menor que a condição observada na amostra BGS-IV (Tabela 6.24). A MEAS para a condição ótima foi de 2,277 g/cm³, inferior à condição obtida pela amostra de brita graduada da amostra fornecida pela pedreira 4, que apresentou MEAS na condição ótima maior, em 0,015 g/cm³.

Tabela 6.24. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra BGS-V.

		Energia de compactação Modificada				
Pontos de Compactação		1°	2°	3°	4°	Condição Ótima
M.E.A.S.	(g/cm ³)	2,228	2,220	2,277	2,214	2,277
Umidade	(%)	2,27	2,66	3,87	5,98	3,87
MR	(MPa)	291,0	318,7	324,2	320,5	324,2
Gs	(g/cm ³)			2,728		

Um aspecto peculiar observado nesta amostra, e apresentado na Figura 6.50, refere-se ao MR, que é inferior para a condição de pouca umidade, ou seja, para o ramo seco da curva de compactação.

À medida em que se aumenta a umidade, o MR aumenta e se estabiliza nos pontos seguintes, apresentando. O maior valor de MR médio foi de 324,2 MPa para a condição ótima, característica que não foi observada em nenhuma amostra de brita graduada avaliada neste estudo.

Desse modo, observa-se que o valor de MR aumentou apenas alterando o arranjo granulométrico das partículas, ou seja, o comportamento tensão-deformação resiliente deste material foi afetado pelas características particulares dos grãos da amostra, onde a quantidade de vazios, o estado de tensões e o arranjo amostral foram capazes de serem notados nas respostas de valores de MR quando ensaiados.

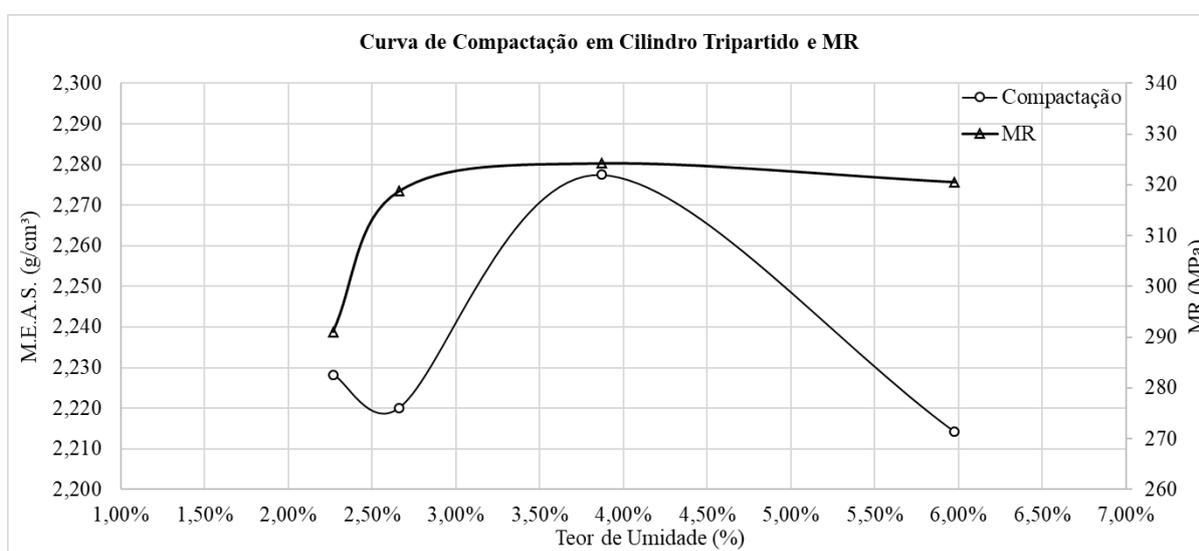


Figura 6.50. Curva MEAS e MR da amostra BGS-V.

A aplicação do modelo composto para análise dos resultados de MR do ponto de máxima MEAS permitiu obter os parâmetros de regressão da equação, a qual resultou em um ajuste quase perfeito, com R^2 de 0,992, conforme observado na Tabela 6.25.

Tabela 6.25. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra BGS-V.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	1670,123	105,7386	15,79482	0,000000	1444,746	1895,499	0,992
k_2	0,415	0,0380	10,92719	0,000000	0,334	0,496	
k_3	0,249	0,0293	8,49983	0,000000	0,187	0,311	

A amostra BGS-V obteve os maiores valores de MR em relação às amostras de brita graduada verificadas neste estudo. Já o comportamento do MR para a condição ótima de MEAS aproximou-se das tendências observadas nas amostras BGS-II, BGS-III e BGS-IV.

O comportamento do MR frente aos diferentes estados de tensões foi significativamente influenciado tanto pela tensão desvio quanto pelo estado de confinamento quase em proporcionalidade, conforme ilustrado na Figura 6.51.

Ao analisar o gráfico, nota-se que à medida em que a tensão confinante e a tensão desvio aumentam, o valor de MR também aumenta, indicando que, quanto maior for o confinamento e maior o emprego de força axial, maior será a rigidez deste material. Neste caso, para os níveis de tensões empregados, verificou-se que um MR próximo a 600 MPa para as tensões 140x420, cerca de 100 MPa maior que a amostra BGS-IV.

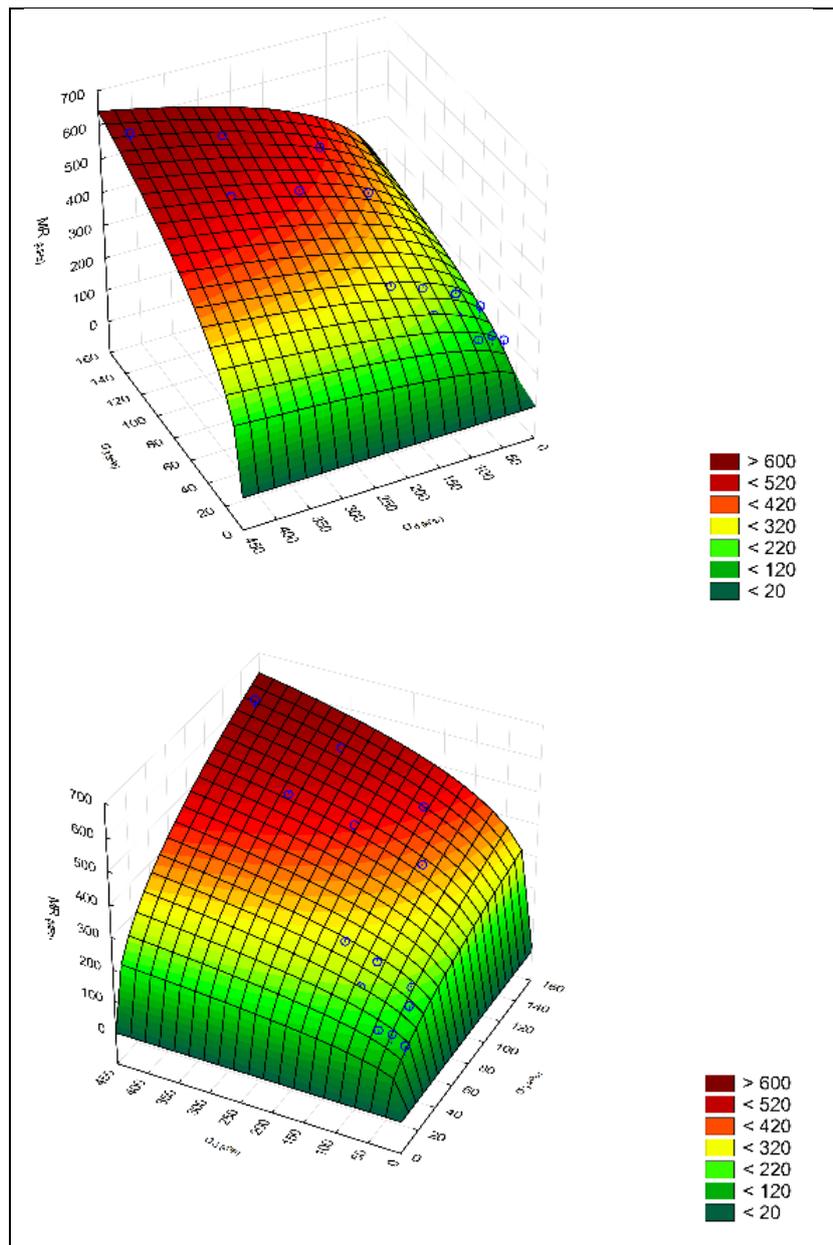


Figura 6.51. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BGS-V).

Ao analisar uma amostra de brita graduada simples do Estado do Rio Grande do Sul, Sagrilo *et al.* (2023) observaram que alguns valores de MR não mantiveram uma tendência de comportamento.

Contextualizando com este trabalho, apesar de algumas situações como a observada neste estudo, evidenciarem tendências de comportamento similares (BGS-I a BGS-V), dadas as condições do material granular sem coesão e a forma das partículas, nem sempre a tendência de comportamento frente ao estado de tensões é a mesma, ainda que indicando valores de MR médio semelhantes.

A DP demonstrou uma situação similar ao comportamento da BGS-IV, com apenas alguns aspectos particulares, conforme ilustrado na Figura 6.52. A amostra apresenta poucas deformações iniciais e manteve uma tendência que pode ser associada à acomodação plástica. Entretanto, o par de tensões 120x360, além de apresentar os mesmos níveis de DP da amostra BGS-IV, teve um incremento desta deformação, de modo a correlacioná-lo a um escoamento plástico.

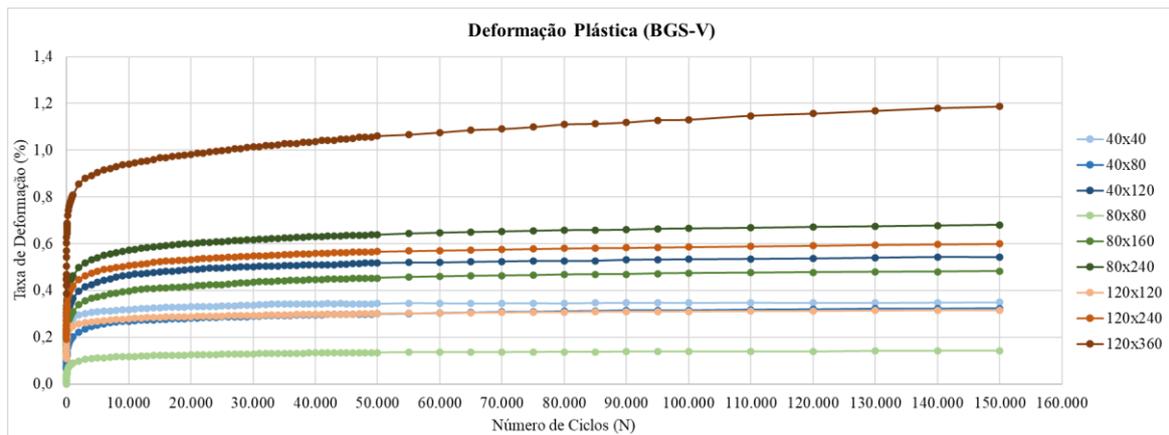


Figura 6.52. Comportamento da DP da amostra BGS-V.

O modelo matemático de Guimarães (2009) teve um ajuste inferior ao observado na amostra de BGS-IV, mas ainda assim satisfatório para a representação das análises de DP.

Conforme apresentado na Tabela 6.26, é possível observar os parâmetros de regressão estimados para o conjunto de dados em questão, bem como o R^2 de 0,932.

Tabela 6.26. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BGS-V.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,085741	0,003449	24,8562	0,00	0,078970	0,092513	0,932
Ψ_2	-0,406551	0,027983	-14,5287	0,00	-0,461479	-0,351622	
Ψ_3	1,200399	0,024129	49,7486	0,00	1,153035	1,247764	
Ψ_4	0,086988	0,003182	27,3408	0,00	0,080742	0,093233	

A análise estatística dos valores previstos em relação aos valores observados teve uma boa associação, indicativo de um bom ajuste do modelo matemático, enquanto os valores residuais apresentaram dispersão nos pontos extremos, conforme ilustrado na Figura 6.53.

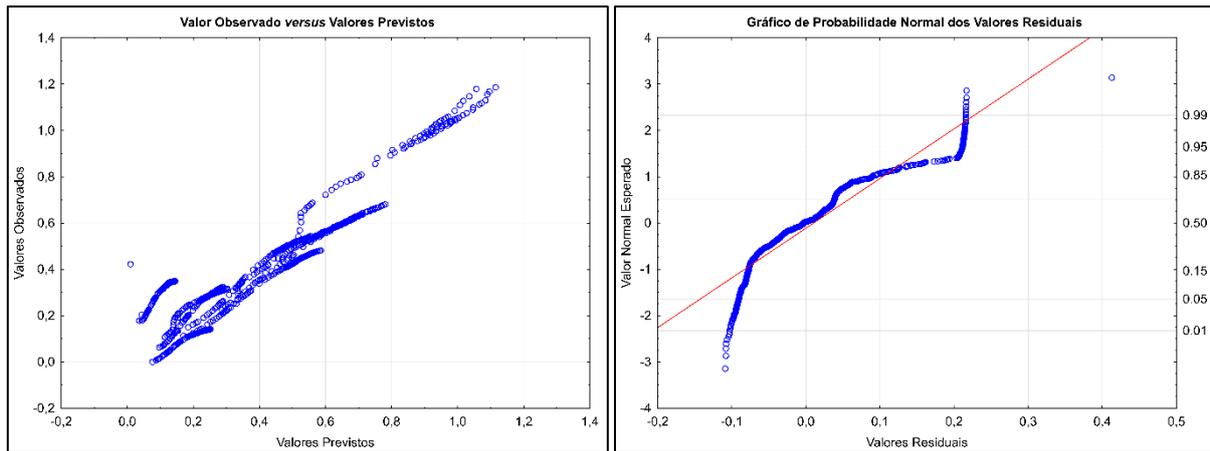


Figura 6.53. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra BGS-V.

A verificação do *Shakedown*, apresentada na Figura 5.54, demonstrou o mesmo comportamento observado na análise da amostra BGS-V, e a taxa de acréscimo de DP mostrou-se linear e com tendências que perpassam pelo escoamento e acomodação plástica.

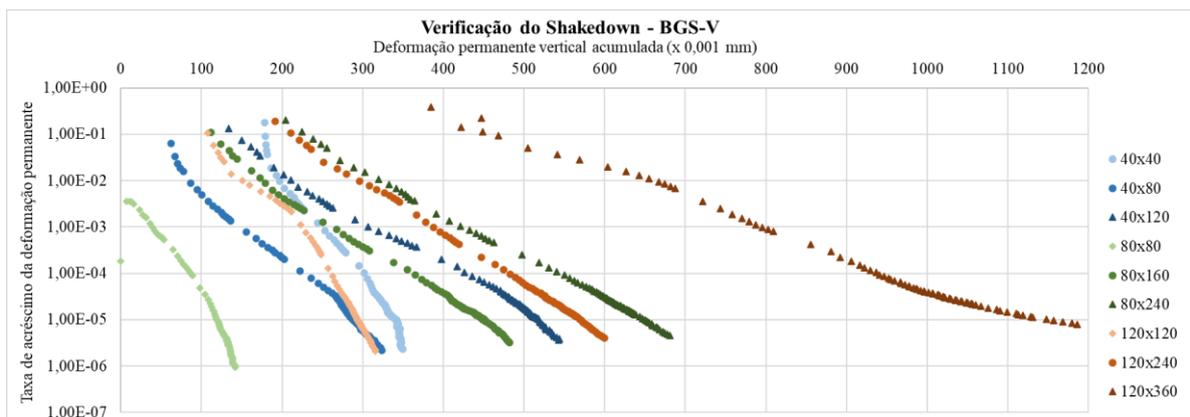


Figura 6.54. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra BGS-V.

A deformação permanente por multiestágios da amostra BGS-V mostrou-se eficiente ao representar as mesmas escalas e tendências de DP observadas no ensaio convencional e na amostra BGS-IV, sendo possível verificar parâmetros de DP equivalentes entre as análises, bem como a tendência de acomodação das deformações plásticas, conforme demonstrado na Figura 6.55.

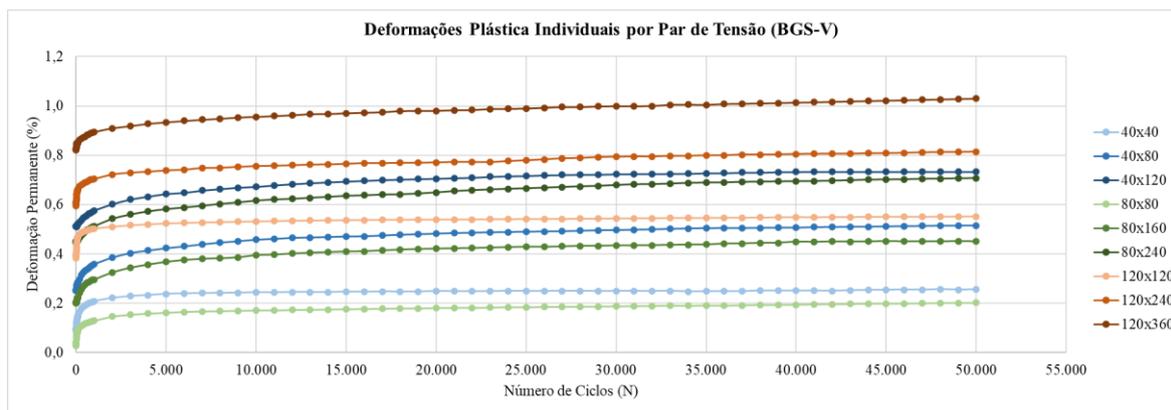


Figura 6.55. Comportamento da DP por multiestágios da amostra BGS-V.

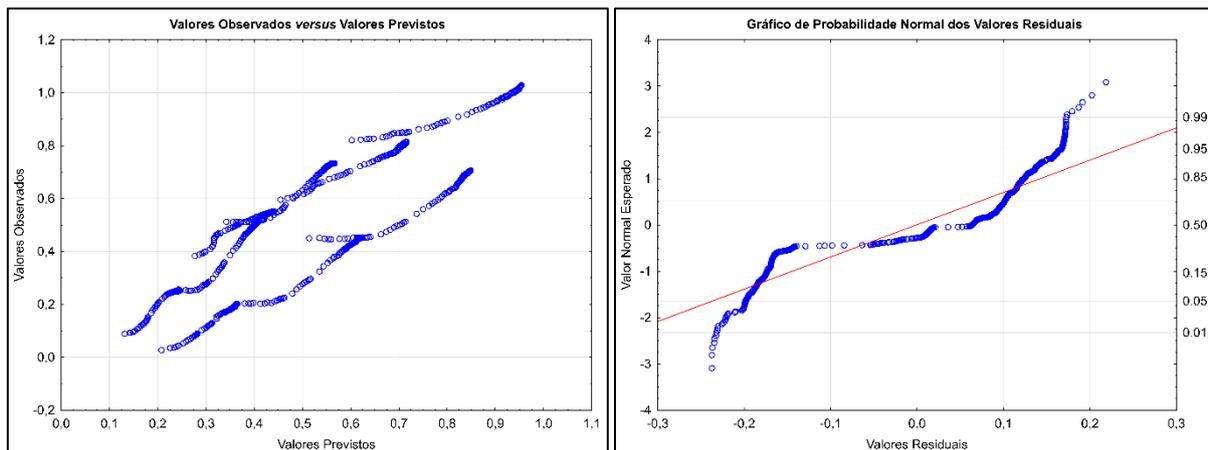
Na Tabela 6.27, apresentam-se os valores obtidos para os parâmetros de regressão da equação do modelo matemático, resultando em um ajuste do modelo pouco satisfatório quando comparado a outras análises de brita graduada abordadas neste estudo, de modo que o R^2 foi de 0,848.

Tabela 6.27. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BGS-V

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,231195	0,009716	23,79490	0,000000	0,212117	0,250273	0,848
Ψ_2	-0,103354	0,032052	-3,22462	0,001323	-0,166289	-0,040419	
Ψ_3	0,732008	0,025926	28,23500	0,000000	0,681102	0,782914	
Ψ_4	0,045346	0,003591	12,62653	0,000000	0,038294	0,052398	

A razão do baixo valor do R^2 , associado ao ajuste dos dados na equação, pode estar relacionada a duas tendências de comportamento. A primeira refere-se às sequências 1 e 2 e a segunda ocorre na sequência 3.

Apesar de manterem valores coerentes de DP, o comportamento isolado da curva da sequência 3 (melhor visualizado na Figura 6.57) produziu dois segmentos lineares de dados no gráfico que apresenta a relação de valores previstos *versus* valores observados, o que aumenta o erro nas associações destes valores, também observado no gráfico dos valores residuais que apresenta irregularidades ao longo do eixo normal, conforme demonstrado na Figura 6.56.



6.56. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra BGS-V.

Na Figura 6.57, tem-se a diferença da taxa percentual de DP entre as sequências. Isolando a sequência 3, não significa que o comportamento foi diferente em relação às demais sequências. As tendências de deformação e acomodação plástica observadas nas sequências 1 e 2 também podem ser verificadas na sequência 3. Já os níveis de DP foram coerentes com o que havia sido observado no ensaio convencional e em outras amostras de brita graduada simples.

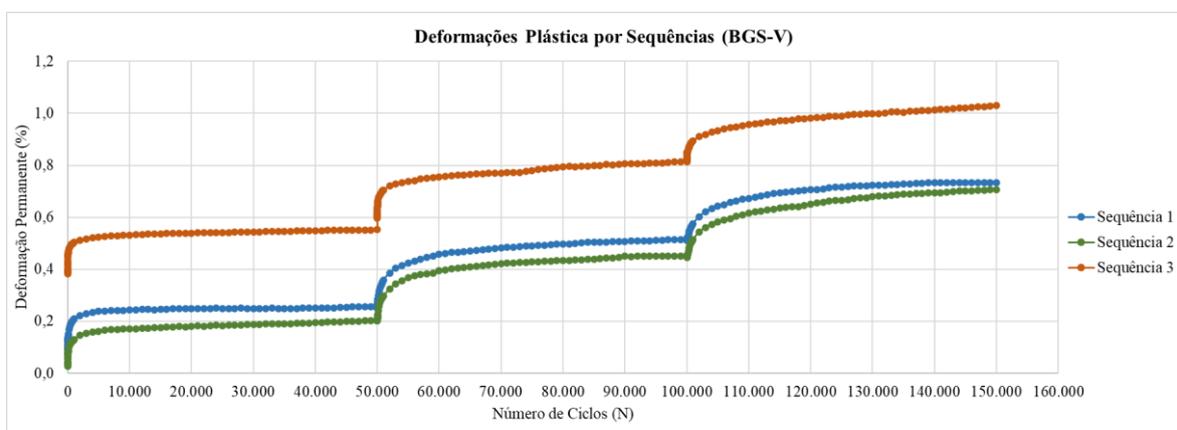


Figura 6.57. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-V.

Ao aplicar o modelo matemático de Guimarães (2009) (Tabela 6.28), verificou-se que a tendência de queda no valor do R^2 , apesar de pequena, manteve-se, demonstrando que a equação, apesar de ser possível sua adoção, apresenta uma confiança menor devido ao ajuste.

Tabela 6.28. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo BGS-V.

Previsão dos Coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,132294	0,018282	7,23621	0,000000	0,096396	0,168192	0,824
Ψ_2	0,131491	0,040418	3,25326	0,001199	0,052127	0,210854	
Ψ_3	0,473920	0,038715	12,24136	0,000000	0,397901	0,549938	
Ψ_4	0,105934	0,014258	7,42955	0,000000	0,077937	0,133931	

A análise estatística dos dados previstos em relação aos dados observados (Figura 6.58), obteve uma correspondência inferior a outras amostras analisadas, sendo que os valores apresentaram-se dispersos no gráfico, tendência de comportamento que não refletiu da mesma forma no gráfico e probabilidade normal dos valores residuais, no qual a linearidade para a condição analisada foi coerente com o eixo normal.

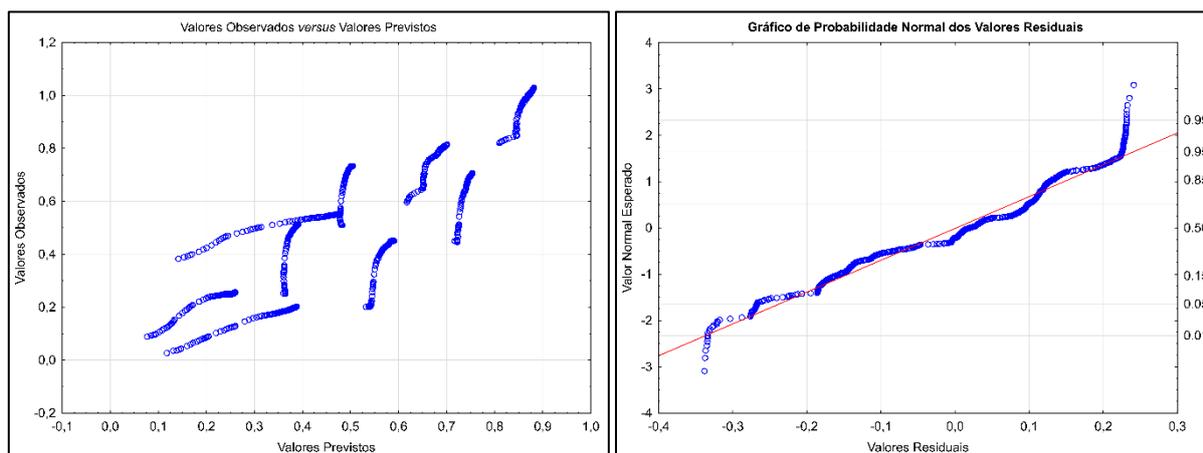


Figura 6.58. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra BGS-V.

Quanto à verificação do *Shakedown* para os resultados de DP em multiestágios, a tendência de comportamento foi de escoamento plástico mais bem definido quando comparado com os resultados do ensaio convencional. Já a taxa de acréscimo de DP para 50.000 ciclos foi de, aproximadamente, 10^{-5} , como pode ser observado na Figura 6.59.

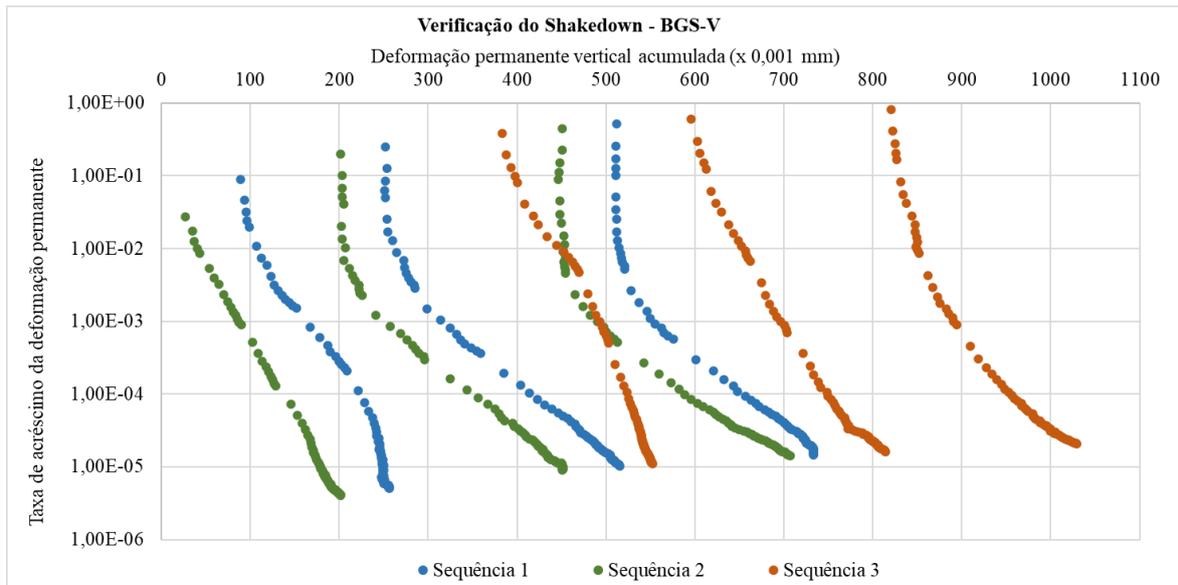


Figura 6.59. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra BGS-V.

