



CARACTERIZAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE TRÊS SOLOS E MISTURAS SOLO-BRITA

Carine Norback

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro

Março de 2018

CARACTERIZAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DA DEFORMAÇÃO
PERMANENTE DE TRÊS SOLOS E MISTURAS SOLO-BRITA

Carine Norback

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof.^a Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, D.Sc.

Prof.^a Rosângela dos Santos Motta, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MARÇO DE 2018

Norback, Carine

Caracterização do Módulo de Resiliência e da Deformação Permanente de Três Solos e Misturas Solo-Brita. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XIX, 161 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Laura Maria Goretti da Motta

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 153-159.

1. Mecânica dos Pavimentos. 2. Deformação Permanente. 3. Brita Graduada. 4. Solo-Brita. I. Motta, Laura Maria Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Se não puder voar, corra. Se não puder correr, ande.
Se não puder andar, rasteje, mas continue em frente
de qualquer jeito.

Martin Luther King

.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e ao meu Anjo da Guarda por sempre me protegerem e nunca me desampararem, por me proporcionarem todas as coisas maravilhosas que ocorreram na minha vida e durante mais essa etapa. Obrigada!

Aos meus pais, Rosane e Idemar, que nunca mediram esforços para me ver feliz. A você mãe, que onde estiver, sei que olha e intercede por mim. Ao meu pai, que pelo destino foi pai e mãe, um exemplo de ser humano, de amor incondicional, de sabedoria e inteligência, meu herói! A minha boadrasta Genciana, mãe de coração, que sempre deu o seu melhor para me ver melhor. Agradeço pelas orações, pelos pensamentos positivos, por sempre estarem presentes, mesmo distantes. Não tenho palavras para lhes agradecer. Eu os amo!

A minha orientadora Laura Motta, agradeço imensamente por ter me aceitado como sua aluna de orientação e embarcado comigo nesse desafio. Por todo auxílio, dedicação, incentivo e atenção. Exemplo de humildade, competência e simplicidade. A senhora, meus sinceros agradecimentos!

A professora Helena da Geologia, a Mariluce por toda ajuda e conselhos ao longo desta pesquisa. A todos do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação, principalmente ao Washington, Beto, Leandro, Allan, Bororó, Álvaro e Verinha, muito obrigada de coração!

Agradeço aos amigos Alex, Pedro, Cristiano, Ricardo, Thaísa, Gustavo, Patrícia, Ana e André, por todas as brincadeiras, os abraços, as conversas, as risadas e o companheirismo.

Agradeço também a Caroline Lima, que sempre atendeu minhas ligações com o maior bom humor, sempre disposta a ajudar compartilhando comigo seu conhecimento. Obrigada pela confiança e amizade

Ao colega Fernando, por toda ajuda, principalmente na reta final, por todas as conversas, risadas e a cumplicidade de pesquisa.

Agradeço imensamente a Deise, mais que uma simples amiga e colega de apartamento, minha família aqui no rio, que terei sempre muito afeto e gratidão. Meu mais sincero obrigado por tudo, tudo e tudo.

Ao CNPq pela bolsa de estudos.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CARACTERIZAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE TRÊS SOLOS E MISTURAS SOLO-BRITA

Carine Norback

Março/2018

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta.

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação visa a caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e uma brita, e de cinco misturas propostas a partir da combinação destes materiais, baseadas em normas brasileiras vigentes, visando enquadrá-las nas faixas granulométricas para utilização em camada de base ou sub-base de pavimento. Os solos foram identificados pelo ensaio MCT, como LG', NA' e NG', o primeiro de comportamento laterítico e os outros dois de comportamento não laterítico, a brita utilizada apresenta três tamanhos nominais diferentes. O objetivo principal desta pesquisa é analisar a aplicabilidade das normas solo-brita, por meio de ensaios mecânicos. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente e feitas análises sobre o acomodamento resultante. Os ensaios de deformação permanente (DP) foram realizados com a aplicação mínima de 150.000 ciclos de carga, a 2 Hz de frequência. Os ensaios de MR foram realizados a 1 Hz, como especificado por norma. Os dados resultantes do ensaio de DP foram em geral satisfatórios. Porém os solos NA' e NG' puros e a mistura M1 resultaram em valores de deformação na ordem de 4 mm, para os níveis mais elevados de tensão, considerado um valor elevado quando não há acomodamento, quando comparado ao afundamento de trilha de rodas total típico admissível de um pavimento de 12,5 mm. Os módulos de resiliência, na maioria, enquadraram-se em faixas indicadas pela literatura, e quanto ao *shakedown*, os materiais apresentaram comportamento A e B, não apresentando ruptura quando ensaiados na umidade ótima.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