Apesar do R^2 ter sido menor na análise da amostra BGS-V, o modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se eficiente na análise dos dados de DP de CP's de brita graduada simples, condição também observada por Sagrilo *et al.* (2023), que ao analisar brita graduada do Estado do Rio Grande do Sul verificou que o modelo matemático de Guimarães (2009) foi adequado para representar as DP, validado por um adequado coeficiente de ajuste (R^2).

CAPÍTULO 7

7. SEGMENTOS EXPERIMENTAIS EM RORAIMA

7.1. SOLOS DE BASE (BS-SE)

7.1.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO DE BASE BS-SE

Ao analisar as imagens obtidas por MEV da amostra BS-SE, apresentadas nas Figuras 7.1 a 7.4, é possível observar partículas com forma bem definida antes e após a compactação. Provavelmente, este aspecto pode estar relacionado à presença de grãos de areia, incorporados na amostra de solo na tentativa de obtenção de uma melhor capacidade de suporte. Ainda assim, é possível observar estruturas pertencentes à fração argila do solo, especialmente destacada na aproximação de 10.000x.

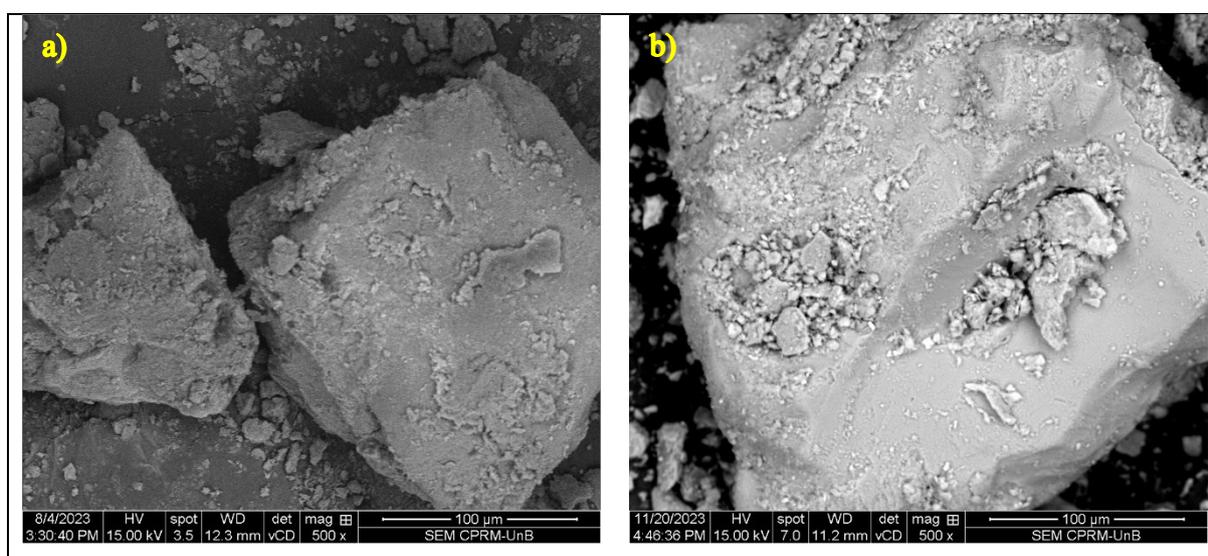


Figura 7.1. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de base – BS-SE. a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

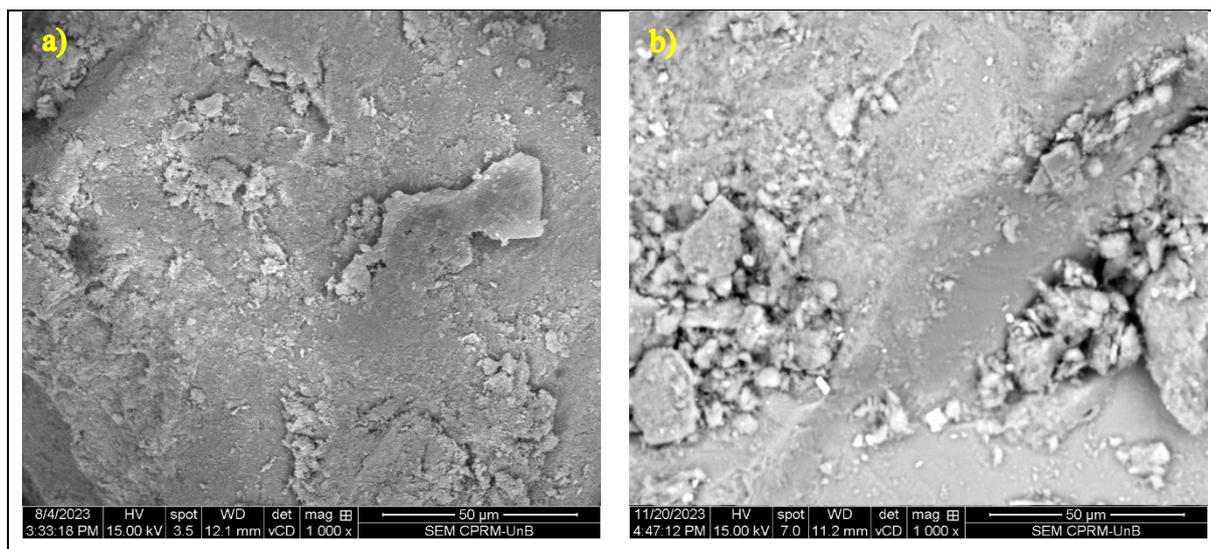


Figura 7.2. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de base - BS-SE. a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

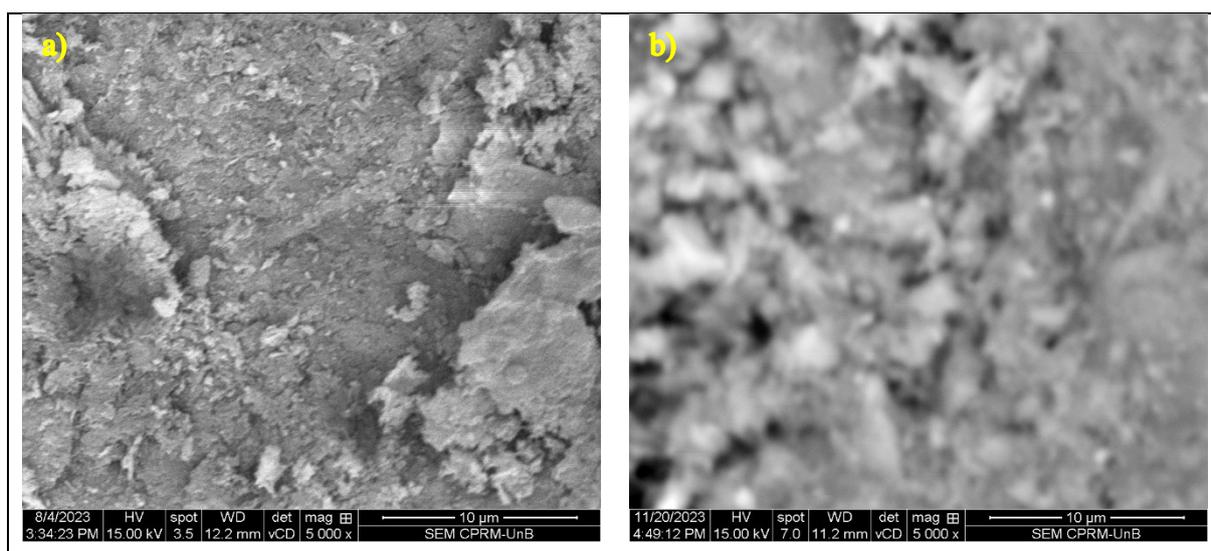


Figura 7.3. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de base - BS-SE. a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

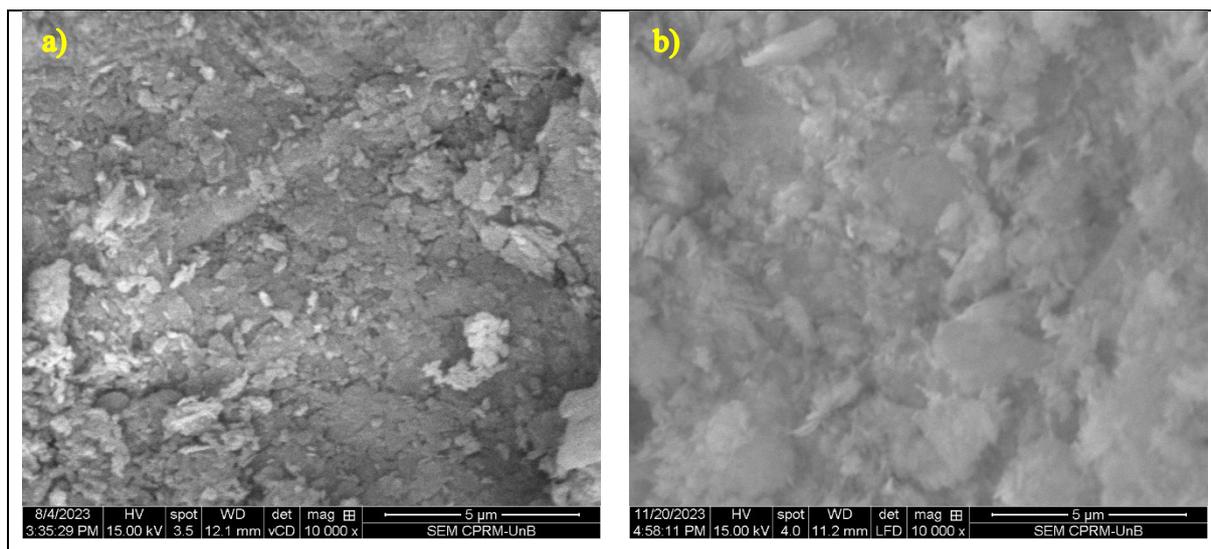


Figura 7.4. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de base - BS-SE. a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.

A análise EDS (Figura 7.5) evidenciou a presença de diversos elementos químicos neste solo. No entanto, a predominância foi dos seguintes elementos: oxigênio, silício, alumínio e ferro, respectivamente, como observado na Tabela 7.1 que apresenta a concentração de massa dos elementos. Esta composição química indica a formação de óxidos associados ao processo de alteração do solo promovido pelo intemperismo e, assim, a possível formação de solos de comportamento laterítico.

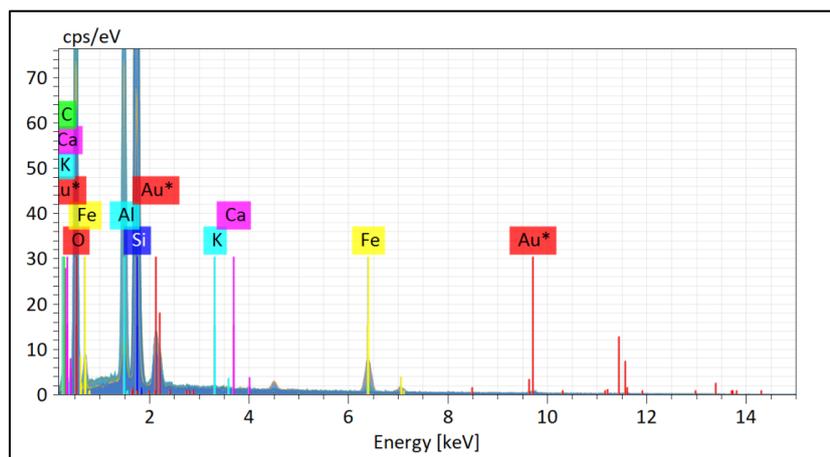


Figura 7.5. Gráfico de energia dispersiva da amostra BS-SE.

Tabela 7.1. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra BS-SE.

Concentração de Massa (%) – BS-SE								
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Potássio	Cálcio	Ferro	Soma
Média	4,34	44,35	12,53	27,37	0,09	0,20	10,20	99,09
Sigma	0,62	2,89	0,44	0,33	0,05	0,08	4,76	1,31

Os resultados obtidos pelo ensaio de ataque sulfúrico evidenciaram pouca relação de óxidos presentes no solo, sendo predominante a ocorrência de óxido de alumínio. As relações moleculares Ki e Kr apontaram para a ocorrência de um solo intemperizado. Entretanto, os valores destes índices poderiam ser ainda menores, tendo em vista que o solo apresenta adições de areia comercial. A relação Al_2O_3/Fe_2O_3 também evidenciou o elevado grau de intemperismo, como observado na Tabela 7.2.

Tabela 7.2. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra BS-SE.

Ataque Sulfúrico – BS-SE		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO_2	0,75%
Óxidos de Alumínio	Al_2O_3	14,21%
Óxidos de Ferro	Fe_2O_3	0,20%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,09
Kr	-	0,09
Al_2O_3/Fe_2O_3	Al/Fe	113,17

7.1.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DO SOLO BS-SE

Ao analisar a curva granulométrica com uso de agente defloculante, apresentada na Figura 7.6, nota-se a ocorrência de um solo com mais de 18% de argila e silte, sendo a maior parcela de argila, e, aproximadamente, a presença de 45% de areia, que em termos práticos representa a soma da areia adicionada (cerca de 35%) com a já presente no solo, seguido de cerca de 37 % de cascalho.

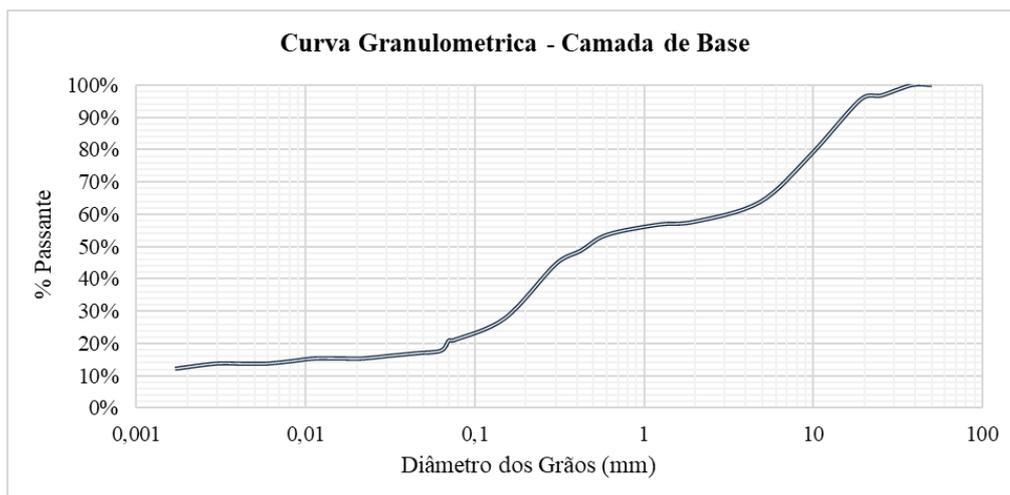


Figura 7.6. Granulometria com defloculante da amostra BS-SE

A compactação mini-MCV permitiu a obtenção dos parâmetros apresentados na Tabela 7.3. Estes valores são essenciais para a definição da classificação dos solos quanto à metodologia MCT. Após a obtenção dos dados necessários, verifica-se que a classificação do solo foi de LA' (laterítico arenoso). Porém, essa classificação ocorreu próxima à interseção com a classificação NA' (não laterítico arenoso), como observado na Figura 7.7. Logo, estima-se que este solo possa estar em uma classe intermediária da classificação, conforme proposta MCT-M discutida por Vertamatti (1988).

Ressalta-se, uma vez mais, que o solo ensaiado apresenta a adição de 35% de areia comercial, conforme projeto executado no SE, o que pode ter influenciado no resultado final da classificação MCT.

Tabela 7.3. Índices obtidos pela compactação mini-MCV da amostra BS-SE.

Resultados da compactação Mini-MCV para o solo de Base BS-SE			
Coefficiente c'	Coefficiente d'	Coefficiente e'	Classificação MCT
1,12	29	1,12	LA'

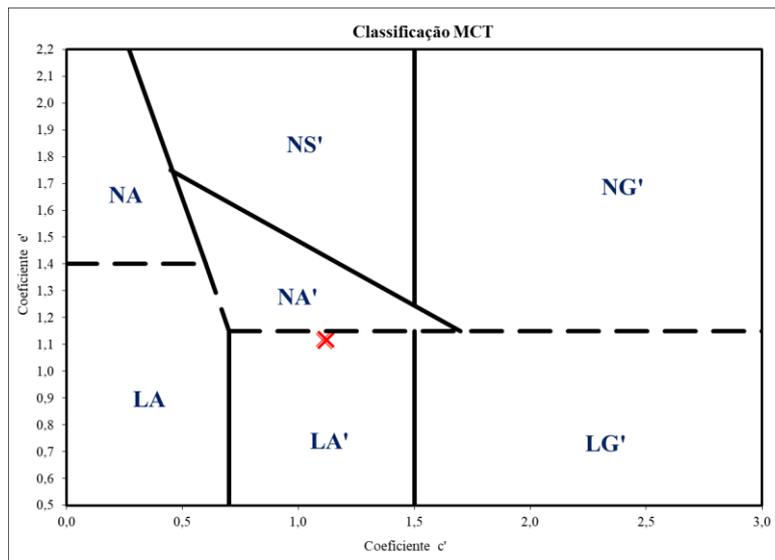


Figura 7.7. Classificação MCT da amostra BS-SE.

7.1.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO BS-SE

Conforme exposto no capítulo 4, referente à metodologia desta pesquisa, a abordagem para a avaliação das amostras dos solos do SE envolveu a execução em campo, utilizando em laboratório o gráfico de umidade *versus* MEAS obtido em campo, onde foram aplicadas as condições específicas para a execução da camada.

No caso do solo da camada de base, apesar da maior densidade ter sido obtida com o teor de umidade de, aproximadamente, 14,4%, o trecho em questão foi executado onde se obteve o melhor ISC, de 92,3%, ou seja, com o teor de umidade de 11,4%, conforme observado na Tabela 7.4 e Figura 7.8.

Destaca-se que surgiram desafios na obtenção da densidade pretendida durante a execução dos cilindros tripartidos, obtendo-se, consistentemente, valores inferiores em comparação com os resultados da densidade do ISC. Apesar desta dificuldade, e com o intuito de assegurar a qualidade e garantir uma melhor correspondência nos resultados do controle de campo, optou-se por considerar apenas os corpos de prova cujo grau de compactação atingisse ou ultrapassasse a marca de 98% (DNIT, 2006), caso estes estivessem com a umidade de 11,4% e variação de $\pm 0,5\%$.

Tabela 7.4. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra BS-SE.

Energia de compactação AASHO Modificado							
Pontos de Compactação		1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S.	(g/cm ³)	1,992	2,079	2,150	1,926	1,942	2,079
Umidade	(%)	9,2	11,4	14,8	16,7	19,7	11,4
ISC	(%)	0,0	92,3	12,6	4,1	0,0	92,3
Expansão	(%)	0,78	0,72	0,61	0,39	0,26	0,72

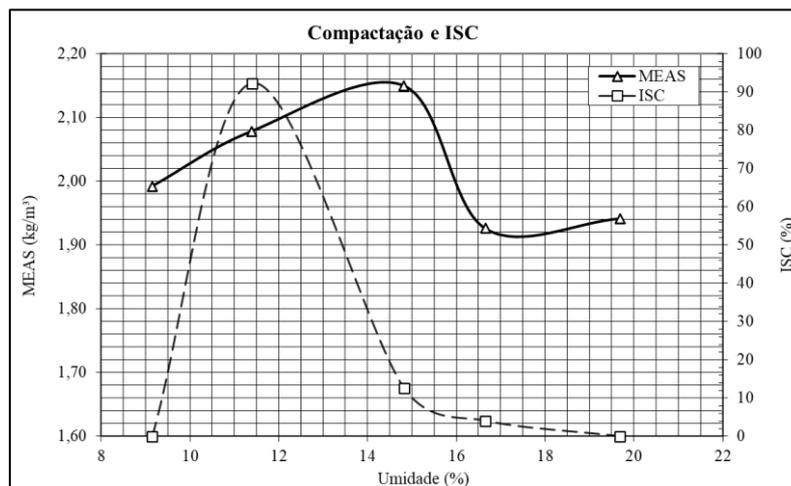


Figura 7.8. Curva de compactação e ISC da amostra BS-SE.

Diante da situação de adoção deste padrão de umidade, optou-se para a análise de MR, os dois cenários, sendo o primeiro para a condição de umidade do máximo valor de ISC, apresentado na Figura 7.9. E o segundo para a condição de máximo valor de MEAS, conforme apresentado na Figura 7.10. Neste caso é possível observar que o comportamento do CBR, não reflete necessariamente uma condição similar para o MR, verificou-se que a condição de máxima MEAS, obteve o melhor desempenho para o MR.

Também é possível verificar pelas Tabelas 7.6 e 7.7 que o comportamento do modelo composto, ao ser aplicado nas condições do ensaio, apresentou uma melhor resposta quanto ao R² para a condição em que o MR teve um melhor desempenho, corroborando com a ideia de que a melhor condição para o caso se trata da adoção da situação de máxima densidade de compactação para este solo.

A Tabela 7.5, apresenta as relações dos pontos e compactação com seus respectivos valores de MEAS, teor de umidade e MR. Quanto ao teor de umidade, adotou-se o que mais se aproximou da condição apresentada na curva de compactação do ISC, com tolerância de $\pm 1\%$ de umidade.

Tabela 7.5. Propriedades dos CP de MR da amostra BS-SE.

Energia de compactação Modificada		
Pontos de Compactação	1°	2°
M.E.A.S. (g/cm ³)	2,037	2,061
Umidade (%)	11,6	13,5
MR (MPa)	291,1	421,6

Ao analisar os parâmetros de regressão obtidos pela aplicação do modelo composto aos dados de MR obtidos em laboratório, verificou-se uma condição satisfatória de ajuste do modelo matemático, apresentando um R² de 0,93, conforme Tabela 7.6. A análise estatística demonstrou que o parâmetro k₃, apresentou pouca significância no modelo, tendo apresentado valor -p de 0,59, maior que o limite de 0,05.

Tabela 7.6. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra BS-SE (1°).

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
k ₁	974,8186	173,9285	5,604708	0,000050	604,0987	1345,538	0,930
k ₂	0,2760	0,1021	2,703516	0,016343	0,0584	0,494	
k ₃	0,2241	0,0781	2,869895	0,011686	0,0577	0,391	

Quanto ao comportamento do MR para os diferentes estados de tensões, verifica-se que na condição de umidade de 11,6%, o MR apresenta uma significativa dependência da tensão confinante. Este resultado remonta ao desempenho do MR de materiais britados, onde o aumento da tensão desvio e da tensão confinante desencadeou em maior rigidez do CP.

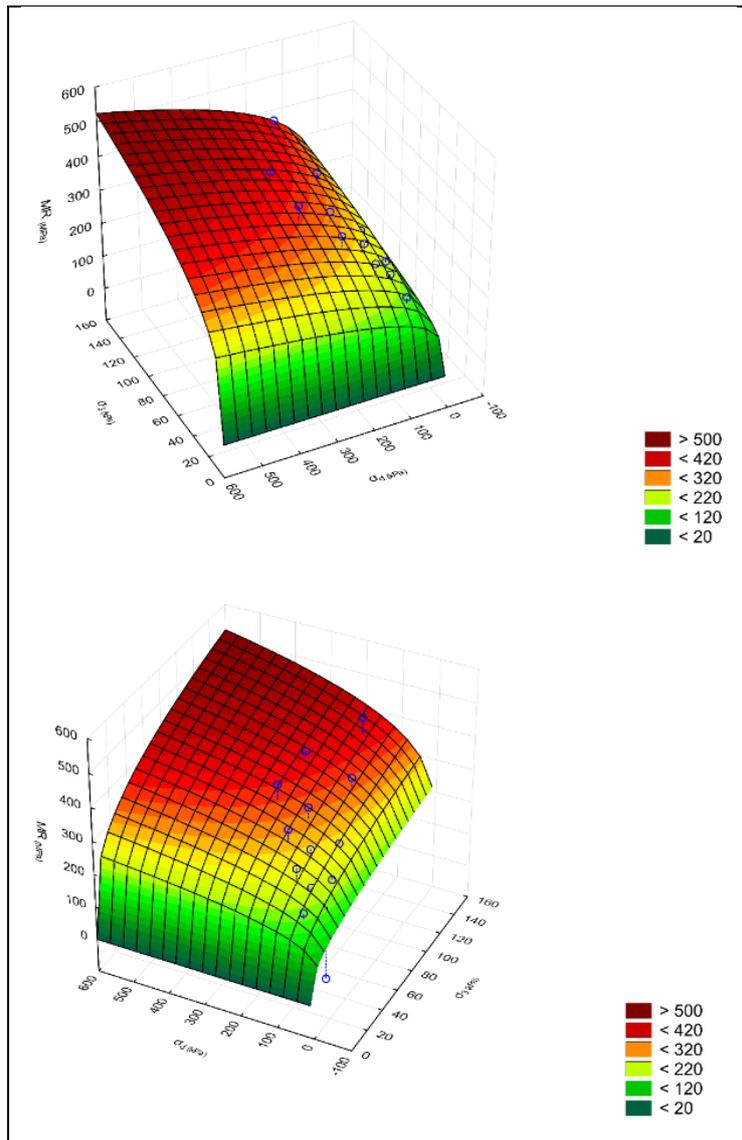


Figura 7.9. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BS-SE – 1°).

Nos parâmetros de regressão obtidos pela aplicação do modelo composto aos dados de MR obtidos em laboratório, foi observada uma condição excelente do ajuste do modelo matemático para a condição de umidade de 13,5%, apresentando um R^2 de 0,99, conforme Tabela 7.7. Este resultado confirma o cenário ideal do MR atrelado à máxima condição de MEAS.

Tabela 7.7. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BS-SE (2°)

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
k ₁	1000,082	30,19801	33,11749	0,000000	935,7168	1064,448	
k ₂	0,315	0,01782	17,69242	0,000000	0,2773	0,353	0,991
k ₃	-0,008	0,01470	-0,54641	0,592817	-0,0394	0,023	

Quanto ao comportamento do MR para os diferentes estados de tensões, verificou-se que, na condição de umidade de 13,5%, o MR apresentou uma significativa dependência da tensão confinante, maior que a vinculação observada no cenário de umidade de 11,6%. Neste caso, verificou-se que, quanto maior for a tensão confinante para um mesmo valor de tensão desvio, maior será a rigidez do CP e, conseqüentemente, um MR com valor elevado, conforme observado na Figura 7.10.

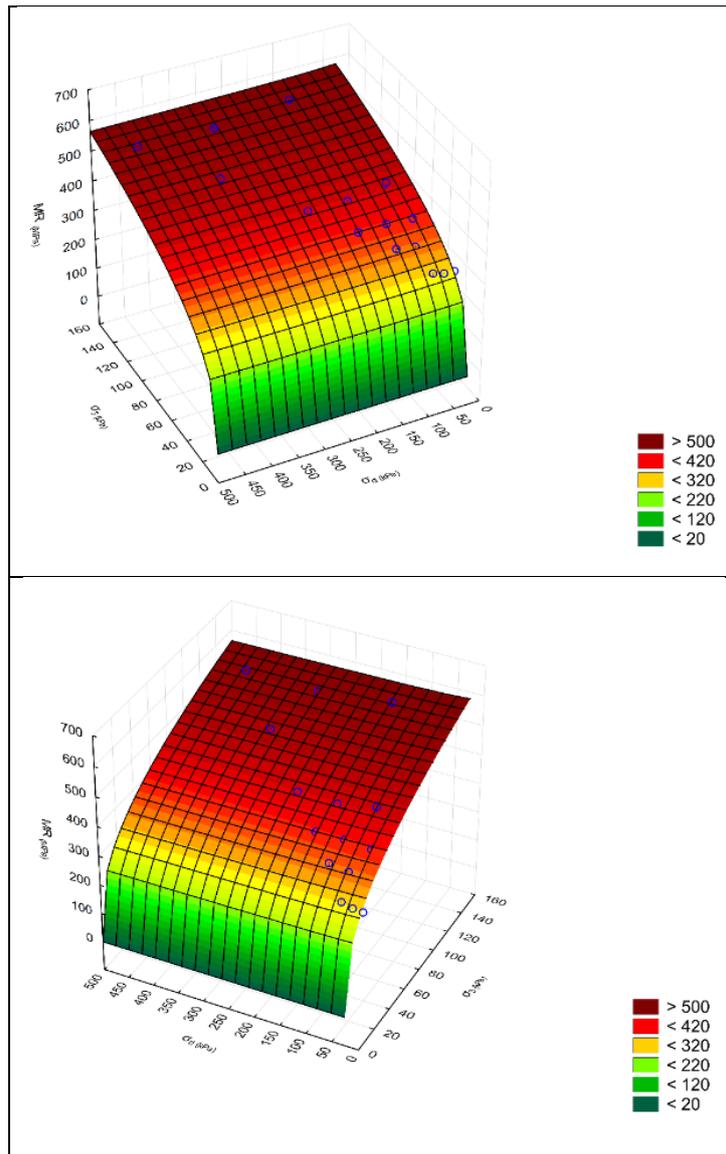


Figura 7.10. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (BS-SE – 2°).

O ensaio de DP evidenciou um comportamento de pico de deformação, nos primeiros 2.000 ciclos de aplicação de carga, seguido de um acomodamento das deformações, conforme ilustrado na Figura 7.11.

Nota-se que a amostra BS-SE apresentou elevadas taxas de DP, seguida de uma tendência de estabilização. Este comportamento assemelha-se ao que foi observado em algumas amostras de brita graduada simples do DF e que, no caso deste solo, pode estar associado ao acréscimo de areia em sua estrutura granulométrica, que inerentemente já apresentava elevadas concentrações de material granular (cascalho).

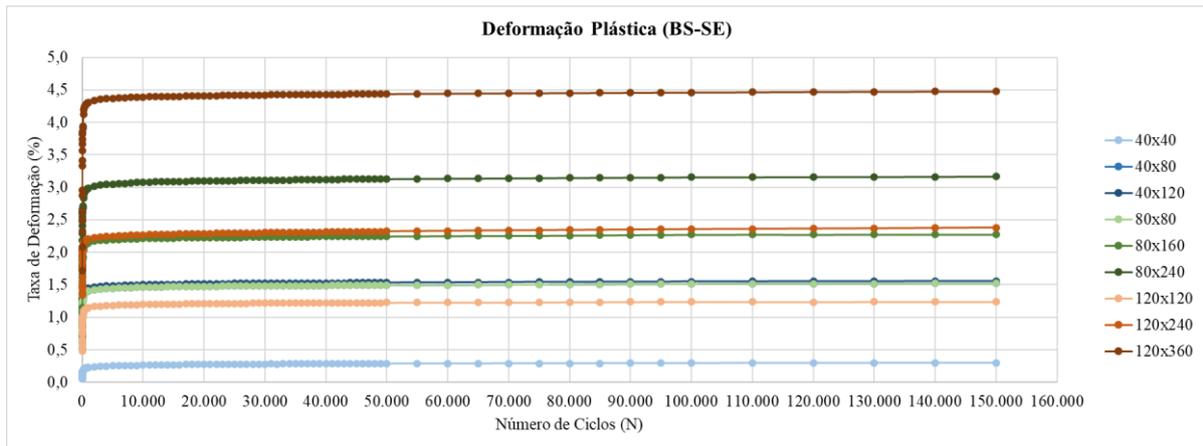


Figura 7.11. Comportamento da DP da amostra BS-SE

Ao aplicar o modelo matemático de Guimarães (2009), foi possível obter os parâmetros de regressão da equação e todas as variáveis estatísticas associadas, bem como o valor R^2 de 0,934, indicando um ajuste satisfatório do modelo matemático aos dados obtidos, conforme demonstrado na Tabela 7.8.

Tabela 7.8. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra BS-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,709811	0,024156	29,3843	0,0000	0,662394	0,757228	0,934
Ψ_2	-0,316062	0,029266	-10,7997	0,0000	-0,373509	-0,258615	
Ψ_3	1,163019	0,024108	48,2428	0,0000	1,115697	1,210341	
Ψ_4	0,030253	0,002572	11,7637	0,0000	0,025205	0,035301	

Sobre os parâmetros estatísticos, verifica-se a ocorrência de uma boa associação dos valores previstos em relação aos valores observados, sendo que, apesar da dispersão, os dados apresentaram linearidade, assim como a distribuição dos valores residuais, conforme ilustrado na Figura 7.12.

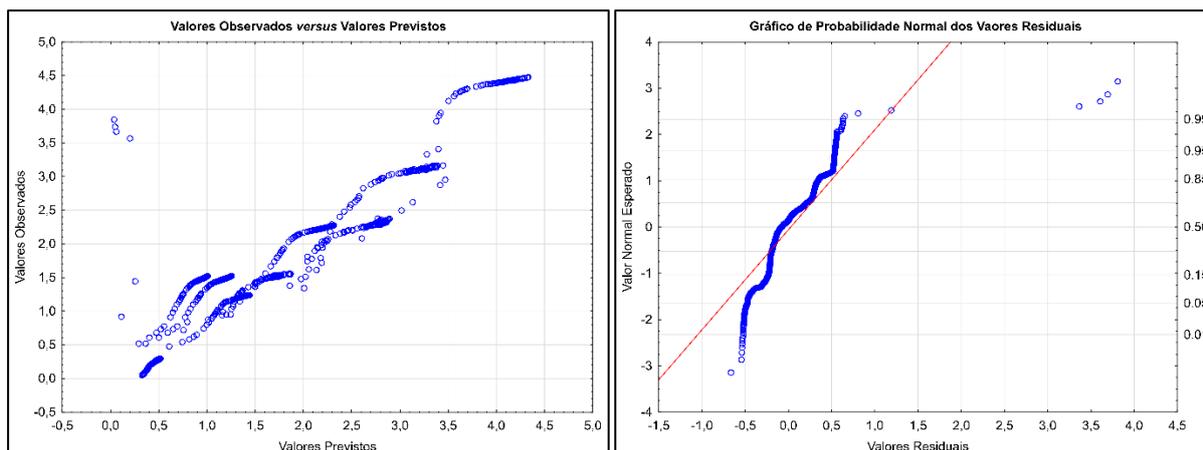


Figura 7.12. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra BS-SE.

A verificação do *Shakedown*, apresentada na Figura 7.13, confirmou a ocorrência de acomodação plástica após elevadas taxas de deformação inicial, com exceção para o par de tensões 40x40, o qual exibiu pouca deformação inicial seguida da estabilização do incremento de DP. Devido a esta elevada taxa de DP, o ensaio convencional permitiu alcançar a taxa de acréscimo de DP próxima a 10^{-5} , após a aplicação de 150.000 ciclos.

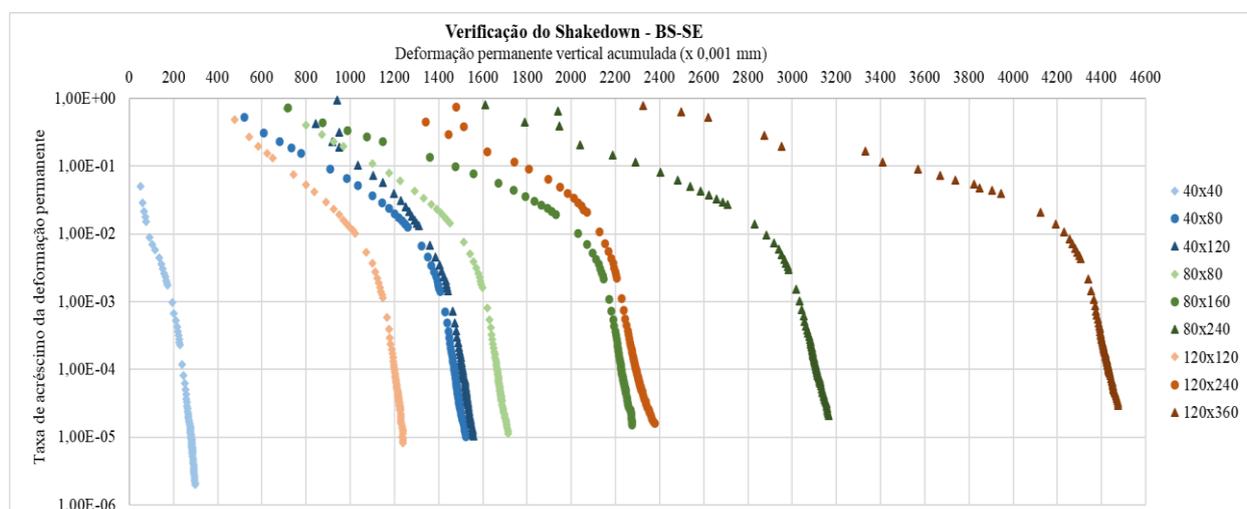


Figura 7.13. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra BS-SE.

A análise da DP por multiestágios demonstrou o mesmo comportamento de elevadas taxas de DP, especialmente nos maiores pares de tensões, conforme Figura 7.14. Outro aspecto comum entre as análises, foi a rápida ocorrência de DP seguida de uma estabilidade das DP ao longo dos ciclos de carregamento.

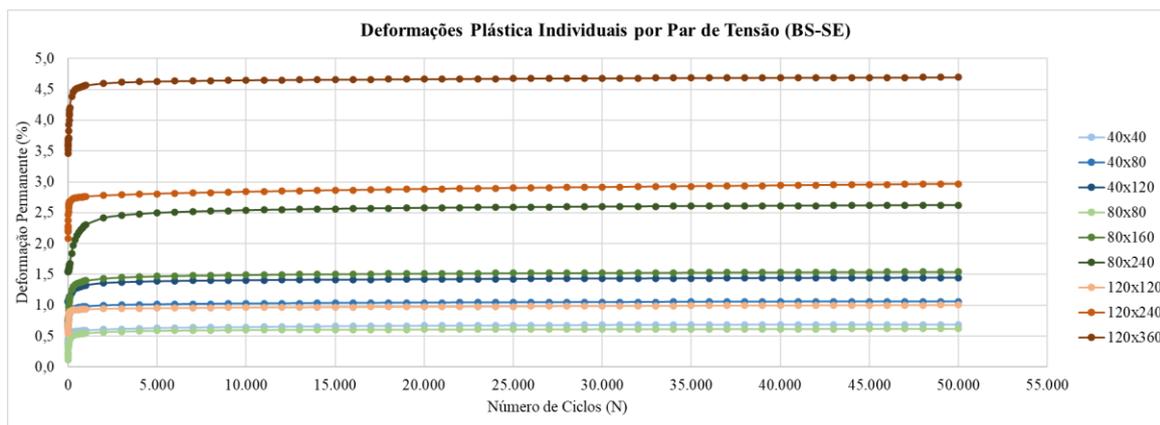


Figura 7.14. Comportamento da DP por multiestágios da amostra BS-SE.

A análise estatística de aplicação do modelo matemático aos dados em multiestágios demonstrou uma condição e ajuste melhores aos valores observados na análise dos dados do ensaio convencional. Para o multiestágios o R^2 foi de 0,963, conforme demonstrado na Tabela 7.9.

Tabela 7.9. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra BS-SE

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,657701	0,020649	31,85166	0,000000	0,617156	0,698246	0,963
Ψ_2	0,218448	0,030180	7,23807	0,000000	0,159187	0,277709	
Ψ_3	1,245842	0,023349	53,35725	0,000000	1,199995	1,291690	
Ψ_4	0,026585	0,002319	11,46201	0,000000	0,022030	0,031139	

A relação estatística dos valores observados em relação aos valores previstos evidenciou uma melhor correspondência que a situação verificada no ensaio convencional, bem como a relação de valores residuais teve maior correspondência linear ao eixo normal dos valores, mas ainda apresentando valores dispersos em ambas as situações, conforme ilustrado na Figura 7.15.

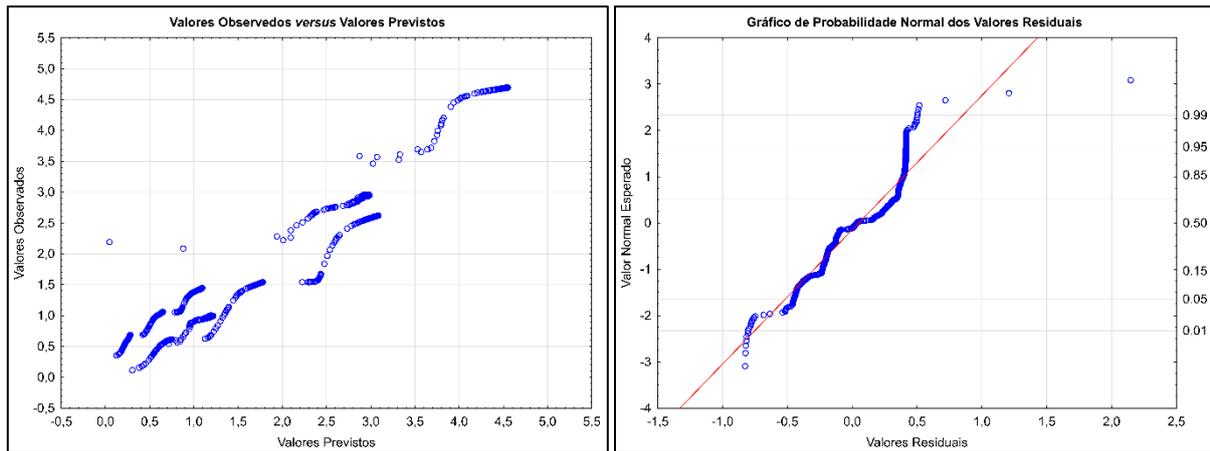


Figura 7.15. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra BS-SE.

A análise da DP por sequências (Figura 7.16) evidenciou o comportamento do solo quanto às transições de incremento de tensões. Nota-se que a sequência 3 apresentou as mais elevadas taxas de DP, enquanto os primeiros estágios das sequências apresentaram deformações controladas. Os estágios seguintes elevaram significativamente este incremento de DP e, em ambas as situações, assim como observado anteriormente, houve um incremento substancial das deformações plásticas nos primeiros ciclos, seguida de uma acomodação destas deformações.

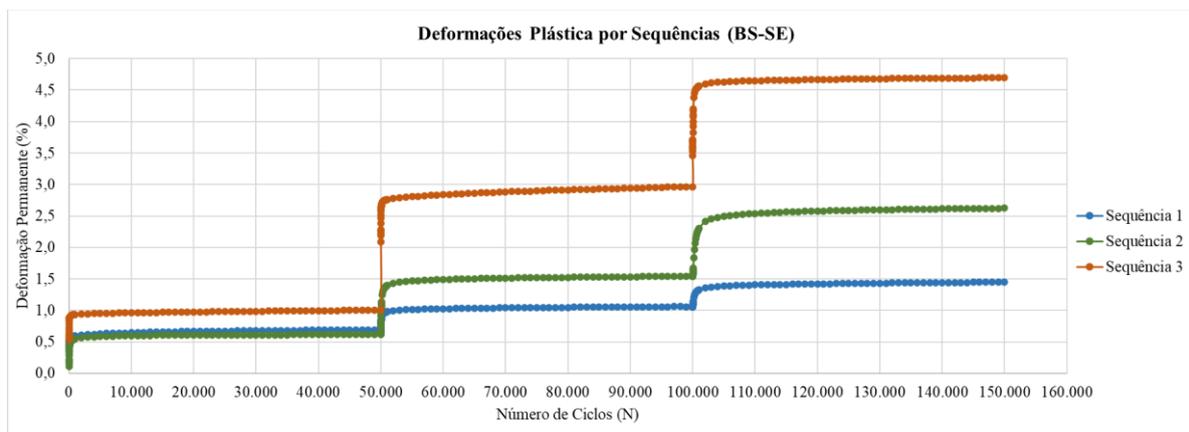


Figura 7.16. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra BS-SE.

A análise estatística de aplicação do modelo matemático aos dados demonstrou uma condição de ajuste pouco inferior à análise dos estágios de carregamento separado. Todavia, maior do que observado nos dados convencionais. Para o multiestágios o R^2 foi de 0,958, conforme Tabela 7.10.

Tabela 7.10. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por seqüência de multiestágio do solo BS-SE

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,290448	0,045108	6,43892	0,000000	0,201876	0,379021	0,958
Ψ_2	0,412405	0,039498	10,44114	0,000000	0,334848	0,489961	
Ψ_3	1,013791	0,038268	26,49206	0,000000	0,938650	1,088932	
Ψ_4	0,111794	0,015979	6,99637	0,000000	0,080419	0,143170	

A relação estatística dos valores observados em relação aos valores previstos demonstrou uma correspondência melhor que a situação verificada no ensaio convencional. Contudo, os valores ficaram ainda mais dispersos que a situação apresentada na Figura 7.15. A relação de valores residuais teve uma boa correspondência linear ao eixo normal dos valores, mas ainda apresentando valores dispersos, principalmente no final do gráfico, conforme ilustrado na Figura 7.17.

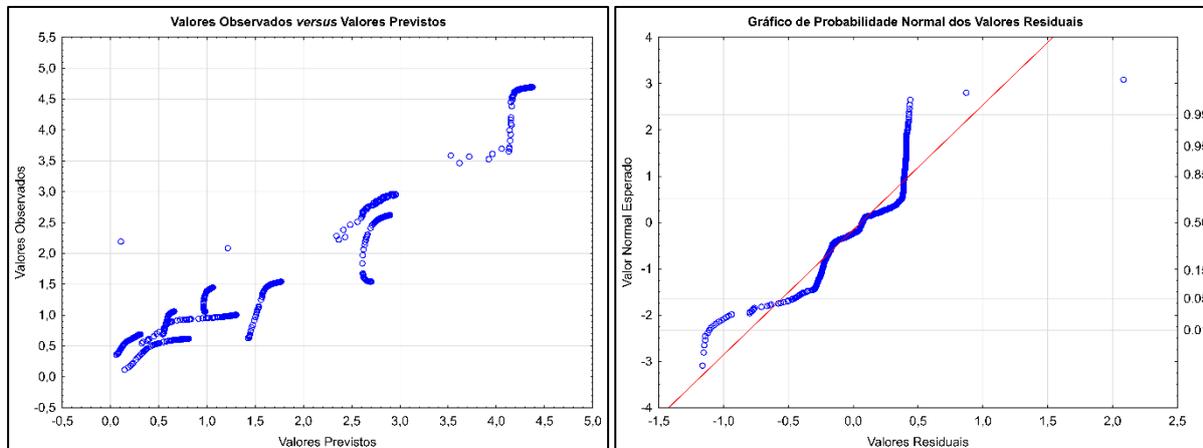


Figura 7.17. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por seqüência de multiestágios da amostra BS-SE.

A verificação do *Shakedown* para o multiestágios, apresentado na Figura 7.18, confirmou a ocorrência de acomodação plástica após elevadas taxas de deformação inicial. Os pares de tensões 40x40 e 80x80 tiveram comportamento semelhantes. Nesta análise, alguns pares de tensões apresentaram comportamento associado a escoamento plástico seguida de

acomodação plástica, como observado nos maiores pares de tensões das sequências 2 e 3. Em relação à taxa de acréscimo de DP, a mesma foi entorno de 10^{-4} , após a aplicação de 50.000.

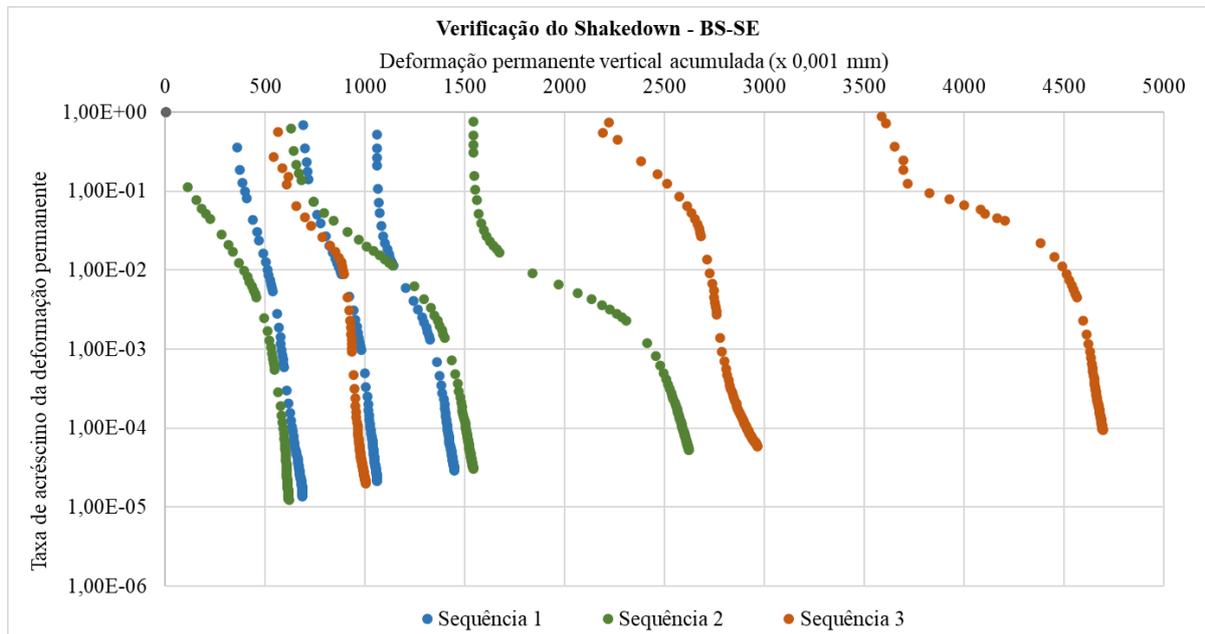


Figura 7.18. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra BS-SE.

Este aspecto de elevadas deformações seguida de acomodação plástica pode estar associado ao que foi verificado no gráfico de MR, onde a amostra mostrou-se dependente do confinamento para atingir condições de maior rigidez e que, na circunstância da adição de areia comercial, material sem coesão ao cascalho, aumentou ainda mais esta dependência.

7.2. SOLO DE SUB-BASE (SB-SE)

7.2.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DA AMOSTRA SB-SE

A MEV, apresentada nas Figuras 7.19 a 7.22, evidenciou na amostra natural SB-SE sem ser trabalhada partículas com características de folheações e presença de possíveis grãos concrecionadas, além do aspecto irregular da forma dos grãos, sendo indicativo de alteração externa pelos processos de intemperismo, bem como conservação do aspecto natural interno das partículas maiores.

As imagens da amostra trabalhada demonstraram a segregação das folheações das partículas naturais, além de romper as ligações das partículas finas, levando a uma tendência de aumento da fração argilosa do solo.

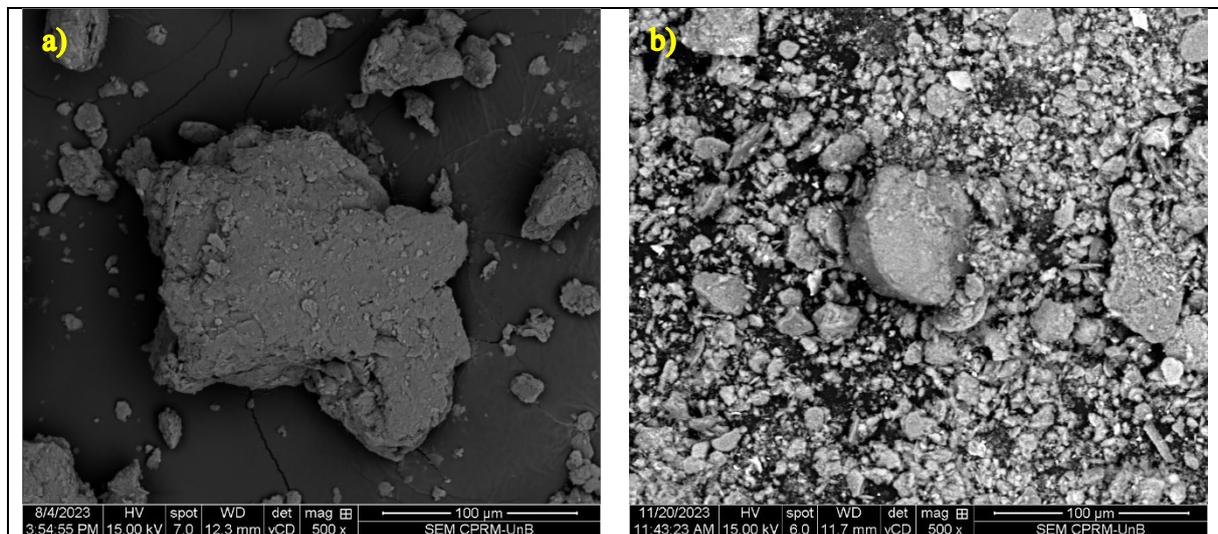


Figura 7.19. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de sub-base. a) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

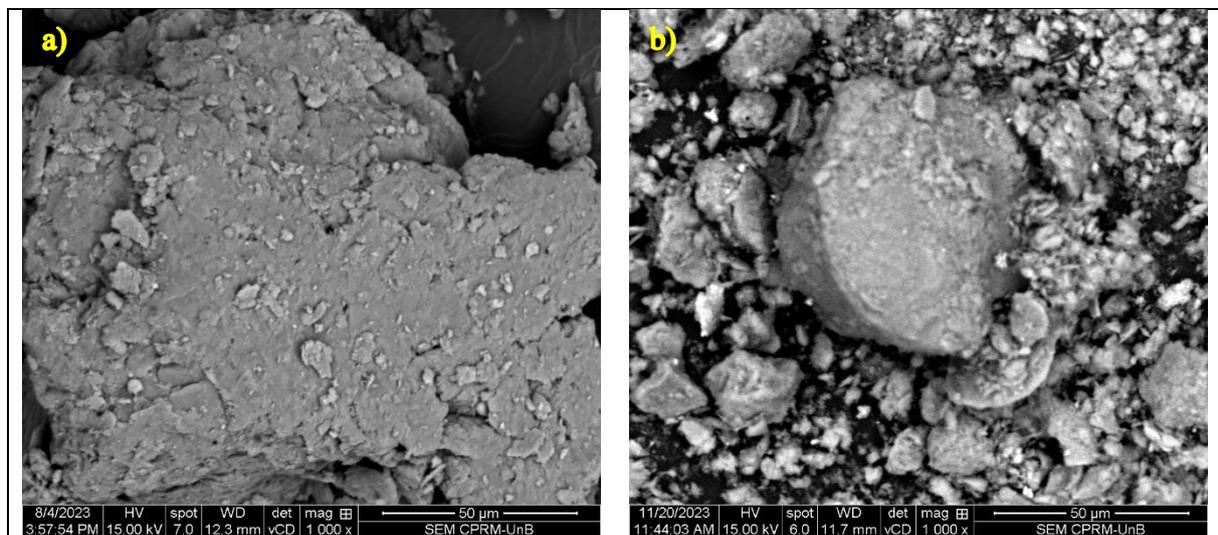


Figura 7.20. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de sub-base. a) Partículas observadas com aproximação de 1.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000 x após amostra ser trabalhada.

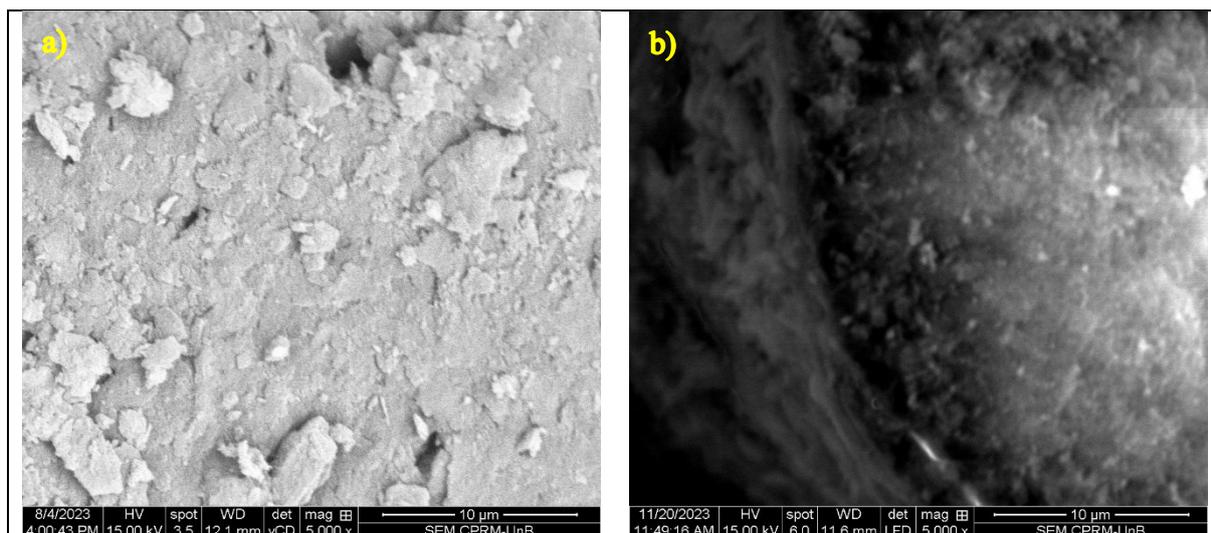


Figura 7.21. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de sub-base. a) Partículas observadas com aproximação de 5.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000 x após amostra ser trabalhada.

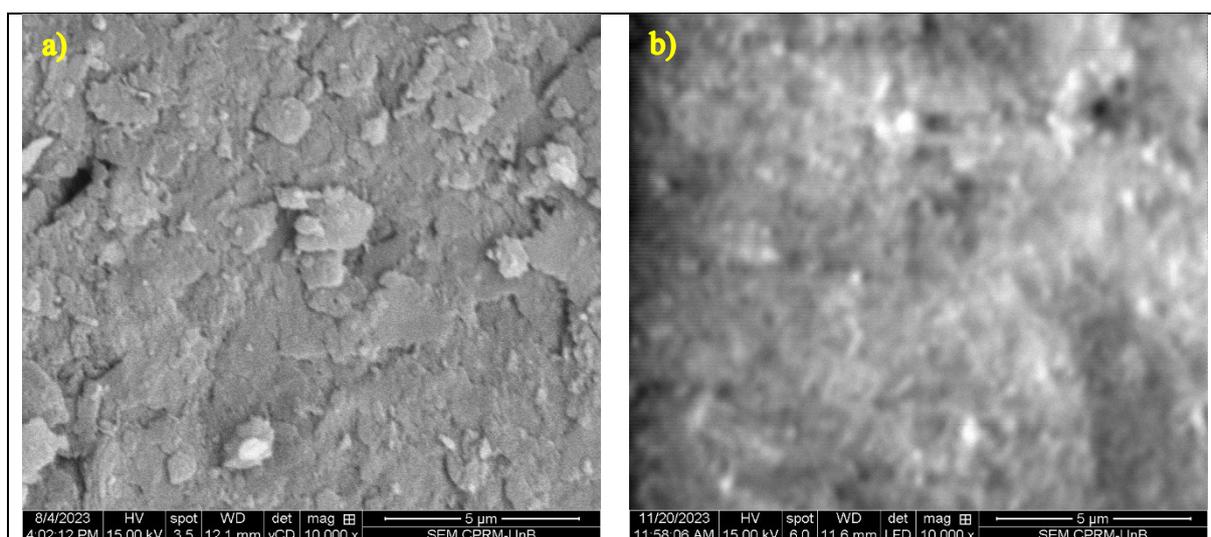


Figura 7.22. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de sub-base. a) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000 x após amostra ser trabalhada.

A análise EDS evidenciou a ocorrência de diversos elementos químicos, com a predominância de oxigênio, silício, alumínio e ferro, respectivamente, como demonstrado na Figura 7.23 e quantificado na Tabela 7.11.

Nota-se que a concentração de massa do silício foi significativamente inferior à observação feita na amostra BS-SE. Este aspecto pode estar relacionado ao fato de não haver adição de areia nesta amostra, de modo que toda a sua composição apresenta as características *in natura* do solo.

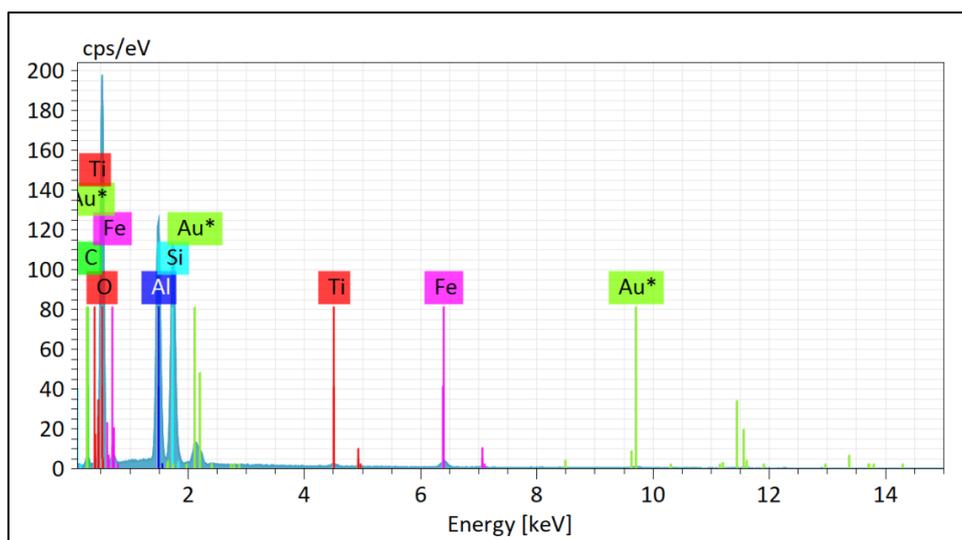


Figura 7.23. Gráfico de energia dispersiva da amostra SB-SE.

Tabela 7.11. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra SB-SE.

Concentração de Massa (%) – SB-SE							
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Titânio	Ferro	Soma
Média (%)	3,85	53,85	14,05	14,87	0,90	4,65	92,17
Sigma	0,16	1,58	0,38	0,44	0,06	0,22	0,89

A elevada concentração de oxigênio avaliada na análise EDS sugere a formação de óxidos. O resultado do ensaio de ataque sulfúrico, apresentado na Tabela 7.12, indicou a ocorrência predominante de óxidos de alumínio, seguido do óxido de silício e óxido de ferro. Os índices Ki e Kr evidenciaram um elevado grau de intemperismo do solo, além de apresentar a classificação de solos gibbissíticos. Já a relação Al_2O_3/Fe_2O_3 foi menor que a observada na amostra BS-SE.

Tabela 7.12. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra SB-SE.

Ataque Sulfúrico – SB-SE		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO_2	0,89%
Óxidos de Alumínio	Al_2O_3	21,08%
Óxidos de Ferro	Fe_2O_3	0,37%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,07
Kr	-	0,07
Al_2O_3/Fe_2O_3	Al/Fe	89,00

7.2.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DA AMOSTRA SB-SE

A curva granulométrica obtida pelo peneiramento e sedimentação com defloculante (Figura 7.24), apresentou a concentração de aproximadamente 28% de argila, 12% de silte, 35% de fração arenosa e, por fim, uma elevada concentração de cascalho, com aproximadamente 25% e diâmetro nominal dos grãos inferior a 11 mm.

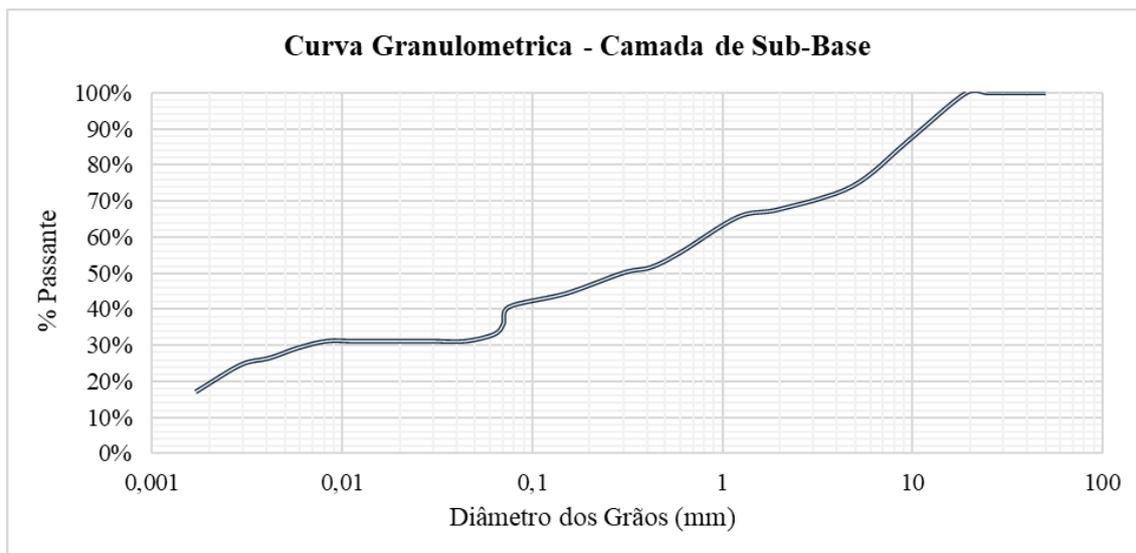


Figura 7.24. Granulometria com defloculante da amostra SB-SE

Apesar das análises anteriores apresentar um solo com elevado grau de intemperismo, como observado nos índices obtidos pelo ensaio de ataque sulfúrico, a classificação MCT obtida pelos parâmetros calculados pela compactação mini-MCV (Tabela 7.13) indicou a ocorrência de um solo NS' (não laterítico siltoso), em uma área do gráfico próxima à transição com a classificação NG' (não laterítico argiloso), conforme ilustrado na Figura 7.25.

Esta classificação corrobora com as observações feitas pelas imagens do MEV, especialmente a amostra não trabalhada, assim como a curva granulométrica que evidenciou uma maior concentração de silte.

Tabela 7.13. Índices obtidos pela compactação mini-MCV da amostra SB-SE.

Resultados da compactação Mini-MCV para o solo de Base BS-SE			
Coefficiente c'	Coefficiente d'	Coefficiente e'	Classificação MCT
1,43	5	1,93	NS'

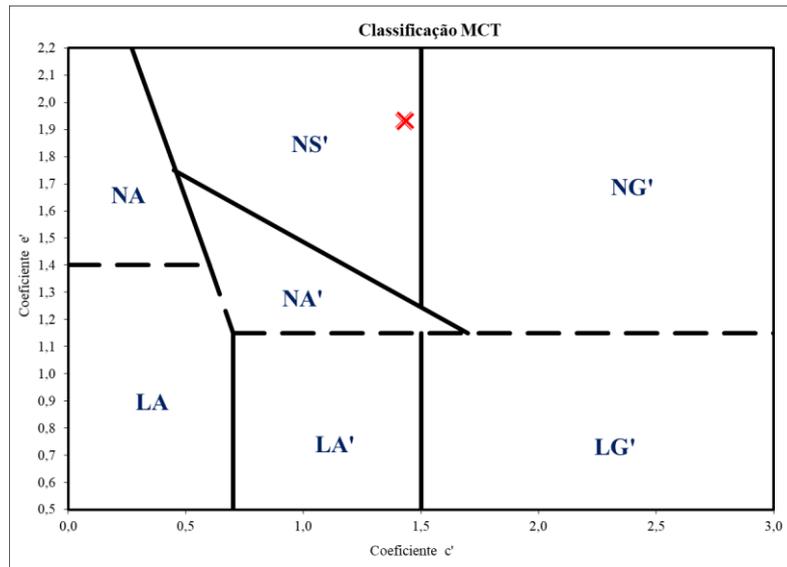


Figura 7.25. Classificação MCT da amostra SB-SE.

7.2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO SOLO SB-SE

Assim como na amostra BS-SE, foi utilizado em laboratório o gráfico da relação umidade *versus* MEAS obtidos pelo controle tecnológico em campo, onde foram aplicadas as condições específicas para a execução da camada. No caso do solo da camada de sub-base, a condição de máxima MEAS correspondeu ao máximo valor de ISC, sendo adotado este parâmetro de umidade para o desenvolvimento dos CP em cilindro tripartido.

Conforme Tabela 7.14, a condição ótima apresentou densidade abaixo do que foi obtido pela camada BS-SE, sendo a densidade de 1,961 g/cm³, enquanto o teor de umidade foi de 14,29%. O máximo valor de ISC obtido correspondeu à condição de máximo valor de MEAS, alcançando o valor de 30,87%, conforme ilustrado na Figura 7.25, cerca de 62,3% menor que a aferição da amostra BS-SE.

Tabela 7.14. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra SB-SE

Energia de compactação AASHO Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,629	1,812	1,961	1,830	1,583	1,961
Umidade (%)	10,05	12,88	14,29	16,32	19,25	14,29
ISC (%)	2,81	3,69	30,87	14,25	5,76	30,87
Expansão (%)	0,13	0,07	0,05	0,03	0,00	0,05

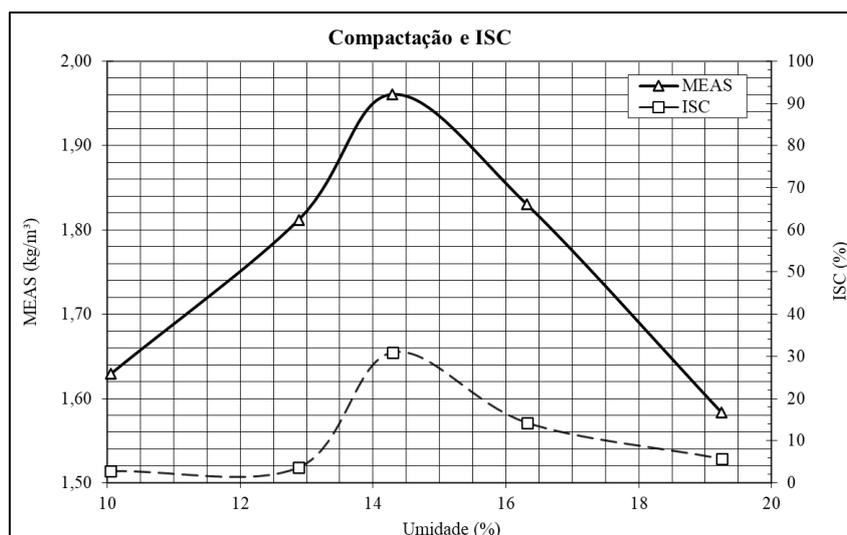


Figura 7.25. Curva de compactação e ISC da amostra SB-SE.

Tendo em vista a boa correspondência da relação de valor máximo de MEAS e ISC, foi executado em campo uma condição de umidade ótima para o máximo valor de densidade. Assim, a compactação em cilindro tripartido baseou-se na condição de umidade de 14,29%. O valor alcançado pela umidade do CP foi de 13,39%, cerca de 0,9% abaixo da condição ótima, mas dentro do limite máximo proposto de variação em $\pm 1\%$; já a MEAS foi 0,97% menor, ou seja, em termos de grau de compactação, atingiu-se no cilindro tripartido 99,03% em relação à referência do ISC, enquanto o MR médio foi de 190,4 MPa (Tabela 7.15).

Tabela 7.15. Propriedades dos CP de MR da amostra BS-SE.

Energia de compactação Intermediária	
Pontos de Compactação	1º
M.E.A.S. (g/cm³)	1,942
Umidade (%)	13,39
MR (MPa)	190,4

A aplicação do modelo composto aos dados obtidos pelo ensaio de MR resultou na obtenção dos coeficientes de regressão da equação, bem como o ajuste do modelo aos dados, com R^2 de 0,996, conforme Tabela 7.16, sendo este valor um excelente indicativo para aplicação do modelo nas análises do comportamento do MR deste solo em diferentes estados de tensões.

Tabela 7.16. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra SB-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T- <i>Student</i>	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
k ₁	561,4028	46,16037	12,16201	0,000000	463,0143	659,7912	
k ₂	0,2791	0,04744	5,88285	0,000030	0,1780	0,3802	0,996
k ₃	0,5577	0,03125	17,84781	0,000000	0,4911	0,6243	

Ao analisar o gráfico do modelo composto, apresentado na Figura 7.26, é possível observar que o estado de confinamento maior resulta em módulos mais elevados, principalmente se a tensão desvio for menor. Contudo, se a tensão desvio e confinante são altos, o valor do MR não sofre alterações significativas com o estado de confinamento.

Vale ressaltar que a condição de umidade para o máximo ISC da amostra BS-SE, em comparação à amostra SB-SE, obteve uma diferença de 62,3% no valor de suporte. Já o MR médio para estas mesmas condições tiveram a diferença de, aproximadamente, 100 MPa. No entanto, se a amostra BS-SE desprezasse a condição do ISC e adotasse a maior relação de MEAS, esta diferença seria de 231,5 MPa.

Assim, apesar de não ser possível estabelecer uma relação paralela, a situação de adoção dos máximos valores de ISC para a realização dos ensaios de MR e verificação do comportamento resiliente do solo nem sempre refletirá a melhor condição para uma camada de pavimento, tendo em vista o ISC tratar-se de uma metodologia puramente empírica que não reflete essencialmente o estado de tensões e deformações de um solo.

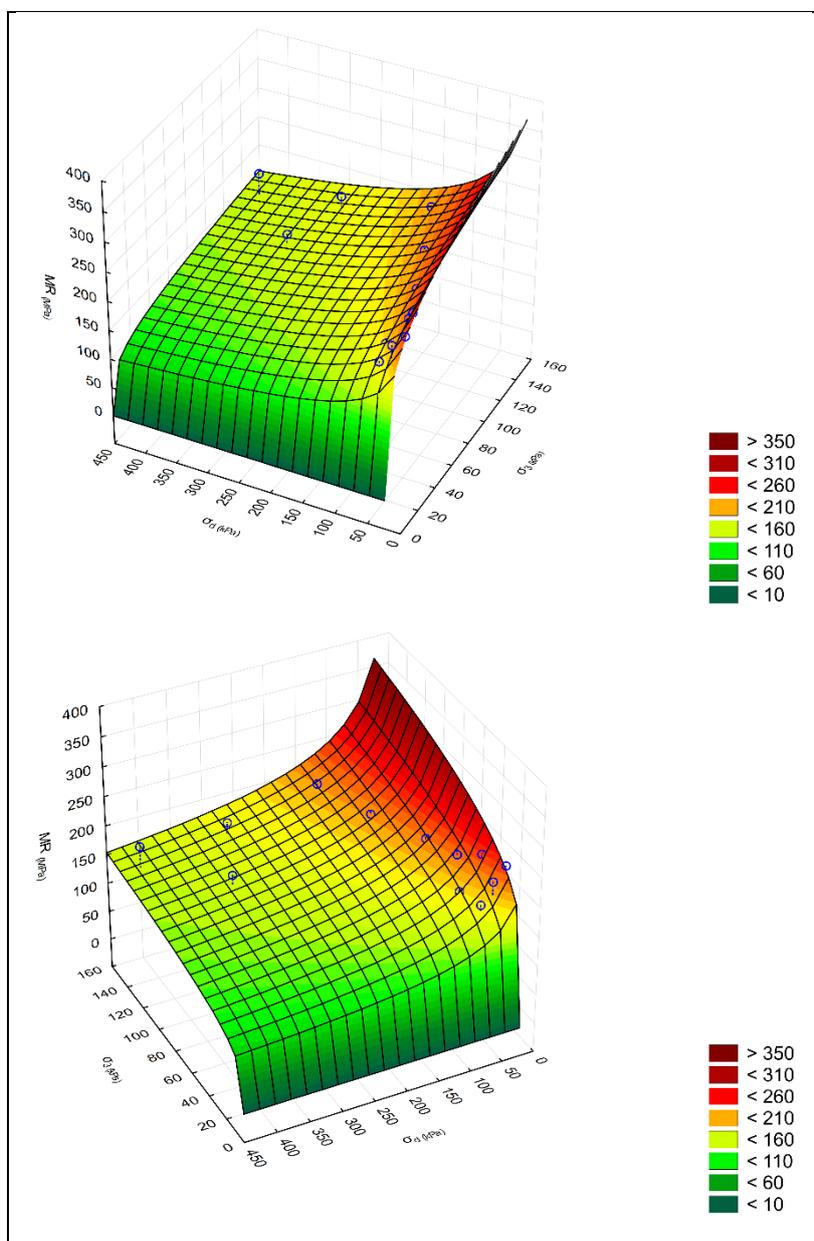


Figura 7.26. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SB-SE).

Pelas análises efetuadas no estudo, uma condição ideal passa pela verificação do MR a partir da consideração da MEAS, tomando como ponto de partida o máximo valor de MEAS. No caso dos solos do DF, em linhas gerais, teores de umidade pouco inferiores àquele da MEAS, da ordem de 2%, promovem um MR maior. Ressalta-se que no caso do material de base (BS-SE), a diferença entre os teores de umidades foi da ordem de 2% (11,6% e 13,5%,

respectivamente para ISC e MEAS máximos) e o comportamento foi distinto, sendo menor o MR.

Em relação ao comportamento da DP, verificou-se que a amostra SB-SE apresentou valores inferiores de deformações plásticas quando comparado à amostra de base BS-SE que teve taxas de DP elevadas, mesmo com o cenário da amostra de base apresentando MR superior ao aferido na amostra de sub-base SB-SE.

Ao analisar o gráfico da Figura 7.27, notam-se dois comportamentos distintos. O primeiro refere-se a uma condição de estabilização das DP, associados aos pares de tensões em que a tensão confinante foi de 40 kPa e as sequências 120x120 e 120x360. Os demais pares de tensões do estado de confinamento de 80 kPa, assim como o par de tensões 120x240, apresentaram tendência de DP crescente, sugerindo um estado de escoamento plástico.

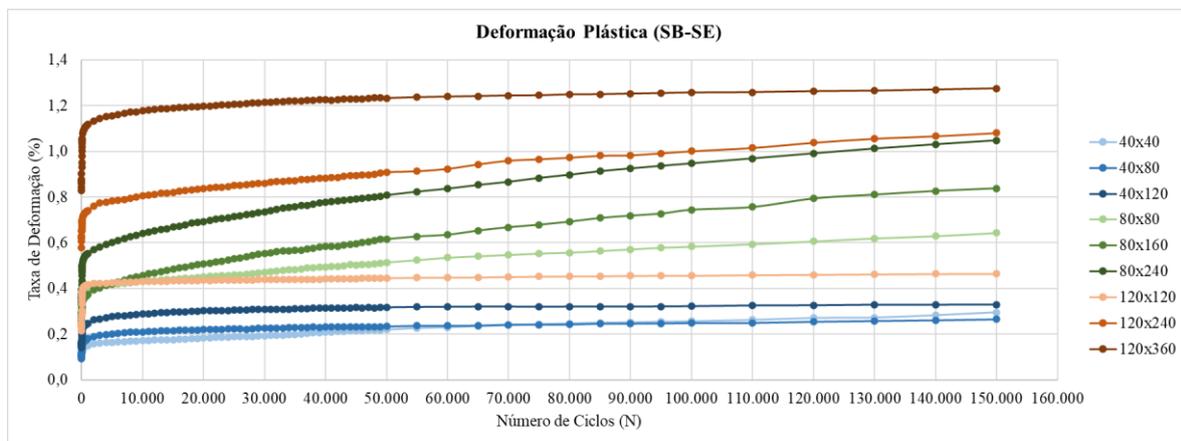


Figura 7.27. Comportamento da DP da amostra SB-SE

A aplicação do modelo matemático para análise de DP empregado neste estudo, resultou em um ajuste satisfatório para a amostra SB_SE, apresentando um R^2 de 0,969. Além disso, a análise estatística forneceu os parâmetros de regressão da equação, conforme demonstrado na Tabela 7.17.

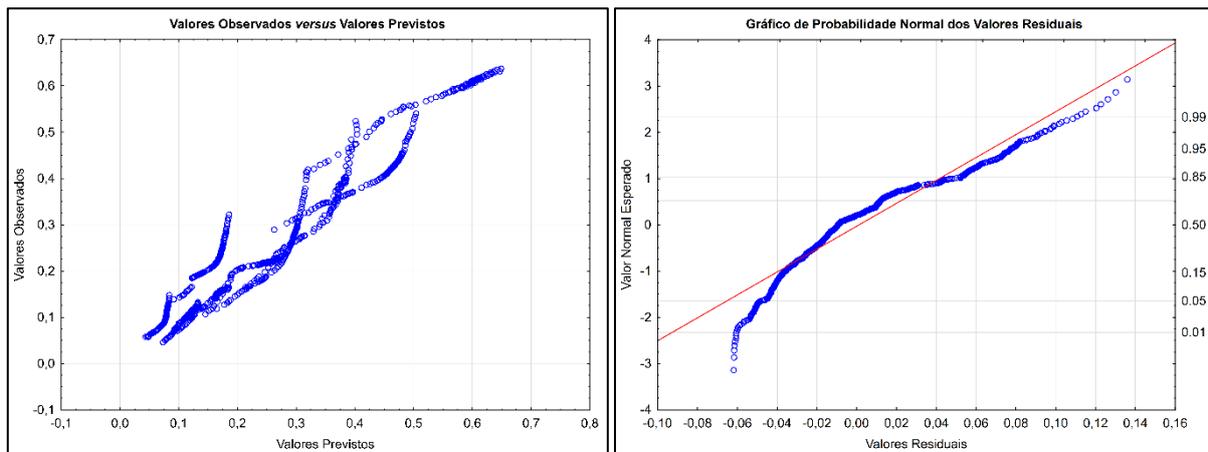
Tabela 7.17. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SB-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,118678	0,002633	45,08089	0,0000	0,113511	0,123846	0,969
Ψ_2	0,372547	0,021241	17,53881	0,0000	0,330852	0,414243	
Ψ_3	0,777132	0,013889	55,95219	0,0000	0,749868	0,804396	

Ψ_4	0,049682	0,001835	27,08118	0,0000	0,046081	0,053283
----------	----------	----------	----------	--------	----------	----------

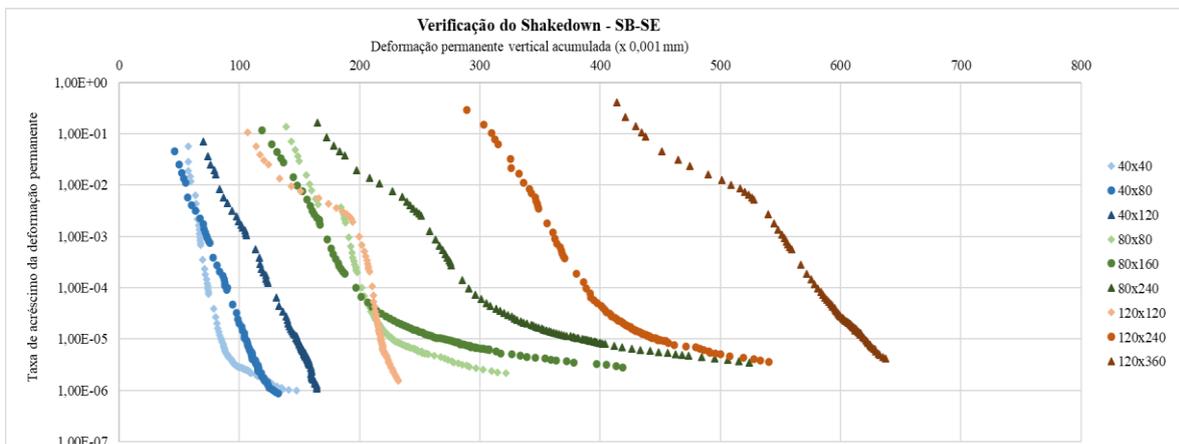
A análise estatística também forneceu parâmetros importantes a serem considerados, conforme ilustrado na Figura 7.28, em que se nota a relação entre os valores previstos pelo modelo quando comparados aos valores observados, com uma boa associação dos dados, reflexo do R^2 obtido para este conjunto de dados.

A análise dos valores residuais, também se mostraram-se adequadas, com um comportamento linear e pouca dispersão do eixo normal dos dados.



7.28. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra SB-SE.

A verificação do *Shakedown*, apresentado na Figura 7.29, demonstrou a predominância do escoamento plástico nos pares de tensões analisados. Contudo, destacam-se neste comportamento os pares de tensões correspondentes à tensão de confinamento de 80 kPa e o par de tensões 120x240. Os demais pares de tensões tiveram uma tendência menos acentuada de escoamento plástico.



7.29. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SB-SE.

A deformação permanente por multiestágios obteve taxas de DP semelhantes ao ensaio convencional, sendo um aspecto positivo para sua aplicação. Todavia, o comportamento de escoamento plástico acentuado não foi observado neste ensaio, sendo que as deformações plásticas mostraram-se estabilizadas ao longo dos ciclos de carregamento, de acordo com a Figura 7.30.

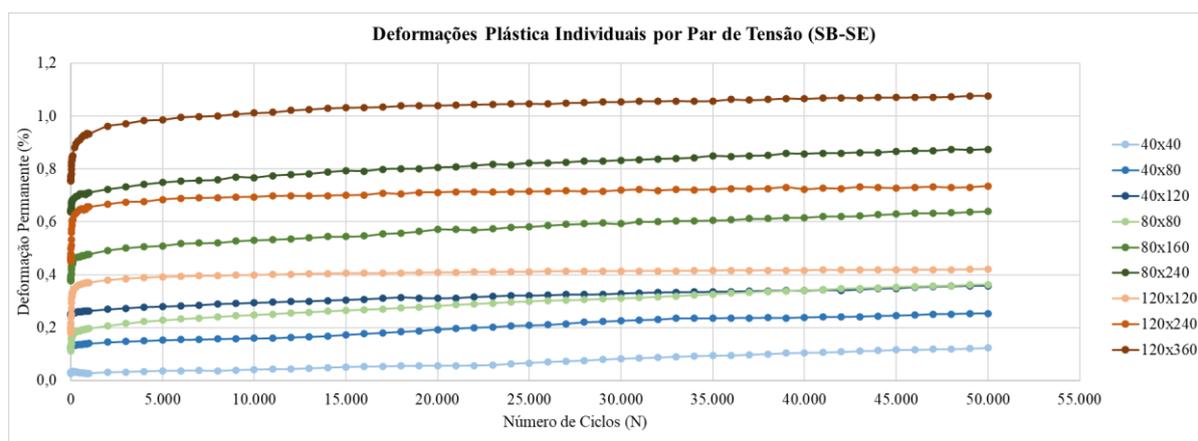


Figura 7.30. Comportamento da DP por multiestágios da amostra SB-SE.

A análise da DP do ensaio por multiestágios analisadas individualmente por pares de tensões demonstraram que o modelo matemático de Guimarães (2009) foi satisfatório na representação do comportamento observado, com R^2 de 0,977, indicativo de um excelente ajuste do modelo matemático aos dados de ensaio. Os parâmetros de regressão, bem como os resultados estatísticos estão apresentados na Tabela 7.18.

Tabela 7.18. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra SB-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,208680	0,004425	47,16145	0,000000	0,199991	0,217368	0,977
Ψ_2	0,142583	0,019491	7,31539	0,000000	0,104312	0,180855	
Ψ_3	0,910913	0,013817	65,92759	0,000000	0,883783	0,938044	
Ψ_4	0,038974	0,001720	22,65476	0,000000	0,035596	0,042352	

No que se refere aos valores previstos pelo modelo, tem-se, na Figura 7.3, a visualização da relação dos valores de DP aferidos em ensaio. A correspondência foi satisfatória, assim como os valores residuais decorrente da diferença entre as observações apresentou pouca dispersão de dados, mantendo um bom ajuste ao eixo normal.

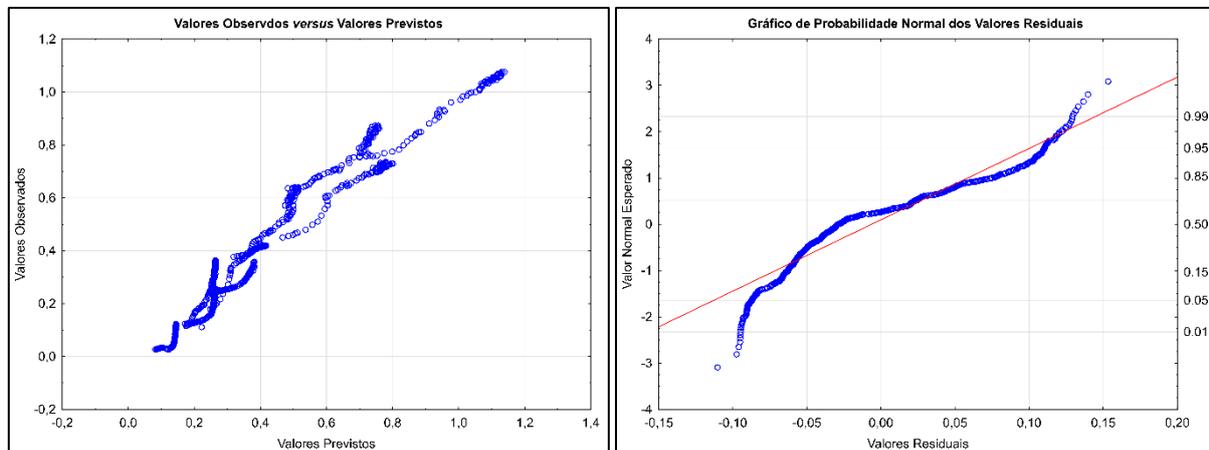


Figura 7.31. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra SB-SE.

Na Figura 7.32, apresenta-se a relação da DP por multiestágios agrupadas por sequências. É possível verificar as graduações da DP com o aumento do carregamento axial e, assim como observado no gráfico da Figura 7.30, houve uma boa correspondência deste método de ensaio com o método convencional estabelecido pela norma.

Nesta análise, a sequência 1 destaca-se ao demonstrar um tipo de deformação acumulada entre os estágios que pode ser associado a uma condição de escoamento plástico quase contínuo, onde não há transições com deformação elevada à medida em que aumenta a tensão desvio.

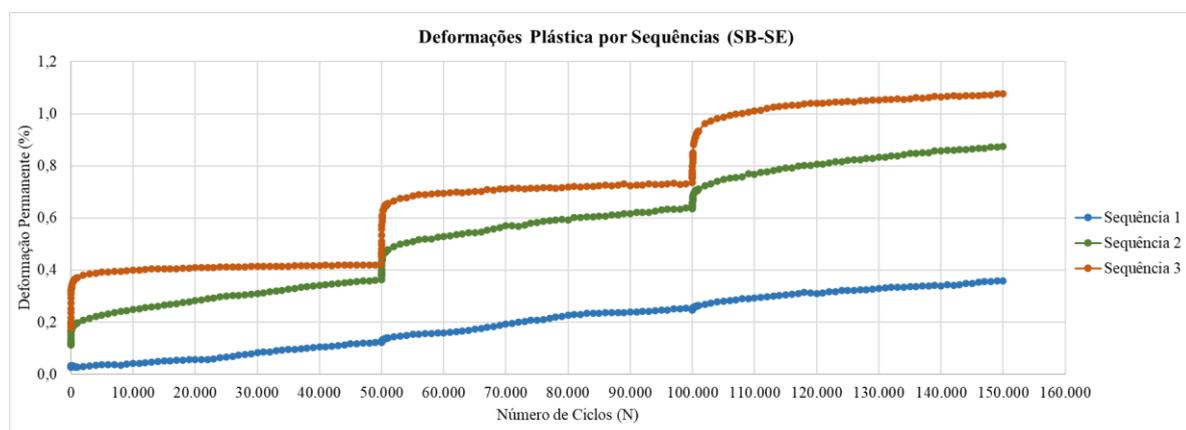


Figura 7.32. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SB-SE.

A análise da DP em multiestágios executada por sequências evidenciou que o modelo matemático de Guimarães (2009) foi satisfatório na representação do comportamento observado, obtendo um R^2 de 0,966, indicativo de um excelente ajuste do modelo matemático aos dados de ensaio. Os parâmetros de regressão, bem como os resultados estatísticos estão apresentados na Tabela 7.19.

Tabela 7.19. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo SB-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,103441	0,009644	10,72541	0,00	0,084503	0,122378	0,966
Ψ_2	0,415288	0,028253	14,69891	0,00	0,359812	0,470764	
Ψ_3	0,641527	0,023968	26,76580	0,00	0,594464	0,688589	
Ψ_4	0,114801	0,009591	11,96951	0,00	0,095969	0,133634	

No que se refere aos valores previstos pelo modelo, tem-se, na Figura 7.32, a indicação da relação dos valores de DP aferidos em ensaio. A correspondência foi satisfatória, mesmo apresentando menor correspondência quando comparado com a análise da Figura 7.31, reflexo de um menor R^2 . Os valores residuais decorrentes das diferenças entre as observações evidenciaram pouca dispersão de dados, mantendo um bom ajuste ao eixo normal.

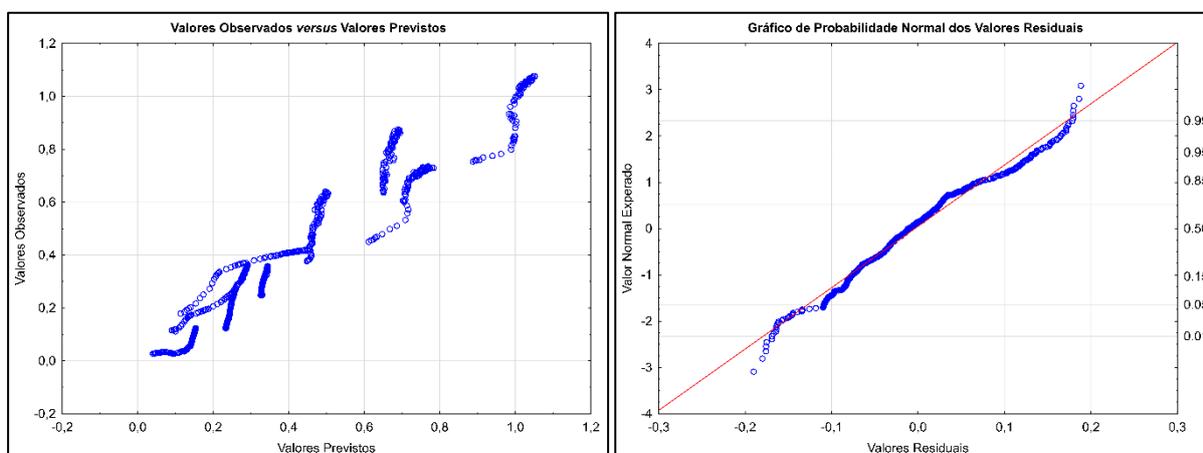


Figura 7.33. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra SB-SE

A verificação do *Shakedown* para os dados de DP por múltiplos estágios de carregamento, apresentado na Figura 7.34, demonstrou a predominância do escoamento plástico nos pares de tensões analisados.

Contudo, destaca-se neste comportamento os pares de tensões associados ao estado de confinamento de 40 kPa, em que o escoamento plástico foi acentuado, diferentemente do que foi observado em outras análises deste estudo, onde o mesmo estado de tensões apresentou tendência de acomodação plástica. Os demais pares de tensões tiveram uma tendência menos realçada de escoamento plástico, mas mantendo o comportamento de DP uniforme em seus respectivos estados de confinamento.

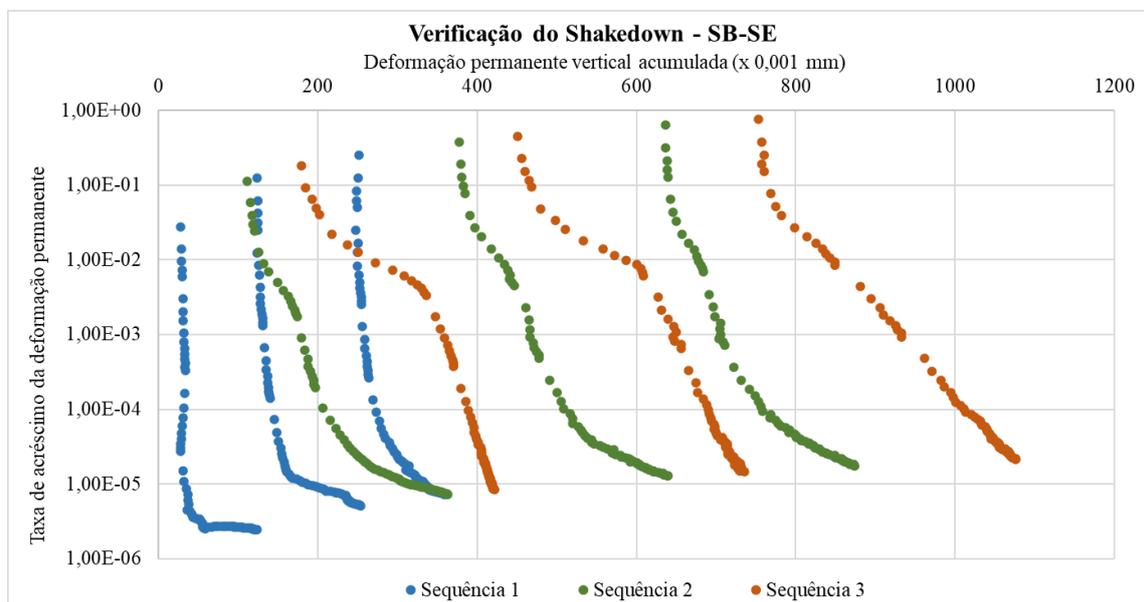


Figura 7.34. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra SB-SE.

7.3. SOLO DE SUBLEITO (SL-SE)

7.3.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-SE

A análise de MEV demonstra a ocorrência de um solo natural com agregações sem forma definida, indicando a atuação de agentes intempéricos que promoveram a alteração da forma das partículas constituintes do solo.

Quanto maior a aproximação de visualização das imagens, torna-se notório partículas de argilas e formações porosas. Ao analisar as imagens da amostra trabalhada, verifica-se a

presença de partículas de areia, bem como partículas finas e estruturas irregulares com cavidades, não sendo possível verificar a ocorrência da porosidade do solo *in natura*, levando à hipótese de que a energia de compactação e o ensaio mecânico podem ter promovido a alteração dessas superfícies porosas.

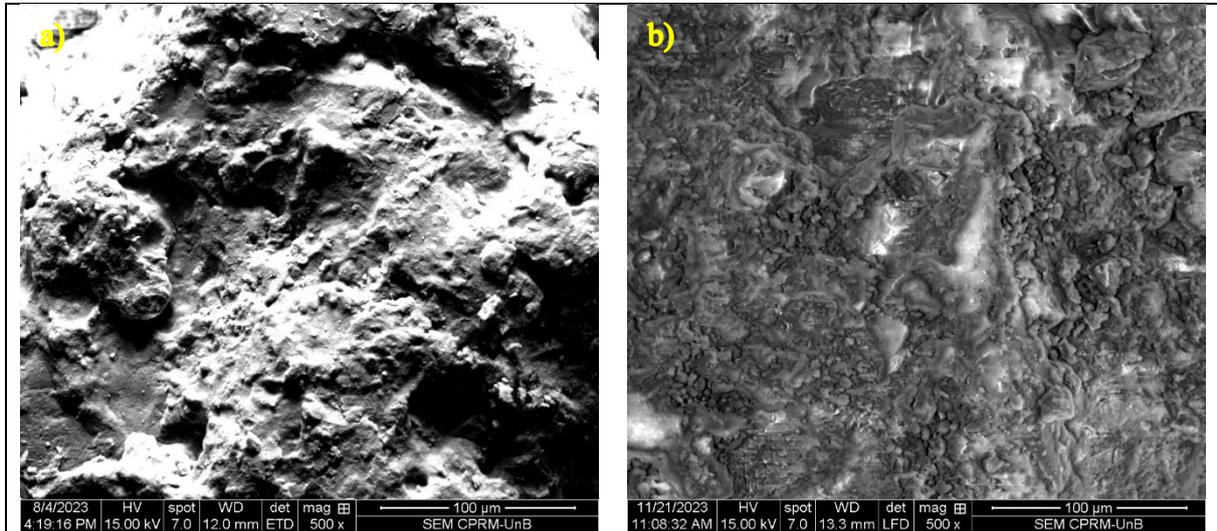


Figura 7.35. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-SE). a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

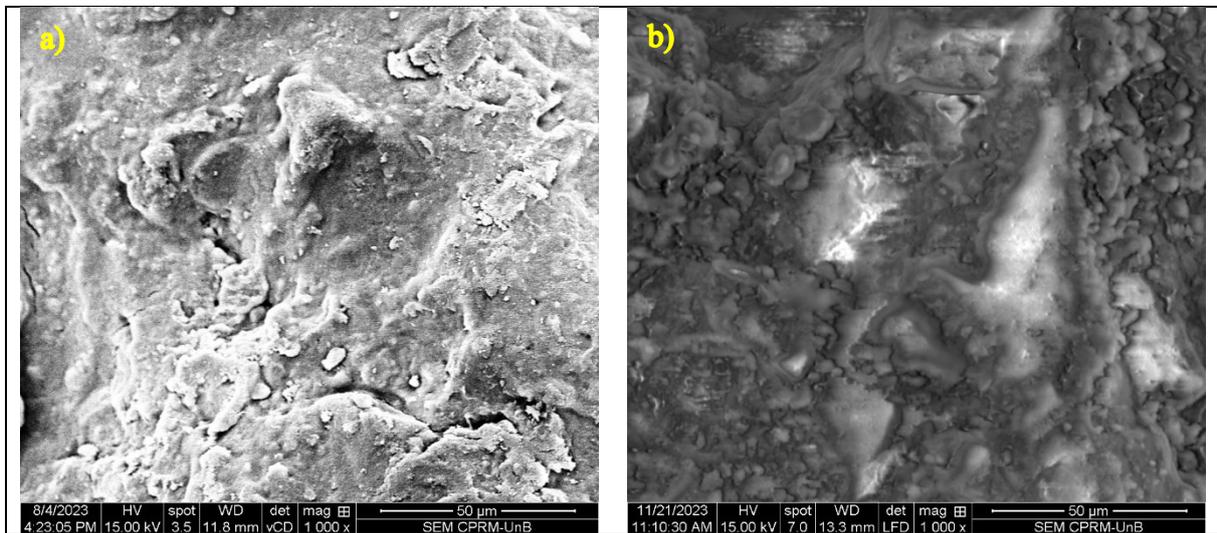


Figura 7.36. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-SE). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

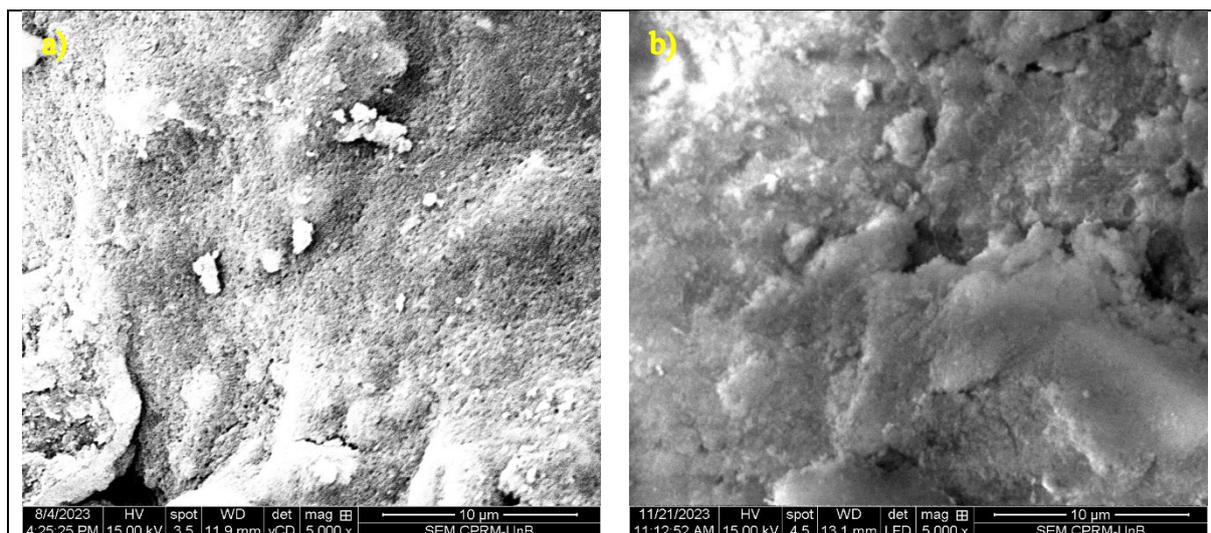


Figura 7.37. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-SE). a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

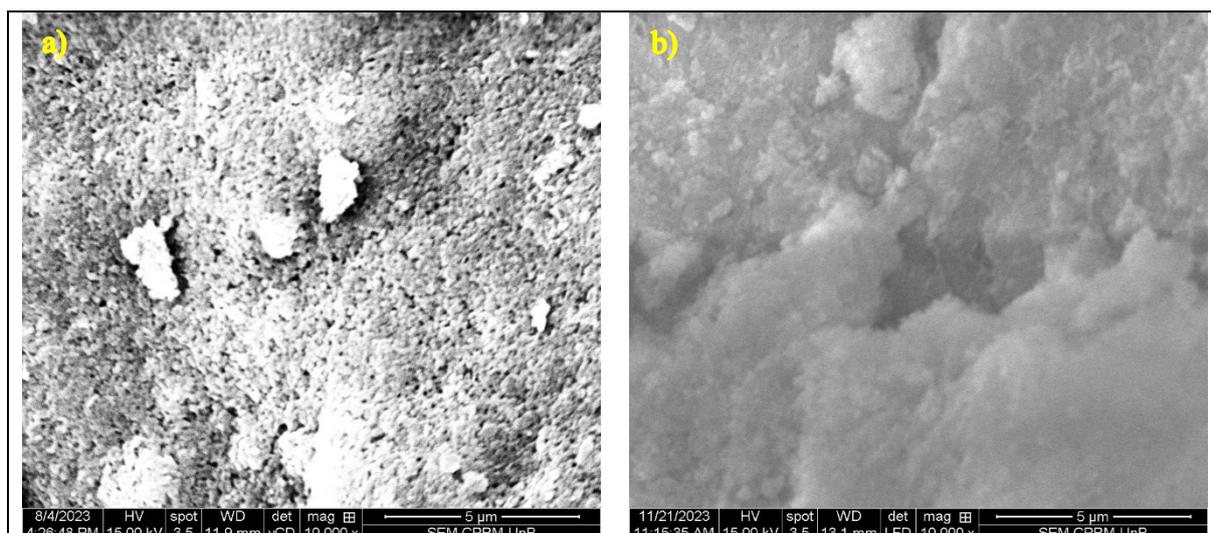


Figura 7.38. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-SE). a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.

A análise de EDS permitiu verificar a ocorrência predominante de elementos químicos associados a solos intemperizados, conforme Figura 7.39.

No caso do silício presente em abundância na amostra, como demonstrado na Tabela 7.20, provavelmente esteja associado à adição de areia comercial na amostra de solo. Além disso, a concentração de massa dos elementos ferro e alumínio mostraram-se próximas,

enquanto as amostras BS-SE e SB-SE tiveram a predominância do alumínio em sua composição.

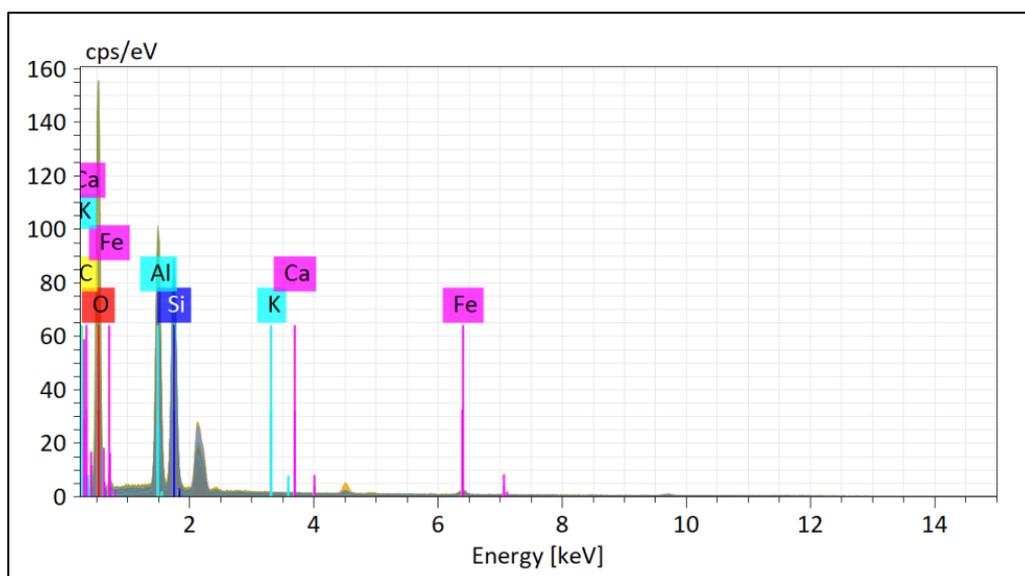


Figura 7.39. Gráfico de energia dispersiva da amostra SL-SE.

Tabela 7.20. Concentração de massa dos elementos químicos da amostra SL-SE.

Concentração de Massa (%) – SL-SE							
Espectro	Carbono	Oxigênio	Alumínio	Silício	Cálcio	Ferro	Soma
Média	5,34	45,35	12,53	26,37	0,20	10,20	99,99
Sigma	1,23	2,66	4,49	6,34	0,08	4,76	3,26

Quanto aos resultados do ensaio de ataque sulfúrico, de acordo com a Tabela 7.21, o mesmo apresenta contrastes quando comparado aos resultados do EDS, principalmente no que se refere à concentração de óxidos de silício e óxido de ferro, uma vez que o EDS apresenta elevadas concentrações de silício, maior que a de alumínio, que por sua vez se encontra em concentração próxima à de ferro.

Esta abundância de silício pode estar relacionada à fração de areia comercial empregada na amostra que, por sua vez, não necessariamente se apresenta na forma de óxidos.

Um aspecto importante observado por Yokozawa *et al.* (2017) corrobora para este prognóstico: o quartzo, presente em todas as amostras analisadas pelos autores, quando ocorre nos minerais primários, apresenta grande resistência às ações do intemperismo.

Outro aspecto interessante está associado às relações moleculares dos índices K_i , K_r e à relação de Al_2O_3/Fe_2O_3 , que mesmo apresentando menores quantidades de óxidos, exibe um valor elevado da relação molecular, indicativo de um elevado grau de intemperização,

contrastando com o que foi observado na amostra SL-I do DF, que também apresentou baixas concentrações de óxidos, mas a relação molecular Al_2O_3/Fe_2O_3 apontou para um solo pouco intemperizado.

Tabela 7.21. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para amostra SL-SE.

Ataque Sulfúrico – SL-SE		
Óxidos	Símbolo	Resultado
Óxidos de Silício	SiO_2	0,28%
Óxidos de Alumínio	Al_2O_3	7,09%
Óxidos de Ferro	Fe_2O_3	0,06%
Relações Moleculares		
Ki	-	0,07
Kr	-	0,07
Al_2O_3/Fe_2O_3	Al/Fe	189,61

7.3.2. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DO SOLO SL-SE

A curva granulométrica da amostra SL-SE, apresentada na Figura 7.40, obtida por peneiramento e sedimentação, demonstrou a ocorrência de um solo predominantemente arenoso, com aproximadamente 80% composto por fração granulométrica associada a areia fina a média, efeito potencializado pela adição de areia comercial na amostra de solo, e os 20% restantes corresponde a solo com granulometria fina.

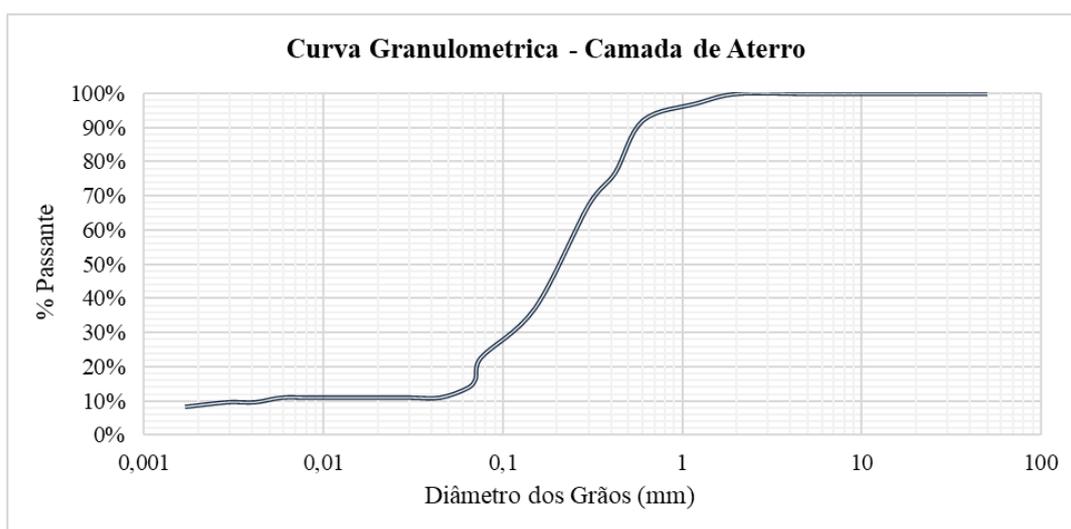


Figura 7.40. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-SE

Após a realização da compactação mini-MCV, obteve-se os parâmetros necessários para a classificação MCT da amostra SL-SE, conforme apresentado na Figura 7.41. O solo enquadrou-se na classe NA' (não laterítico arenoso), sendo está uma classificação coerente com o aspecto físico obtido na análise granulométrica. Contudo, a adição de areia pode ter interferido na avaliação do método quanto ao comportamento laterítico, tendo em vista que a análise microestrutural demonstrou a ocorrência de um solo intemperizado.

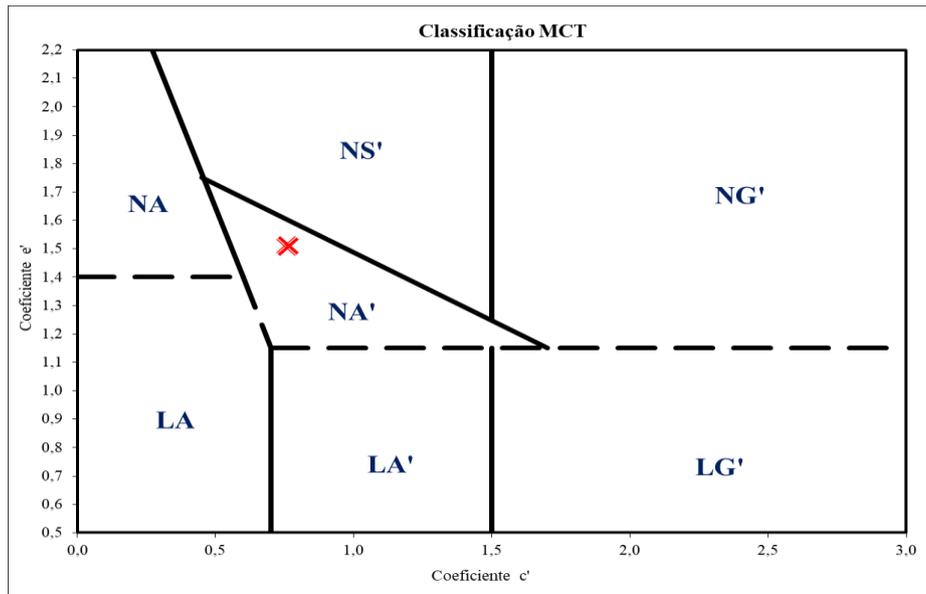


Figura 7.41. Classificação MCT da amostra SL-SE.

7.3.3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA AMOSTRA SL-SE

A curva de compactação obtida em campo apresenta teores de umidade relativamente baixos, associados à granulometria do material que apresenta pouca incidência de partículas finas.

A condição de máximo valor de ISC foi obtida em um ponto de compactação do ramo seco com uma densidade de 1,871 g/cm³, enquanto a máxima densidade obtida foi de 2,055 g/cm³. As relações densidade, MEAS, ISC e expansão estão descritas na Tabela 7.22.

Tabela 7.22. Parâmetros obtidos pelo ensaio de compactação para ISC da amostra SL-SE.

Energia de compactação AASHO Intermediária						
Pontos de Compactação	1°	2°	3°	4°	5°	Condição Ótima
M.E.A.S. (g/cm ³)	1,772	1,871	2,055	1,909	1,840	1,871
Umidade (%)	3,0	8,8	10,6	13,1	16,6	8,84

ISC	(%)	6,2	12,3	9,6	3,0	5,8	12,26
Expansão	(%)	0,08	0,06	0,03	0,02	0,01	0,06

Assim como ocorreu na amostra BS-SE, a amostra de subleito do segmento experimental também obteve ISC maior na condição de umidade inferior à máxima MEAS, conforme ilustrado na Figura 7.42.

Neste caso, foi realizado o ensaio considerando as duas situações: a primeira com a umidade onde o ISC alcançou o valor de 12,3%, sendo o teor de umidade de 8,8%; e a segunda condição associada ao máximo valor de densidade, cuja umidade foi de 10,6%.

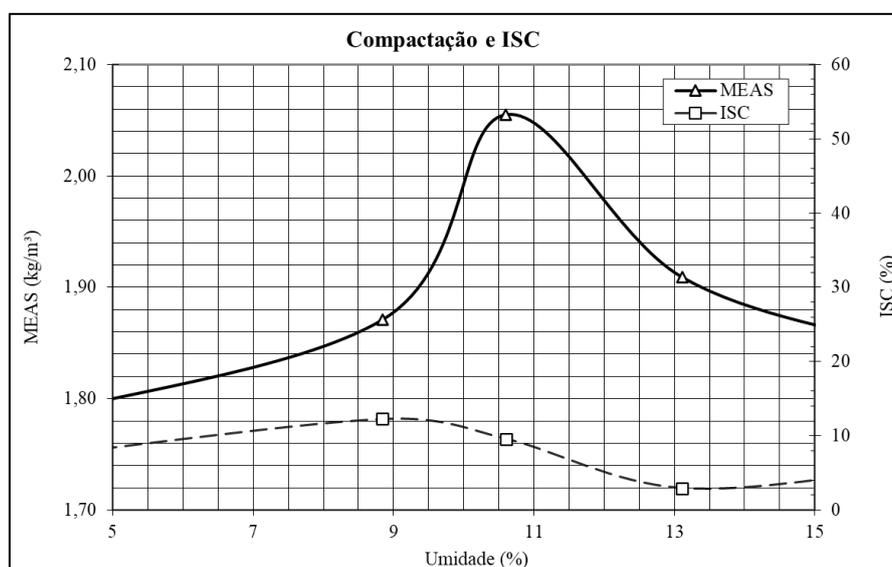


Figura 7.42. Curva de compactação e ISC da amostra SL-SE

Assim como a situação observada no solo BS-SE, nesta amostra também foi incorporada areia comercial. O resultado adotado em campo refere-se à melhor condição do ISC, mesmo que a MEAS máxima tenha sido alcançada em um teor de umidade maior. Buscando replicar as condições de campo, foram realizados os ensaios na condição de umidade de referência de 8,89%.

Para verificar as condições do MR sob os teores de umidade de máximo ISC e MEAS, os ensaios foram conduzidos em duas amostras. Contrariando a tendência observada nos solos analisados no DF, estas amostras apresentaram um valor de MR inferior na condição de menor umidade.

Este aspecto pode estar associado ao efeito causado pela incorporação de areia na amostra. Entretanto, ressalta-se que não é possível afirmar que para este resultado de MR a adição de areia favorece a perda da qualidade mecânica do material, sendo que a incorporação

de areia apenas alterou o seu comportamento elástico frente às tensões sofridas pelos CP. Para analisar o efeito de adição da areia, teriam que ser feitos ensaios no solo antes da adição, ou seja, na sua condição original (sem mistura). Entretanto, as amostras do material de subleito, assim como das demais camadas, foram fornecidas com a areia misturada.

Tabela 7.23. Propriedades da curva de compactação em cilindro tripartido da amostra SL-SE.

Energia de compactação Intermediária		
Pontos de Compactação	1°	2°
M.E.A.S. (g/cm ³)	2,024	1,999
Umidade (%)	9,17	10,05
MR (MPa)	118,6	181,7

Ao analisar os valores de MR médio e ISC, contextualizados com os valores obtidos pela amostra SB-SE, nota-se que os valores de MR, associado à rigidez do material para um padrão de tensões atuante no CP, são próximos em ambos os solos. No entanto, o ISC é significativamente menor na amostra SL-SE. Assim, é possível aferir que a condição de ensaio e dados do ISC não refletiram de modo adequado a capacidade de suporte dos solos em questão.

Aplicando o modelo composto aos dados do primeiro ponto, referindo-se ao máximo valor de ISC, foi possível obter os parâmetros de regressão, bem como as análises estatísticas. O modelo matemático apresentou um ajuste dos dados satisfatório, com o R² de 0,916, conforme Tabela 7.24.

Tabela 7.24. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra SL-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
k ₁	471,8878	68,28112	6,91096	0,000070	317,4252	626,3504	0,916
k ₂	0,3946	0,06284	6,27959	0,000144	0,2525	0,5368	
k ₃	-0,1203	0,04516	-2,66380	0,025884	-0,2225	-0,0181	

O gráfico fornecido pelos dados de ensaio aplicado ao modelo composto revela uma tendência de comportamento similar à condição verificada no solo SB-SE, onde o aumento da tensão confinante proporciona um ganho de rigidez, elevando o valor do MR. Em paralelo a esta condição, se a tensão desvio for baixa, maior será o módulo; se a tensão desvio for alta, menor será o MR. Logo, verifica-se que este solo apresenta forte dependência da tensão de confinamento.

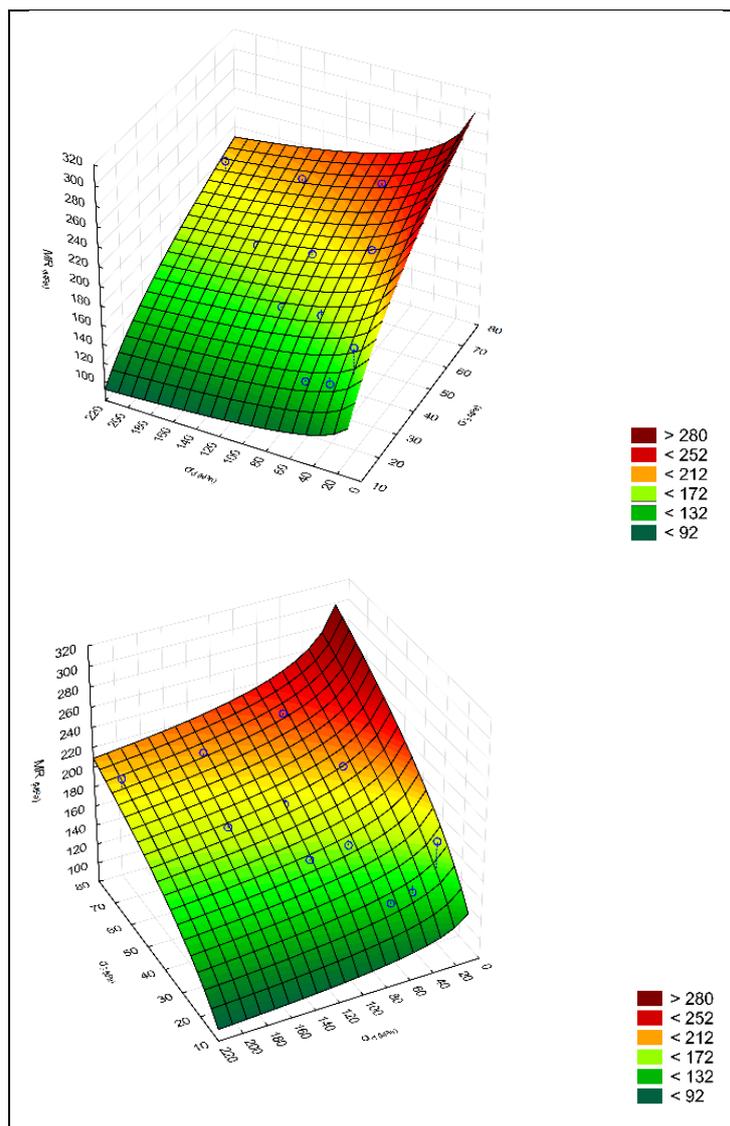


Figura 7.43. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SL-SE – 1°).

Aplicando o modelo composto aos dados do segundo ponto, referindo-se ao máximo valor de densidade, foi possível obter os parâmetros de regressão, bem como as análises estatísticas. O modelo matemático apresentou um ajuste dos dados satisfatório, com o R^2 de 0,967, sendo maior que o observado na análise do ponto anterior, conforme apresentado na Tabela 7.25.

Tabela 7.25. Parâmetros de regressão e estatísticos do MR da amostra SL-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Composto de Previsão do Comportamento do MR							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
k_1	2094,369	725,9606	2,884963	0,018032	452,1323	3736,606	
k_2	0,755178	0,149049	5,066646	0,000675	0,418006	1,092350	0,967
k_3	0,200979	0,084171	2,387748	0,040707	0,010571	0,391386	

O gráfico fornecido pelos dados de ensaio aplicado ao modelo composto, Figura 7.44, revela uma tendência de comportamento similar à condição verificada no material britado, onde o aumento da tensão confinante proporciona o ganho de rigidez elevando o MR.

Em paralelo a esta condição, se a tensão desvio também for alta, maior será o módulo, se a tensão desvio for baixa, menor será o MR. Logo, verifica-se que este solo apresenta forte dependência da tensão de confinante e tensão desvio, de modo que o aumento do estado de tensões proporciona o aumento do valor do MR.

Este aspecto pode estar associado ao maior teor de umidade e à elevada concentração de areia, fazendo com que o bom desempenho do solo esteja condicionado ao equilíbrio do estado de tensões atuantes.

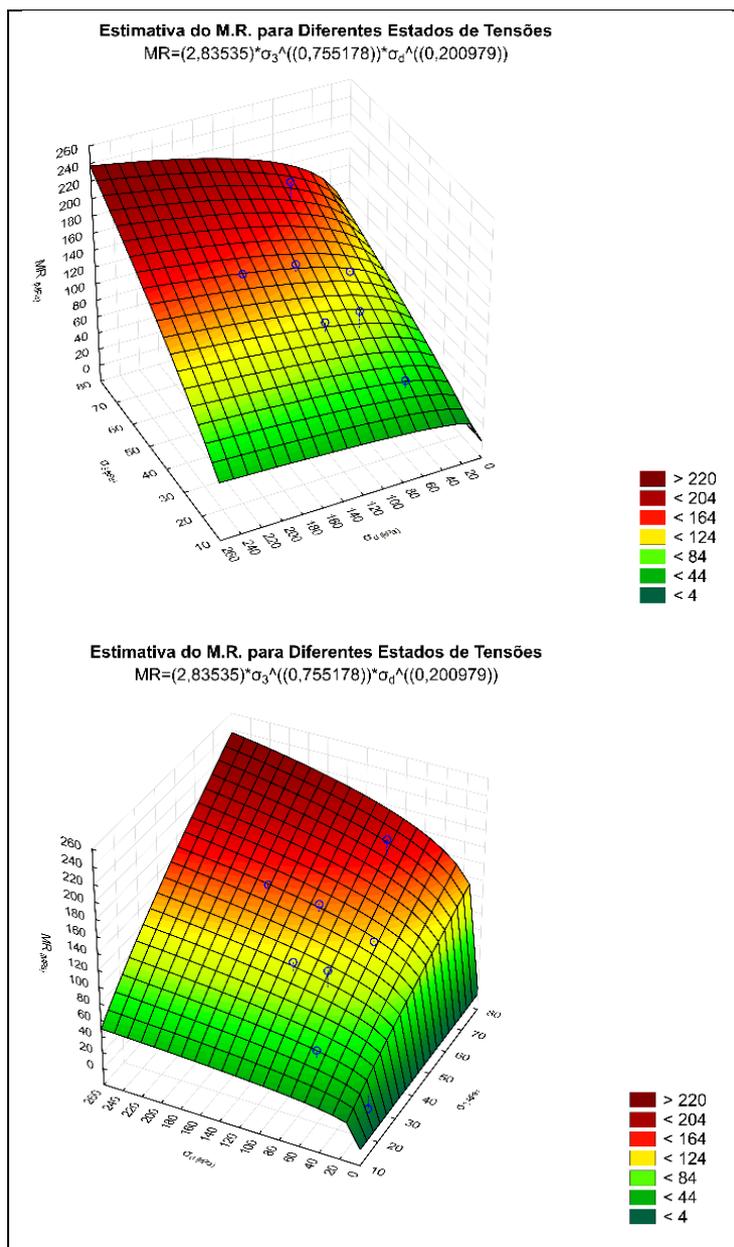


Figura 7.44. Gráfico do MR para diferentes estados de tensões (SL-SE – 2°).

Os resultados da DP, apresentados na Figura 7.45, demonstraram que o maior par de tensões (120x360) exibiu a mais elevada taxa de deformação plástica, chegando a 2,5%, valor quase o dobro do valor observado na segunda maior taxa de DP de 1,3%, obtida para o par de tensões 120x240.

Em ambos os casos, o comportamento da DP no gráfico pode ser associado a escoamento plástico. Os demais pares de tensões apresentaram valores equilibrados com baixa taxa de DP e tendência de acomodação plástica.

Ressalta-se que na avaliação da DP foi levada em consideração a umidade de referência executada em campo de 8,8%.

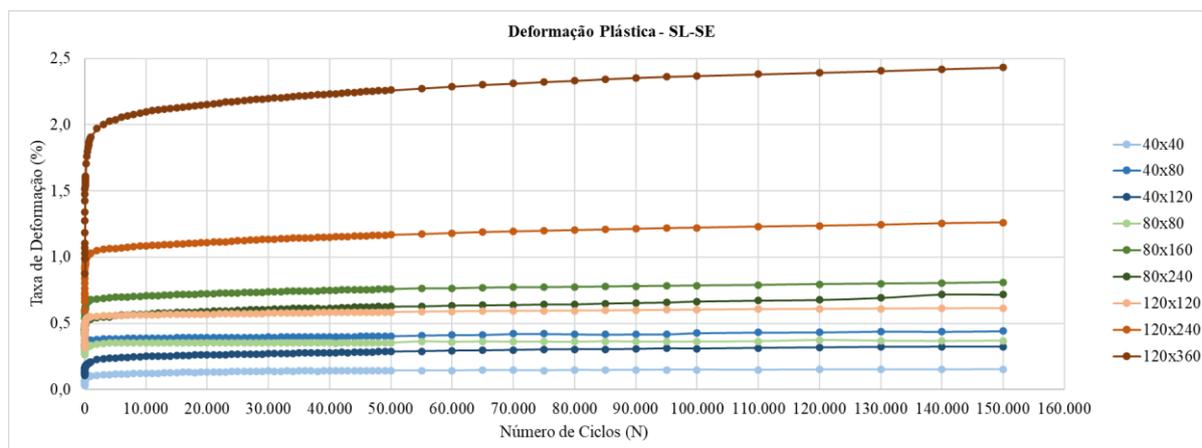


Figura 7.45. Comportamento da DP da amostra SL-SE

A aplicação do modelo matemático de Guimarães (2009) aos dados obtidos nos ensaios, apresentou um desempenho satisfatório, obtendo o R^2 de 0,985, indicativo de um excelente ajuste dos dados com boa capacidade de previsão de comportamento. Os coeficientes de regressão, bem como os parâmetros estatísticos estão apresentados na Tabela 7.26.

Tabela 7.26. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,113201	0,002361	47,93766	0,00	0,108566	0,117837	0,985
Ψ_2	0,340233	0,025831	13,17153	0,00	0,289529	0,390938	
Ψ_3	1,242027	0,014596	85,09073	0,00	1,213375	1,270679	
Ψ_4	0,045302	0,001629	27,80775	0,00	0,042104	0,048500	

Corroborando com o excelente ajuste obtido pelo modelo matemático, verifica-se que os valores previstos apresentaram uma boa correspondência com os valores observados. Além disso, os valores residuais resultantes da diferença dos valores previstos e observados exibiram um bom ajuste normal dos dados, conforme ilustrado na Figura 7.46.

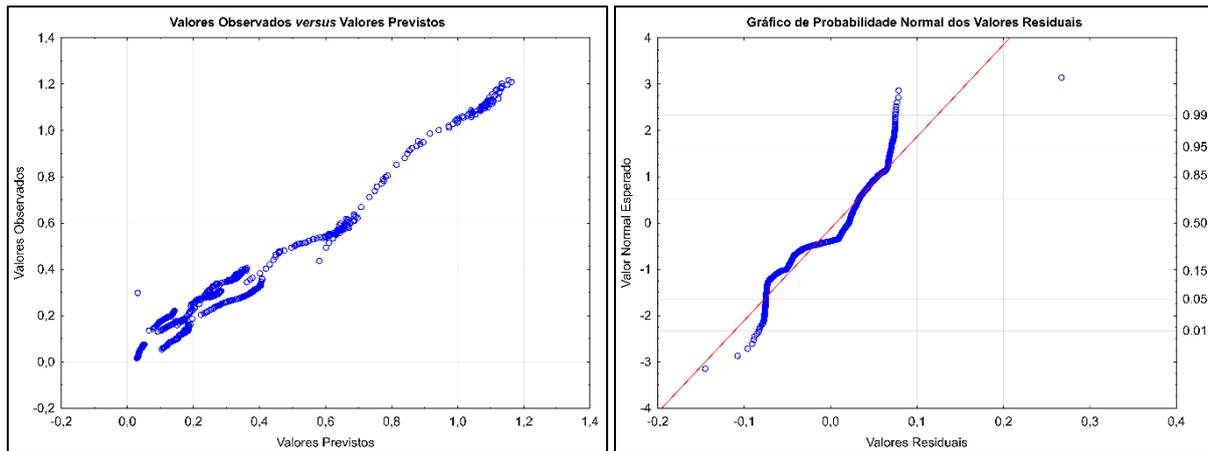


Figura 7.46. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP da amostra SL-SE.

A análise do *Shakedown* dos dados de DP da amostra SL-SE, de acordo com a Figura 7.47, evidencia a predominância de comportamento associado ao escoamento plástico. As menores relações de tensão, $\sigma_1/\sigma_3=2$, tiveram comportamento de acomodação plástica, chegando a ultrapassar a taxa de acréscimo de deformação de 10^{-6} , enquanto a taxa de acréscimo do maior par de tensões (120x360) atingiu o valor de 10^{-5} .

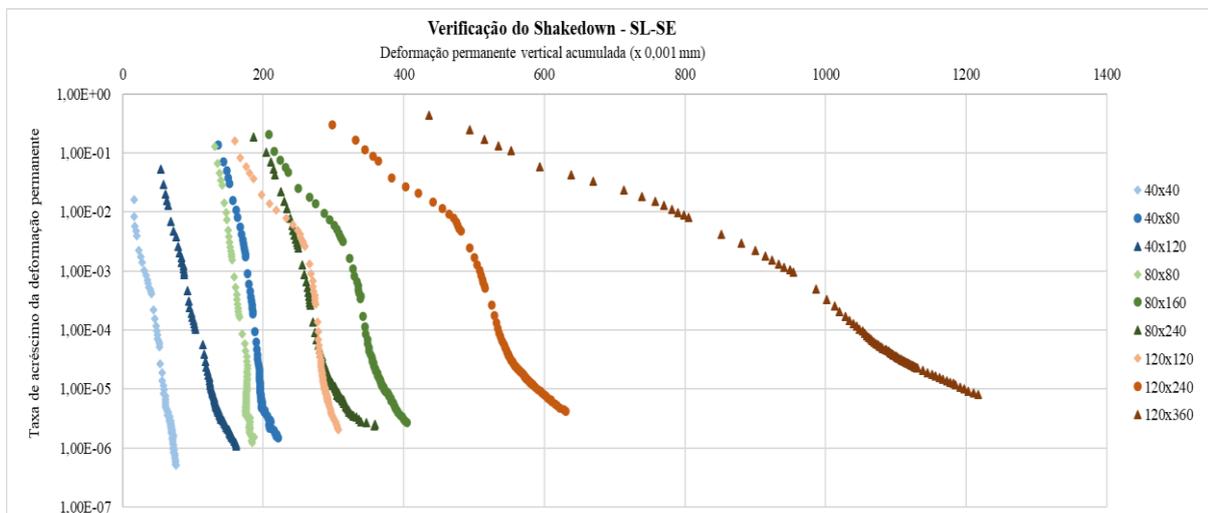


Figura 7.47. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-SE.

Os resultados obtidos para o ensaio de deformação permanente por multiestágios apresentaram níveis de deformações significativamente inferiores ao registrado no ensaio convencional, principalmente na condição do maior carregamento. Esta característica pode estar associada à condição observada nos valores de MR, bem como ao fato dos maiores estágios de carregamento serem aplicados após uma acomodação prévia dos CP por meio de carregamentos dos estágios iniciais.

Apesar desse nível de taxa de deformações plásticas ser inferior ao que foi observado pelo ensaio convencional, o resultado da análise de 50.000 ciclos evidenciou a tendência de comportamento similar à condição de carregamento em 150.000, conforme representado na Figura 7.48.

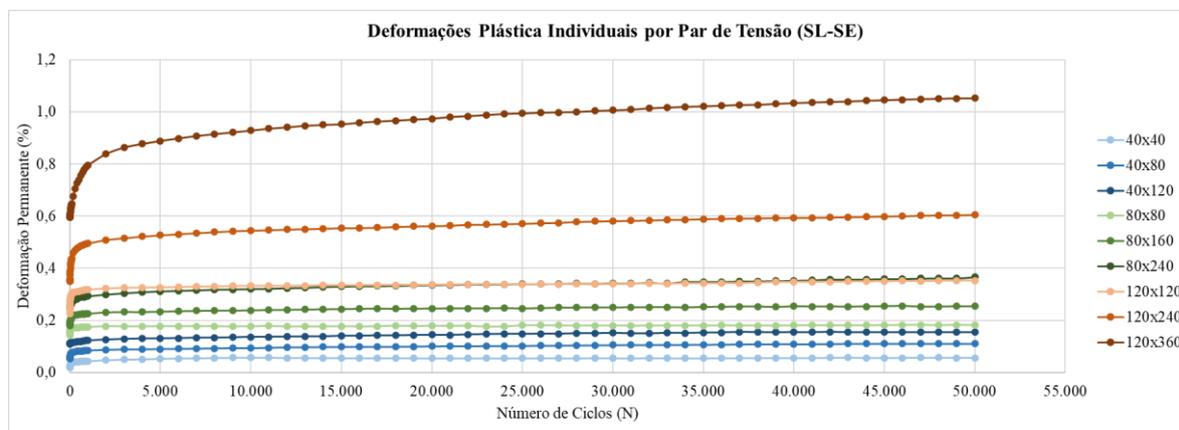


Figura 7.48. Comportamento da DP por multiestágios da amostra SL-SE.

A aplicação dos resultados no modelo matemático utilizado neste estudo para análise da DP obteve um ajuste excelente dos dados, com R^2 de 0,988, superior à condição de ensaio convencional e mantendo a tendência observada de valores de ajuste maiores para o multiestágios em relação aos dados obtidos pelo método de ensaio convencional. Os coeficientes de regressão, bem como os parâmetros estatísticos estão apresentados na Tabela 7.27.

Tabela 7.27. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios da amostra SL-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
Ψ_1	0,116300	0,002214	52,53387	0,0000	0,111953	0,120647	0,988
Ψ_2	1,103749	0,025413	43,43279	0,0000	1,053850	1,153648	
Ψ_3	0,890341	0,011397	78,11892	0,0000	0,867962	0,912720	
Ψ_4	0,050948	0,001552	32,83561	0,0000	0,047902	0,053995	

Para a análise das DP por multiestágios individualizado por pares de tensões, verifica-se uma condição de valores previstos com correspondência satisfatória em relação aos valores observados, apresentando linearidade nos dados. Além disso, os valores residuais mostram-se

pouco dispersos e com excelente comportamento normal dos dados, conforme representado na Figura 7.49.

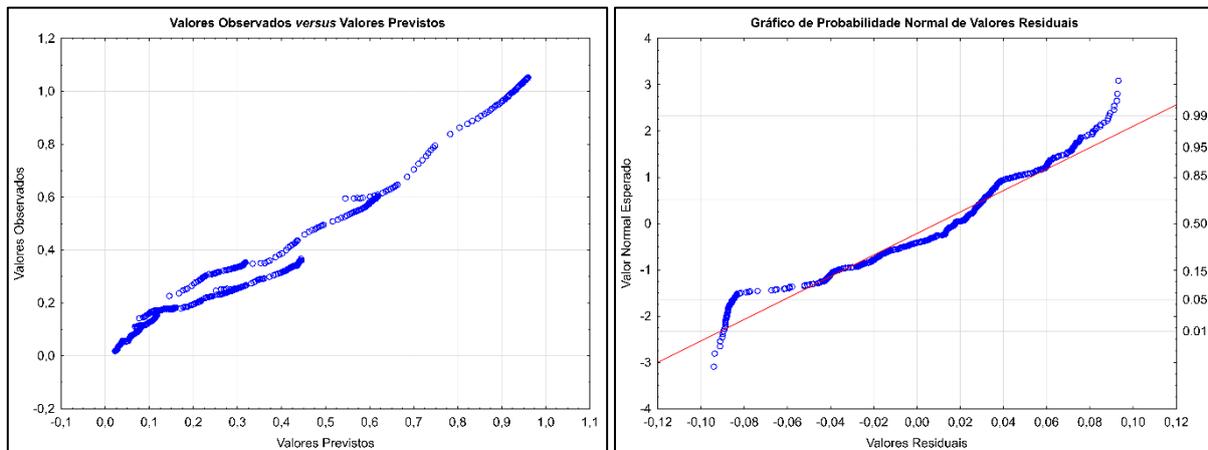


Figura 7.49. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por multiestágios da amostra SL-SE.

A análise dos resultados de DP por sequência (Figura 7.50) tornou evidente o ganho de DP da sequência 3. A sequência 1 teve pouca deformação plástica, indicando que, para níveis de tensões pequenos, o solo apresenta excelente desempenho. Além disso, evidencia-se uma condição de escoamento plástico pelo maior par de tensões (120x360).

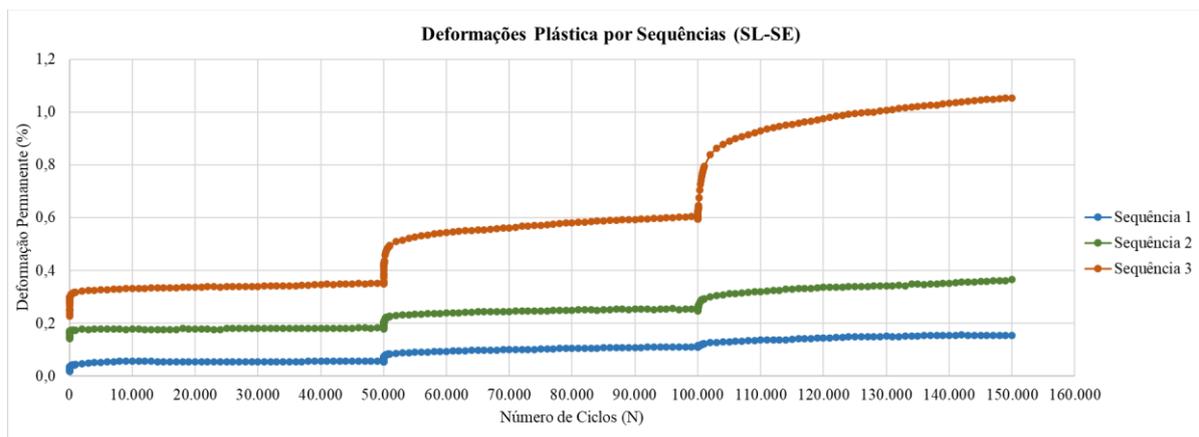


Figura 7.50. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-SE.

A análise dos resultados acumulados por sequências apresentou um ajuste satisfatório, com R^2 de 0,963. Os resultados dos coeficientes de regressão, bem como as análises estatísticas do modelo aplicado podem ser consultados na Tabela 7.28.

Tabela 7.28. Parâmetros de regressão e estatísticos da DP por sequência de multiestágio do solo SL-SE.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP							
Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor T-Student	Significância - p	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
Ψ_1	0,153481	0,011000	13,95304	0,000000	0,131882	0,175079	0,963
Ψ_2	1,135672	0,048865	23,24099	0,000000	1,039723	1,231622	
Ψ_3	0,852527	0,028352	30,06989	0,000000	0,796857	0,908197	
Ψ_4	0,016749	0,008054	2,07968	0,037939	0,000935	0,032563	

Conforme demonstrado na Figura 7.51, a análise dos dados de DP por sequências não se mostrou adequada em relação aos valores previstos pelo modelo matemático dos valores observados, mesmo este indicando um R² de 0,963. A correspondência dos parâmetros apresentou elevada dispersão, sendo possível identificar a ausência do comportamento linear, a exemplo do que foi observado na Figura 7.49. Desse modo, para a amostra SL-SE, as melhores análises de DP por multiestágios foram obtidas ao aplicar o modelo matemático de Guimarães (2009) nos pares de tensões separados (modelo convencional).

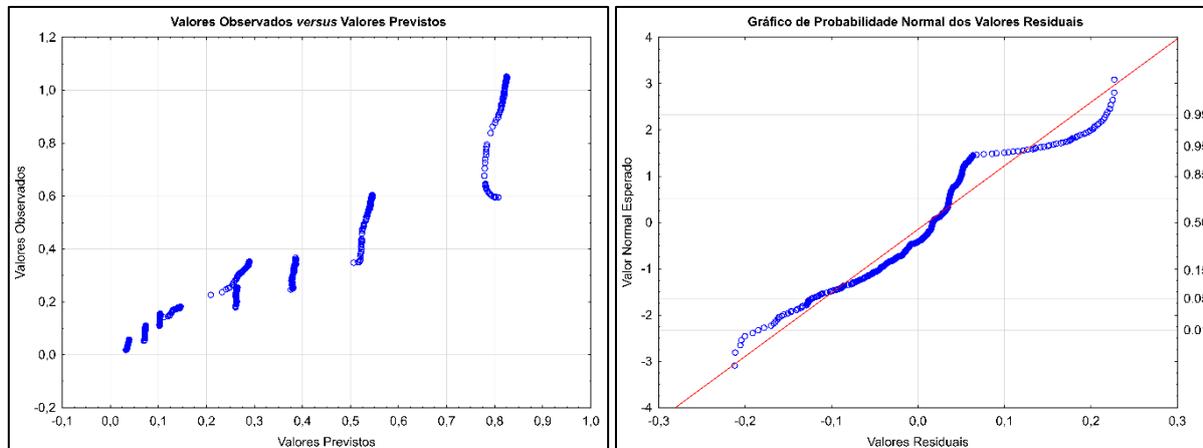


Figura 7.51. Relação dos valores previstos, observados e residuais da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-SE

A análise do *Shakedown* dos dados de DP por multiestágios da amostra SL-SE evidenciou a predominância do comportamento associado ao acomodamento plástico, na sequência 1 e nos pares de tensões 80x80 e 80x160 da sequência 2. Contudo, a sequência 3

apresentou tendência ao escoamento plástico. Este comportamento foi semelhante ao observado na Figura 7.47, apesar das taxas de DP da Figura 7.52 serem significativamente inferiores.

Outro aspecto importante de ser observado está associado ao nível alcançado pela taxa de acréscimo da DP, onde a menor relação de carregamento (40x40) atingiu a taxa de acréscimo de deformação de 10^{-6} , enquanto a taxa de acréscimo do maior par de tensões (120x360) ficou próxima de 10^{-5} , sendo estes valores similares ao que foi observado no *Shakedown* na condição de ensaio com 150.000 ciclos.

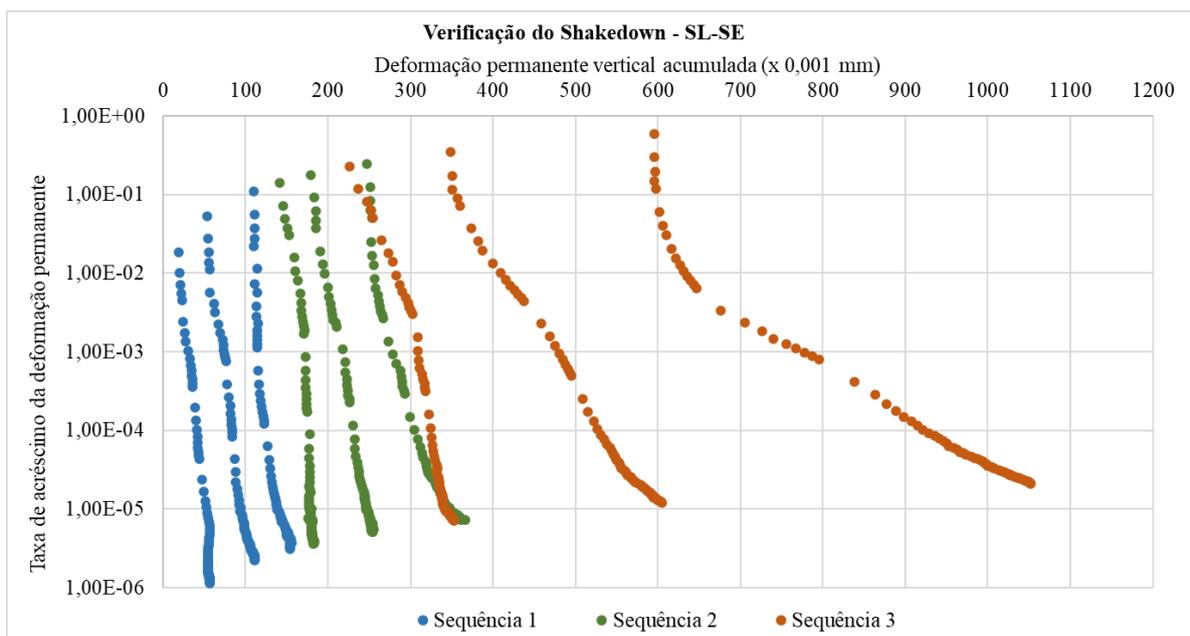


Figura 7.52. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra SL-SE

Desse modo, observando os ensaios realizados, entende-se que diversos fatores influenciam na resposta elástica e plástica dos solos e brita graduada simples, principalmente quando se trata da pedologia, granulometria e teor de umidade de solos tropicais, que conduzem a diferentes comportamentos com a aplicação de tensões de natureza cíclica.

Os estudos de Li & Selig (1994), quando caracterizaram um determinado material com módulo de resiliência baixo, tornaram-se um parâmetro para materiais mais deformáveis. No entanto, as observações feitas pelos autores não enfatizaram estes critérios como fatores preponderantes que exercem influência no comportamento resiliente de um material, especialmente de solos tropicais com elevado grau de intemperismo e os materiais britados.

CAPÍTULO 8

8. CONCLUSÕES

O presente estudo buscou aprofundar a compreensão das relações que podem impactar no desempenho mecânico de solos tropicais utilizados em camadas de pavimentação. Foram considerados quatro solos do Distrito Federal DF (SL-I a SL-IV) e três do estado de Roraima (BS-SE, SB-SE e SL-SE). Como resultado, foram identificadas diversas associações entre os diferentes materiais analisados. Também foram analisadas as britas usadas na pavimentação do DF, em um total de cinco tipos (BGS-I a BGS-V).

É incontestável que muitas das abordagens tradicionalmente empregadas no Brasil para o dimensionamento de pavimentos estão desatualizadas e carecem da devida adequação ao cenário local, principalmente devido às particularidades do clima e das características pedológicas regionais.

Neste contexto, é essencial progredir na aplicação de metodologias consolidadas, como a classificação MCT, e expandir a adoção de técnicas mecanísticas, exemplificadas pelo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), para o projeto de pavimentos flexíveis, em substituição a antigas práticas de adoção do ISC/CBR e dimensionamento puramente empíricos ou semi-empíricos, que não refletem verdadeiramente o comportamento tensão \times deformação de cada camada de solo. Somente por meio destes avanços será possível assegurar a autonomia tecnológica e a excelência técnica no contexto das obras geotécnicas rodoviárias no país.

Assim, para os materiais estudados foram realizados ensaios de caracterização física completa, análise microestrutural, Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), ataque sulfúrico, MCT, Índice de Suporte Califórnia (ISC), compactação Proctor, triaxiais de carga repetida para definição dos Módulos de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP). Destaca-se o acréscimo de ensaio não normatizado no Brasil para determinação da deformação permanente realizada por estágios múltiplos. Com base nos resultados dos ensaios foi possível identificar o comportamento dos materiais ensaiados e quais parâmetros, características e propriedades podem influenciar no mesmo. No caso dos ensaios DP multiestágios, por meio de comparações com ensaio convencional, foi possível verificar aplicabilidade no mesmo para fins de estudos de dimensionamento de pavimentos.

A análise microestrutural revelou que a amostra SL-I exibiu características e materiais pouco afetados pelos processos intempéricos, enquanto a amostra SL-II apresentou um grau mais elevado de intemperismo, evidenciado pelos índices K_i e K_r obtidos no ensaio de ataque

sulfúrico. Estas amostras foram escolhidas por compartilharem a mesma classificação pedológica (cambissolo) e representarem cerca de 31% no DF. Adicionalmente, a análise por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) demonstrou ser uma ferramenta eficaz nas observações das amostras, tanto em seu estado natural, permitindo a identificação de aspectos inerentes ao processo de alteração das partículas do solo, quanto na análise das alterações destas partículas quando submetidas a processos mecânicos. Isso resultou na promoção da modificação destes solos, tornando-os mais finos.

Considerando a caracterização dos materiais apresentados neste trabalho, ocorreu que todas as amostras de solo apresentaram concentrações de SiO_2 (sílica). Contudo, esta estrutura molecular está presente tanto em solos pouco intemperizados, quanto nos solos com elevado grau de intemperismo, de modo que as análises de EDS e ataque sulfúrico apresentaram proporções significativamente diferentes em algumas amostras, evidenciando o que foi discutido por Yokozawa *et al.* (2017), onde compostos de sílica apresentam grande resistência às ações de intemperismo.

O solo SL-I demonstrou desempenho mecânico abaixo do desejado para aplicações rodoviárias, com um MR de 69 MPa. O modelo matemático proposto por Pezo *et al.* (1992) revelou-se eficaz na representação do comportamento deste solo. A análise de deformabilidade plástica (DP) destacou um solo com alta deformação, incapaz de oferecer suporte adequado a elevados estados de tensões, exibindo características típicas de comportamento de escoamento plástico, com uma rápida taxa de aumento da deformação plástica (DP). O modelo matemático desenvolvido por Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório quando aplicado aos dados do solo SL-I. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou uma correspondência consistente com os resultados obtidos no ensaio convencional, demonstrando um ajuste satisfatório ao modelo matemático proposto.

O solo SL-II exibiu um MR médio de 94 MPa, superando a amostra SL-I. O modelo matemático composto foi eficaz na representação do comportamento deste solo. Em relação à deformabilidade plástica (DP), o solo demonstrou uma baixa deformação quando comparado ao SL-I. No entanto, o solo ainda não apresentou capacidade de suporte para elevados estados de tensões, e as deformações plásticas exibiram um comportamento de escoamento plástico para uma taxa de acréscimo de DP elevada. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados do solo SL-II. A análise de deformabilidade por estágios múltiplos apresentou uma correspondência consistente com os resultados obtidos no ensaio convencional, demonstrando um ajuste satisfatório ao modelo matemático proposto.

As amostras de solo SL-III e SL-IV pertencentes à mesma classificação pedológica, latossolo vermelho (predominância de 54,50% no DF), exibiram comportamento laterítico conforme a classificação MCT, com elevado grau de intemperismo, evidenciado pelos índices K_i e K_r . Contudo, a análise granulométrica revelou uma diferença significativa no solo SL-IV entre as análises com e sem defloculante, indicando uma concentração elevada de possíveis correções lateríticas neste solo.

O solo SL-III exibiu um MR médio de 130 MPa, superando as amostras SL-I e SL-II. O modelo matemático composto foi eficaz na representação do comportamento deste solo. Em relação à deformabilidade plástica (DP), o solo demonstrou uma elevada taxa de deformação plástica, significativamente maior quando comparado ao SL-I e SL II. No entanto, o solo indicou capacidade de suporte para elevados estados de tensões e as deformações plásticas exibiram um comportamento de acomodação plástica para uma taxa de acréscimo de DP elevada. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra SL-III. E a análise de deformabilidade por multiestágios apresentou uma incidência ainda maior de DP a ponto de não ser possível o registro das DP em estado de tensões elevados. Em relação ao modelo matemático, o mesmo teve um ajuste satisfatório.

Ressalta-se que a coleta do solo SL-III foi realizada a 4,0 m da superfície, local de realização de uma obra de viaduto na cidade de Brasília-DF.

O solo SL-IV exibiu um MR médio de 146 MPa, superando a amostra SL-III. O modelo matemático composto apresentou um baixo valor de ajuste aos dados, mas ainda capaz de exibir a tendência de comportamento do MR. Em relação à deformabilidade plástica (DP), o solo demonstrou uma alta taxa de deformação plástica, mas significativamente menor quando comparado à amostra SL-III. Todavia, o solo apresentou comportamento peculiar quanto à taxa de DP em diferentes estados de tensões. O modelo matemático de Guimarães (2009) exibiu um ajuste inferior ao ser aplicado aos dados da amostra SL-IV. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou uma incidência ainda menor de DP. Em relação ao modelo matemático, obteve-se um ajuste satisfatório.

Uma característica distintiva destacada nas análises das amostras de solos do Distrito Federal parece estar associada ao grau de intemperismo. No caso das amostras analisadas, observou-se que quanto maior o grau de intemperismo e alteração das partículas, maior foi o valor do módulo de resiliência médio (MR). Solos que passaram por processos intensos de intemperização e exibem comportamento laterítico desenvolvem estruturas porosas devido à concreção de partículas finas. Estas estruturas tendem a colapsar quando submetidas a cargas,

mas, paradoxalmente, ao serem compactadas, as formações ricas em óxidos e suas agregações são rompidas, resultando em uma condição de rigidez significativamente maior.

A brita graduada simples BGS-I exibiu um MR médio de 262 MPa. O modelo matemático composto foi eficaz na representação do comportamento desta amostra. Em relação à deformabilidade plástica (DP), a amostra demonstrou uma elevada taxa de deformação permanente no início da aplicação de carregamento, seguida de estabilização das deformações conduzidas para uma tendência de acomodação plástica. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra BGS-I. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou valores menores de DP. No que diz respeito ao modelo matemático, obteve-se um ajuste satisfatório, superior à condição convencional.

A brita graduada simples BGS-II exibiu um MR médio de 262 MPa, mesmo valor da amostra BGS-I. Contudo, a tendência de comportamento deste MR, em vários estados de tensões, foi diferente. O modelo matemático composto foi eficiente na representação do comportamento desta amostra. Em relação à deformabilidade plástica (DP), a amostra demonstrou uma elevada taxa de deformação plástica no início da aplicação de carregamento, superando a amostra BGS-I, seguida de estabilização das deformações conduzidas para uma tendência de acomodação plástica. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra BGS-II. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou valores menores de DP, mas próximos do que foi observado no ensaio convencional. No tocante ao modelo matemático, obteve-se um ajuste satisfatório, superior à condição convencional.

A amostra de brita graduada simples BGS-III apresentou um desvio dos limites granulométricos estabelecidos pela norma de referência utilizada. Estes limites não invalidaram o uso do material, possibilitando classificá-lo quanto à faixa granulométrica. O valor do MR médio foi de 301 MPa, sendo superior às amostras de BGS-I e BGS-II. A tendência de comportamento deste módulo, em vários estados de tensões, foi similar à condição observada na amostra BGS-II. O modelo matemático composto foi eficiente na representação do comportamento desta amostra. Em relação à deformabilidade plástica (DP), a amostra demonstrou uma elevada taxa de deformação plástica no início da aplicação de carregamento, com valores similares ao que foi observado na amostra BGS-II, seguida de um processo de estabilização das deformações, conduzidas para uma tendência de acomodação plástica. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra BGS-III. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou valores menores

de DP. Acerca do modelo matemático aplicado, obteve-se um ajuste satisfatório, superior à condição convencional.

A amostra de brita graduada simples BGS-IV apresentou um pequeno desvio dos limites granulométricos na fração fina e grossa estabelecidos pela norma de referência utilizada. O MR médio foi de 288 MPa, sendo superior às amostras BGS-I e BGS-II, mas inferior ao valor da amostra BGS-III. A tendência de comportamento deste módulo, em diferentes estados de tensões, foi similar à condição observada nas amostras BGS-II e BGS-III. O modelo matemático composto foi eficiente na representação do comportamento desta amostra. Em relação à deformabilidade plástica (DP), a amostra demonstrou uma taxa de deformação plástica significativamente inferior às demais amostras, não sendo observado picos de DP no início da aplicação de carregamento axial, como verificado nas demais amostras. As deformações permanentes apresentaram uma tendência intermediária entre acomodação plástica e escoamento plástico. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra BGS-IV. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou valores semelhantes de DP em relação ao ensaio convencional. No que tange ao modelo matemático, obteve-se um ajuste satisfatório, superior à condição convencional.

A amostra de brita graduada simples BGS-V, que tem sua origem na mesma pedreira da amostra BGS-IV, mas com dosagem granulométrica realizada laboratório do DER-DF, com o intuito de adequá-la às faixas da norma de referência utilizada, de modo a verificar a influência entre a granulometria da amostra comercializada pela pedreira e a preparada em laboratório, exibiu um MR médio de 324 MPa, sendo superior ao valor da amostra BGS-IV. A tendência de comportamento deste módulo, em diferentes estados de tensões, foi similar à condição observada na amostra BGS-IV. O modelo matemático composto foi eficiente na representação do comportamento desta amostra. Em relação à deformabilidade plástica (DP), a amostra demonstrou uma taxa de deformação plástica com os mesmos patamares da amostra BGS-IV, com as deformações apresentando uma tendência intermediária entre acomodação plástica e escoamento plástico. O modelo matemático de Guimarães (2009) mostrou-se satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra BGS-V. A análise de deformabilidade por multiestágios apresentou valores semelhantes de DP em relação ao ensaio convencional e ao obtido na amostra BGS-IV. Em relação ao modelo matemático, obteve-se um ajuste satisfatório, superior à condição convencional.

Infere-se que a elevada deformação inicial esteja associada a um processo de acomodação das partículas, tendo em vista que a brita graduada simples não apresenta coesão

física e é fortemente influenciada pela forma das partículas. Além disso, este aspecto justifica a razão da DP por multiestágios apresentar valores inferiores ao observado no cenário convencional, onde as sequências de estágios têm a acomodação das partículas ocorrendo nos primeiros ciclos de carregamento.

A amostra de solo BS-SE do segmento experimental do Estado de Roraima apresentou características de elevado processo de intemperismo, evidenciado pelos índices K_i e K_r . O valor de MR médio da amostra para a condição de máxima densidade (421 MPa) foi significativamente superior à condição de densidade adotada em campo, onde se atingiu o máximo valor de ISC (291 MPa). O modelo matemático composto (Pezo *et al.*, 1992) mostrou-se eficiente para expressar o comportamento resiliente deste solo. A DP evidenciou um solo com elevada deformabilidade, e teve um comportamento de acomodação plástica para uma taxa de acréscimo de DP alta. O modelo matemático de Guimarães (2009) foi satisfatório ao ser aplicado aos dados da amostra em questão. A análise de DP por multiestágios apresentou uma boa correspondência dos dados obtidos em relação ao ensaio convencional e o ajuste ao modelo matemático foi satisfatório

A amostra de solo SB-SE apresentou características de elevado processo de intemperismo, evidenciado pelos índices K_i e K_r . O valor de MR médio da amostra para a condição de máxima densidade foi 190 MPa, valor inferior em relação às duas condições analisadas para a amostra BS-SE. Destaca-se que o solo SB-SE o valor máximo de MEAS foi coincidente com o máximo do ISC. O modelo matemático composto mostrou-se eficiente para expressar o comportamento deste solo. A DP evidenciou um solo com baixa deformabilidade, apresentando um comportamento de escoamento plástico com uma taxa de acréscimo de DP entre 10^{-5} e 10^{-6} . O modelo matemático de Guimarães (2009) foi satisfatório ao ser aplicado aos dados. A análise de DP por multiestágios apresentou uma boa correspondência dos dados obtidos em relação ao ensaio convencional e o ajuste ao modelo matemático foi satisfatório

A amostra de solo SL-SE apresentou características de elevado processo de intemperismo, evidenciado pelos índices K_i e K_r . Esta amostra apresentou uma situação semelhante à que foi verificada na amostra BS-SE. O valor de MR médio da amostra para a condição de máxima densidade foi significativamente superior (181 MPa) à condição de densidade adotada em campo, onde se alcançou o máximo valor de ISC (118 MPa). Os valores dos MR's das duas condições foram inferiores aos índices obtidos nas amostras BS-SE e SB-SE. O modelo matemático composto mostrou-se eficiente para expressar o comportamento deste solo. A DP evidenciou um solo com elevada deformabilidade, estando entre a amostra

BS-SE e a amostra SB-SE, e apresentando um comportamento de escoamento plástico nos maiores pares de tensões, a uma taxa de acréscimo de DP de 10^{-5} e acomodação plástica nos menores pares de tensões, em uma taxa de acréscimo de DP de 10^{-6} . O modelo matemático de Guimarães (2009) foi satisfatório ao ser aplicado aos dados. A análise de DP por multiestágios apresentou uma boa correspondência dos dados obtidos em relação ao ensaio convencional e o ajuste ao modelo matemático foi satisfatório.

Ao analisar as informações apresentadas, fica evidente que o sistema de classificação MCT se destaca como a escolha mais apropriada para os solos tropicais que foram examinados. Esta classificação não somente caracteriza o processo de laterização do solo e seus aspectos físicos, mas também, por meio da associação de análises mais complexas como a de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), revela o significativo grau de intemperização dos solos empregados nas camadas constituintes do pavimento (base, sub-base, reforço, subleito), além de apresentar condições específicas quanto ao material utilizado no corpo de aterro, cujo topo refere-se à interface da camada de subleito com o reforço e/ou sub-base.

Assim, é incansável alertar, uma vez mais, sobre a importância da aceitabilidade e utilização da metodologia MCT e seus desdobramentos no meio viário, principalmente, no que se refere aos órgãos públicos dessa área, a fim de que o engenheiro possa verificar efetivamente as potencialidades genéticas de utilização dos solos tropicais brasileiros nas construções viárias.

O módulo de resiliência é fortemente afetado pela condição de carregamento, o estado de tensões, a natureza do solo, umidade, entre outros fatores, podendo ocasionar variações em seu valor a depender da situação analisada (Paula *et al.*, 2022). O Modelo Composto adotado no MeDiNa para a análise do comportamento resiliente configurou-se muito significativo com a natureza dos solos estudados, com expressiva correlação entre as variáveis (MR , σ_d e σ_3) e constantes experimentais (k_i) obtidas nos ensaios triaxiais.

As situações observadas nas camadas de base e sub-base do SE do Estado de Roraima demonstraram que o emprego de areia incorporada no cascalho laterítico amarelo, na proporção de 35%, surtiu efeito positivo nos resultados de MR , na condição de máxima MEAS. No entanto, a adoção da relação de teor de umidade *versus* densidade, para a condição de máximo valor do ISC, não representou a melhor situação. Solos alterados com adição de frações granulométricas de material não coesivo tendem a obter melhorias em aspectos como o ISC, especialmente no ramo seco da curva de compactação, mas tais aspectos não refletem condições adequadas quanto ao comportamento mecânico, sendo que os valores de MR são inferiores

e o acomodamento das DP tendem a ocorrer após elevadas taxas de DP, assim como observado em algumas condições da brita graduada simples.

Solos podem apresentar melhor comportamento em relação ao MR do que o material britado, este aspecto pode ser observado nos resultados do solo BS-SE em relação às amostras de BGS do DF. Entretanto, a brita graduada simples possui comportamento tensão-deformação de maior previsibilidade em relação às deformações e elásticas e plásticas.

Nenhuma amostra analisada neste estudo apresentou taxa de acréscimo de DP de 10^{-7} na análise *Shakedown*. A predominância de comportamento de DP foi de escoamento plástico e acomodação plástica nas amostras analisadas.

8.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A colaboração entre os órgãos envolvidos não apenas facilitou a logística complexa associada à coleta de amostras de diferentes localidades, mas também fortaleceu a confiabilidade e a representatividade dos dados coletados. Esta abordagem colaborativa reforça a robustez da pesquisa e a qualidade dos resultados, contribuindo significativamente para o avanço do conhecimento nas áreas específicas abordadas neste estudo, bem como a parceria produtiva e eficaz entre a academia e a prática profissional em prol do desenvolvimento e aperfeiçoamento da engenharia rodoviária brasileira.

Recomenda-se a análise dos parâmetros obtidos no modelo matemático de DP aplicados em dimensionamento pelo MeDiNa, tendo em vista as metodologias de ensaio convencional e multiestágios, de modo que se possa verificar a ocorrência de possíveis diferenças substanciais nos pavimentos dimensionados entre os dois resultados de ensaios.

Recomenda-se também, a análise do índice de forma das britas graduadas, de modo a verificar se este fator pode estar associado ao comportamento da DP. Além disso, para estudos futuros, recomenda-se a adoção dos fundamentos propostos pelo método de dosagem de misturas asfálticas Bailey (década de 1980), para a seleção e avaliação granulométrica dos agregados. Este método considera o intertravamento dos agregados graúdos, gerando um forte esqueleto mineral da mistura de agregados a fim de resistirem às deformações plásticas por meio da seleção sistemática da granulometria, bem como estudos envolvendo análises do comportamento mecânico de materiais britados por meio da abordagem dada pelos elementos discretos.

Conforme observado na amostra BS-SE e SL-SE, recomenda-se, neste caso ou em situações similares, avaliar o comportamento do solo quanto à sua DP para o caso de máxima

densidade comparado ao valor de máximo ISC, tendo em vista que a condição de umidade analisada estava associada a um MR baixo e DP elevadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGETOP (2016). Agência Goiana de Transportes e Obras Públicas. *Manual de pavimentação urbana*. Goiânia: PR-NEPRO-GEPRE-TEC. 60 f.

Andrade, L. R. D. (2017). *Comparação do comportamento de pavimentos asfálticos com camadas de base granular, tratada com cimento e com estabilizantes asfálticos para tráfego muito pesado*. Dissertação de Doutorado, Universidade de São Paulo. São Paulo.

AUSTROADS (2006). AG:PT/T053: *Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions*. Austroads Working.

Balbo, J. T. (2007). *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 560 p.

BASTOS, J. (2013). *Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza*. 2013. 164 p (Doctoral dissertation, Master Thesis (Engineering), Universidade Federal do Ceará, Brazil).

Bear, J. (1972). *Dynamics of Fluid in Porous Media*. Dover Publications inc., pp. 151–173.

Bernucci, L. B. *et al* (2008). *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. 3. ed. Rio de Janeiro: Petrobras ABEDA. 475 p.

BSI. (2004). BS EN 13287-7: *Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 7: cyclic load triaxial test for unbound mixtures*.

Cabral, W. S. (2021). *Exploração, análise comparativa e modelagem da deformação permanente de materiais granulares da microrregião de Mossoró/RN*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

Camapum de Carvalho, J. (2005). *Relato: Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados*. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP. 597-616.

Carneiro, C. D. R., Gonçalves, P. W., & Lopes, O. R. (2009). *O ciclo das rochas na natureza*. *Terrae didática*, 5(1), 50-62. Unicamp, Campinas.

CNT (2023). *Anuário CNT do Transporte – 2023 – Estatísticas consolidadas*. Confederação Nacional do Transporte.

Conciani, W.; Burgos, P. C.; Bezerra, R. L. (2015). *Origem e formação dos solos, perfil de intemperismo*. In: Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Junior, G. F. N.; Machado, S. L.; Mascarenha, M. M. A.; Silva Filho, F. C. (2015). *Solos não saturados no Contexto Geotécnico*. *Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, São Paulo.

Castro, K. B. & Lima, L. A. S. (2020). *Atlas do Distrito Federal* : Kássia Batista de Castro : Companhia de Planejamento do Distrito Federal, 2020. ISBN 978-65-00-06473-5, Brasília.

Lima, C. D. A., de Oliveira Ubaldo, M., da Motta, L. M. G., & Aragão, F. T. S. (2022). *Caracterização da Deformabilidade de Solos Arenosos não Lateríticos no Equipamento Triaxial de Cargas Repetidas*. 34º ANPET.

DNER (1994). *DNER-ME 041 – Solos – preparação de amostras para ensaio de caracterização*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). *DNER-ME 051 – Solos – análise granulométrica*. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). *DNER-ME 080 - Solos – análise granulométrica por peneiramento*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de ensaio. DNER/DrDTc (IPR)

DNER (1994). *DNER-ME 129 – Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas*. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). *DNER-ME 258/94 - Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Classificação. Método de Ensaio. DNER/DrDTc (IPR)

DNER (1996). *DNER-ME 259/94 - Classificação dos Solos Tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em miniatura*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Classificação. DNER/DrDTc (IPR).

DNIT (2006). *Manual de pavimentação*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação de Pesquisas Rodoviárias. 3.ed. 274 p. Rio de Janeiro

DNIT (2018). *134/2018 - ME – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

DNIT (2021). *411/2021 Pavimentação – Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado miúdo para misturas asfálticas – Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

DNIT (2021). *413/2021 - Pavimentação – Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas – Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

DNIT (2018). *179/2018 - IE – Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

Dunlap, W. S. (1963). *A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials*. Technical report 1, project 2-8-62-27, TTI, Texas A&M University.

Erlingsson, S., Rahman, M.S. (2013). *Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials by means of multistage repeated load triaxial tests*. Journal of the

Transportation Research Board, No. 2369, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., p. 11-19.

Fredlund, D. G. & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons Inc. New York.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. ISBN 978-1-118-28049-2. John Wiley & Sons, Inc. New York.

Gandolfi, N., Bjornberg, A. J. S., & Paraguassu, A. B. (2004). *Geologia para engenheiros civis*. Universidade de São Paulo, Departamento de Geotecnia. São Carlos

Gonçalves, F. P. (1999). *O desempenho dos pavimentos flexíveis*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre-RS.

Gonzalez-Blanco, L., Romeo E. Jommi, C, Sillen, X., Li, X. *Exploring Fissure Opening and Their Connectivity in a Cenozoic Clay During Gas Injection*. In: Ferrari, A. & Laloui, L. (2017). *Advances in Laboratory Testing and Modelling of Soils and Shales (ATMSS)*. ISBN 978-3-319-52773-4. Springer International Publishing. Switzerland.

Guimarães, A. C. R. (2009). *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. 367 p. Rio de Janeiro.

Guimarães, R. C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-09A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Ibañez, J. P.; Romanel, C. (2003). *Modelagem Constitutiva para Solos com Ênfase em Solos Não Saturados*. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Irion, G., Müller, J., Nunes de Mello, J., & Junk, W. J. (1995). *Quaternary geology of the Amazonian lowland*. *Geo-Marine Letters*, 15, 172-178.

Lentz, R. W. E Baladi, G. Y. (1981). *Constitutive Equations for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading*. *Transportation Research Record*, 810, 50-54.

Lepsch, I. F. (2016). *Formação e conservação dos solos*. Oficina de textos. ISBN 978-85-7975-231-5. São Paulo.

Li, Dingqing; Selig, Ernest T. (1994). *Resilient Modulus for fine-grained Subgrade Soils*. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 6, June 1994. ISSN 0733-9410/94/0006-0939. p. 939 - 957

Lima, C. D. A. (2020). *Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas*. Doctoral dissertation, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Lima, L. B. F.; Melo, K. P.; Silva, J. P. S; Rezende, L. R. (2022). *Comparação entre metodologias de compactação para um solo granular laterítico: Proctor versus cilindro tripartido usado nos ensaios mecânicos*. 36º Congresso de Pesquisa e Ensino em transportes – ANPET. Fortaleza-CE

Lima, V. C., & LIMA, M. R. (2007). *O solo no meio ambiente: abordagem para professores do ensino fundamental e médio e alunos do ensino médio*. Universidade Federal do Paraná. Departamento de Solos e Engenharia Agrícola. Curitiba: Departamento de Solos e Engenharia Agrícola. Ed. 1. ISBN: 85-89950-02-6. 130 p. Paraná.

Svenson, M. (1980). *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Majidzadeh, K., C. Buranrom, M. Karakomzian. (1976). *Applications of fracture mechanics for improved design of bituminous concrete*. Report n. 76-91, FHWA, U.S. Dept. of Transportation.

Malysz, R. (2004). *Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Marinho, F. A. M. (1994). *Medição da sucção com o método do papel filtro*. 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. ABMS, Foz do Iguaçu, PR, p. 515-522.

Marinho, F. A. M. (1995). *A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção*. Anais do Encontro de Solos Não Saturados. Porto Alegre, RS, p. 112-125.)

Medrado, W. A. (2009). *Caracterização Geotécnica de Solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias*. Dissertação de mestrado. Universidades Federal de Ouro Preto. CTG. Engenharia Geotécnica.

Mendoza C. & Muniz, M. (2020). *Critical state model for structured soil*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Volume 12, Issue 3, Pg. 630-641.

Monismith, C. L, Ogawa, N. Freeme, C. R. (1975). *Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading*. 54º Annual Meeting of TRB. Washington.

Moossazadeh J. M., Witczak W. (1981). *Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behaviour*. Transportation Research Record.

Motta, L. M. G. & de Medina, J. (2006). *Investigação e desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE-Brasil*.

Naeini, M., Mohammadinia, A., Arulrajah, A., & Horpibulsuk, S. (2021). *Recycled glass blends with recycled concrete aggregates in sustainable railway geotechnics*. Sustainability, 13(5), 2463.

Nazzal, M. D., Mohammad, L. N., Austin, A., & Al Hosainat, A. (2020). *Effect of moisture content on the shakedown limits of base course materials*. Transportation Research Record, 2675(1), 192-202.

Ni B., Hopkins T. C., Sun L., Beckham T. L. (2002). *Modelling the resilient modulus of soils. Proceeding of 6th international conference on the bearing capacity of roads, Railways and airfield*, vol. 2. p. 1131–42.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1980). *Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: Limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 15., Belo Horizonte.

Peel, M. C.; Finlayson, B. L.; McMahon, T. A. (2007). *Updated world map of the Köppen-Geiger climate classification*. Hydrology and Earth System Sciences, v. 11, p. 1633-1644.

Pérez Collantes, R. D. C. (2022). *Influência da temperatura na sucção e comportamento mecânico dos solos tropicais compactados*. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Brasília.

Pinto, S.; Preussler, E. S. (2010) *Pavimentação Rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. Editora Synergia, IBP, Rio de Janeiro.

Preussler E. S. (1978). *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um solo arenoso*. Dissertação (Mestrado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Ramos, C. R. (2003). *Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do RJ*, Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, RJ.

Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P., Camapum J. (2019). *Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília*. Soils and Rocks, 42(1): 61-74. São Paulo, 2019.

Richards, L. A. (1928). *The usefulness of capillary potential to soil-moisture and plant investigators*. Journal of the Agricultural Research. Whashington.

Sagrilo, A. V., Pascoal, P. T., Baroni, M., Back, A. H., Pinheiro, R. J. B., Specht, L. P., & Guimarães, A. C. R. (2023). *Contribution to resilient and permanent deformation investigation*

of unbound granular materials with different geological origins from Rio Grande do Sul, Brazil. Soils and Rocks, 46, e2023009822.

Salour, F., Erlingsson, S., & Zapata, C. E. (2016). *Model for seasonal variation of resilient modulus in silty sand subgrade soil: evaluation with falling weight deflectometer. Transportation Research Record, 2510(1), 65-73.*

Seed H. B., Mitry F., Monosmith C. L., Chan C. K. (1967). *Prediction of pavement deflection from laboratory repeated load tests. National Highway Cooperative Research Program Report 35.*

Serra, G. A. (2020). *Análise de influência da umidade na deformação permanente de solos finos da ilha de são luís para emprego em camadas de pavimento. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro.*

Singh, H; Huat, B. B. K. (2004). *Origin, formation and occurrence of tropical residual soils. In: Huat, See-Sew & Ali (eds) (2004). Tropical Residual Soils Engineering. 2004 Taylor & Francis Group, ISBN 90 5809 660 2. Londres.*

Song, Y., Ooi, (2010). P. S. K. *Interpretation of Shakedown Limit from Multistage Permanent Deformation Test. Transportation Research Record. 2167, 72-82,*

Suguo, K. (2003). *Geologia Sedimentar. Blucher. Universidade de São Paulo. ISBN 978-85-212-0317-9. São Paulo.*

Teixeira, Paulo César; de Campos, David Vilas Boas. (2017). *Manual de métodos de análise de solo. Embrapa. – 3. ed. rev. e ampl. – Brasília, DF: Embrapa, 2017. 573 p. ISBN 978-85-7035-771-7*

Titi, H. H.; Mohammed, B. E.; Sam, H. (2006). *Determination of Typical Resilient Modulus Values for Selected Soils in Wisconsin. University of Wisconsin, Department of Civil Engineering and Mechanics. National Technical Information Service 5285 Port Royal Road, Springfield, Milwaukee.*

Tseng, K. H. Lytton, R. L. (1989). *Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials*. In: *Implication of aggregates in the design, construction and performance of flexible pavements*, ASTM STP 1016, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 154-172.

Uzan, J. (1981). *Characterization of granular material*. Transportations Research Record, [S.I.], n. 1022, p. 52-59.

Villibor, D. F.; Nogami, J. S.; Sória, M. H. A.; Fabri, G. T. P. (1993). *Solos do Interior de São Paulo*. Cap. 11, São Paulo.

Wan, R. & Eghbalian, M. (2017). *Multiscale Approach to Micro-Poro-Mechanical Modelling of Unsaturated Shales*. In: Ferrari, A. & Laloui, L. (2017). *Advances in Laboratory Testing and Modelling of Soils and Shales (ATMSS)*. ISBN 978-3-319-52773-4. Springer International Publishing. Switzerland.

Witczak M. W.; Uzan J. (1988). *The universal airport pavement design system, Report I of V: Granular material characterization*. MD. University of Maryland, College Park, Department of Civil Engineering.

Xiao, Y., Tutumluer, E., & Mishra, D. (2015). *Performance evaluations of unbound aggregate permanent deformation models for various aggregate physical properties*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2525(1), 20-30. <http://dx.doi.org/10.3141/2525-03>.

Yang, S. R., Huang, W. H., & Tai, Y. T. (2005). *Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils*. Transportation Research Record, 1913(1), 99-106.

Pascoal, P. T. (2020). *Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul*. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Santa Maria.

Motta, L. M. G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 366 p.

Yin, Z-Y., Hicher, P-Y., Jin, Y-F. (2020). *Practice of Constitutive Modelling for Saturated Soils*. Springer. ISBN 978-981-15-6307-2

Rahman, M. S., Erlingsson, S., & Ahmed, A. (2023). *Modelling the permanent deformation of unbound granular materials in pavements*. *Road Materials and Pavement Design*, v. 24, n. 8, 1917-1938.

Werkmeister, S., Dawson, A. R., & Wellner, F. (2001). *Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept*. *Transport Research Record, Journal of the Transportation Research Board (TRB)*, 1757(1), 75–81. <https://doi.org/10.3141/1757-09>

Dawson, A. R., & Wellner, F. (1999). *Plastic behaviour of granular materials* (Final Report ARC Project 933, Reference PRG99014, April 1999). The University of Nottingham.

CEN - European Committee for Standardization. (2004). *Cyclic load triaxial test for unbound mixtures*. European Standard, EN 13286-7.

Werkmeister, S. (2003). *Permanent deformation behavior of unbound granular materials*. Doctoral thesis. University of Technology.

Kolisoja, P. (1997). *Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials*. PhD Thesis, Tampere University of Technology.

Chen, K., Liu, X. F., Yuan, S. Y., Pan, S. X., Ma, J., & Jiang, G. L. (2022). *Shakedown behavior of saturated weathered red mudstone*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 162, 107497.

Fernandes, P. C. (2022). *Estudo da migração química em solo laterítico melhorado com cal*. *Dissertação de Mestrado*, Publicação G.DM- 370/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.

Yokozawa, S. Y., Fernandes, P. C., Camapum De Carvalho, J. & Oliveira, R. B. (2017). *Comportamento de dois Cascalhos Lateríticos após Compactações Sucessivas*. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste – GEOCENTRO. Goiânia, GO, 6 p.

Tricart, J. (1977) *Ecodinâmica*. IBGE (SUPREN). Rio de Janeiro. 97 p.

DNIT (2020). *Manual de Utilização do programa MeDiNa*. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. TED n° 682/2014. Rio de Janeiro.

Farias, W. M. (2012). *Processos Evolutivos de Intemperismo Químico e Sua Ação no Comportamento Hidromecânico de Solos do Planalto Central*. Tese de Doutorado, publicação G.TD-077A/2012, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 263 p.

Oliveira, J. B. (2005) *Pedologia aplicada*. 2. ed. Piracicaba: FEALQ, 2005. 574 p.

Teixeira, P. C., Campos, D. V. B. de & Fontana, A. (2017). *Capítulo 10: Ataque sulfúrico*. In: Teixeira, P. C., Donagemma, G. K., Fontana, A. & Teixeira, W. G. (2017). *Manual de métodos de análise de solo*. Embrapa. 3 ed. rev. e ampl. ISBN 978-85-7035-771-7. Brasília.

DER (2018). *Pavimentação: Brita Graduada*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná - DER/PR. Paraná.

Nogami, J.S. & Cozzolino, V. M. N. (1985) Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de um Método Preliminar. XX Reunião Anual de Pavimentação, Fortaleza, 1985. Anais..., v.1, p.115-134.

Maragon, M. (2004) *Proposição de Estrutura Típica de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Nogami, J.S. & Villibor, D. F. (1980) *Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitação do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 15., Belo Horizonte. Anais. [S.l.: s.n.].

Prego, A.S.S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2001.

Medina, J., Motta, L.M.G., *Mecânica dos Pavimentos*, 2ª Edição, ISBN 85-905987-3-3 (2005).

Medina, J., & Motta, L. M. G. (2015) *Mecânica dos Pavimentos*. 3 ed. Rio de Janeiro, Interciência

Ingersoll, R. V. (1983). *Petrofacies and Provenance of Late Mesozoic Forearc Basin, Northern and Central California*. AAPG Bulletin, 67 (7): 1125–1142.

Werkmeister, S., Dawson, A. R., & Wellner, F. (2004). Pavement design model for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, 130(5), 665-674.

NZTA (2014). *T15 - Specification for repeated load triaxial (RLT) testing for pavement materials*. NZ Transport Agency.

Cerni, G., Cardone, F., Virgili, A., & Camilli, S. (2012). *Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading*. Construction and Building Materials, 28(1), 79-87.

Rahman, M. S., & Erlingsson, S. (2015). *Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials*. International Journal of Pavement Engineering, 16(7), 587-601.

Santos, A. B. V. (2020). *Contribuições ao Método Mecânico-empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos – Influência da Temperatura e Velocidade de Tráfego na Previsão de Área Trincada*. Dissertação de Mestrado em andamento. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

- Bian, Z., Zeng, M., Zhao, H., Guo, M., & Cai, J. (2023). *Temporal Convolutional Network-Based Axle Load Estimation from Pavement Vibration Data*. Applied Sciences, 13(24), 13264.
- Chen, K., Liu, X. F., Yuan, S. Y., Pan, S. X., Ma, J., & Jiang, G. L. (2022). *Shakedown behavior of saturated weathered red mudstone*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 162, 107497.
- DNER (1994). *PRO 003/94 – Coleta de amostras deformadas de solos*. Norma rodoviária. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.
- DNER (1994). *ME 093/94 – Solos – Determinação da densidade real. Método de ensaio*. Norma rodoviária. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.
- DNIT (2021). *413/2021 – ME – Pavimentação – Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas*. Método de ensaio. Instituto de Pesquisas em Transportes. Brasília.
- DNER (1994). *ME 080/94 – Solos – Análise granulométrica por peneiramento*. Norma rodoviária. Método de ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.
- DNIT (2023). *444/2023 – CLA – Classificação de solos tropicais de granulação grossa – Classificação*. Instituto de Pesquisas em Transportes. Brasília.
- DNIT (2023). *443/2023 – ME Pavimentação – Solos – Ensaio de compactação utilizando moldes tripartidos – Método de ensaio*. Instituto de Pesquisas em Transportes. Brasília.
- Pezo R. F., Carlos G., Hudson W. R., & Stokoe K. H. II. (1992). *Development of a Reliable Resilient Modulus Test for Subgrade and Non-Granular Subbase Materials for Use in Routine Pavement Design*. Report II 77-4 F. Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, 1992.
- Vertamatti, E. (1988). *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. São José dos Campos: ITA.

Yokozawa, S. Y., Fernandes, P. C., Camapum De Carvalho, J., & Oliveira, R. B. (2017). *Comportamento de dois Cascalhos Lateríticos Após Compactações Sucessivas*. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste – GEOCENTRO. Goiânia, GO, 6 p.

Paula, G. F., Fernandes, P. C., & Silva, R. C. (2022). *Modelos tensão-deformação e parâmetros de solos tropicais de subleito do Distrito Federal*. 10º Congresso Rodoferroviário Português, Lisboa, Portugal.