CHARACTERIZATION OF RESILIENT MODULE AND OF PERMANENT DEFORMATION OF THREE SOILS AND SOIL-GRAVEL MIXTURES

Carine Norback

March/2018

Advisors: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This dissertation aims at characterizing the resilient modulus and the permanent deformation of three soils and one gravel, and five mixtures proposed from the combination of these materials based on current Brazilian standards, aiming to fit them into the granulometric bands for use in base layer or sub-base of pavement. Soils were identified by the MCT test, as soil LG ', NA' and NG ', the first of lateritic behavior and the other two non-lateritic behavior, the gravel used has three different nominal sizes. The main objective of this research is to analyze the applicability of soil-gravel standards, through mechanical tests. Resilient modulus and permanent deformation tests were performed and analyzes were made on the resulting accommodation. The permanent deformation tests (DP) were performed with a minimum application of 150,000 load cycles, at 2 Hz frequency. The RM test, were performed at 1 Hz, as specified by standard. Data from the DP assay were generally satisfactory. However, the pure NA 'and NG' soils and the M1 mixture resulted in deformation values in the order of 4 mm, for the higher levels of tension considered to be a high value, when compared to the typical allowable total rutting of 12.5 mm. The resilience modulus data, most of which were in accordance with range indicated in the literature, and on the study of the *shakedown*, the materials presented behavior A and B, showing no rupture in optimum moisture.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1	Método Mecânico-Empírico de Dimensionamento	7
2.1.1	Deformação Permanente	12
2.1.2	Fatores que Afetam a Deformação Permanente	16
2.1.3	Materiais Granulares e a Deformação Permanente	20
2.1.4	A Teoria do <i>Shakedown</i>	23
2.2	Módulo de Resiliência.....	26
2.2.1	Fatores que afetam o Comportamento Resiliente de Solos e Britas	29
2.2.2	Ensaio Triaxial de Carga Repetida.....	31
2.2.3	Solo Brita.....	33
3	METODOLOGIA	43
3.1	Materiais	45
3.1.1	Solo.....	45
3.1.2	Brita.....	47
3.2	Métodos de Caracterização Física e Mecânica.....	48
3.2.1	Ensaio de Compactação	49
3.2.2	Ensaio de Deformação Permanente.....	51
3.2.3	Ensaio de Módulo de Resiliência	52
3.2.4	Massa Específica Aparente e Absorção dos Agregados Graúdo e Fino	52
3.2.5	Angularidade do Agregado Fino	54
3.2.6	Angularidade do Agregado Graúdo	55
3.2.7	Equivalente de Areia	55
3.2.8	Granulometria por Peneiramento	56
3.2.9	Treton	58
3.2.10	Abrasão Los Angeles	59
3.2.11	Ensaio de Caracterização Física dos Solos	59
3.2.12	Metodologia MCT	60
3.2.13	Expansão	62
3.2.14	Mineralogias das Argilas e Siltes	63
3.3	Misturas Solo-Brita Propostas.....	65

3.3.1	Características dos Solos.....	66
3.3.2	Brita.....	71
3.3.3	Mistura M1 - Solo NA'+ Brita.....	72
3.3.4	Mistura M2 - Solo NG'+ Brita.....	74
3.3.5	Mistura M3 - Solo LG'+ Brita	76
3.3.6	Mistura M4- Solo NG'+ Brita.....	78
3.3.7	Mistura M5 - Solo LG'+ Brita	79
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	81
4.1	Ensaaios Convencionais da Brita	81
4.2	Resultados Referentes aos Solos	82
4.2.1	Resultados do Ensaio de Expansão	82
4.2.2	Resultados do Ensaio de Mineralogia	82
4.3	Resultados dos Ensaaios de DP da Brita.....	84
4.4	Resultados dos Ensaaios de Carga Repetida para o Solo LG'	88
4.5	Resultados dos Ensaaios de DP para o Solo NA'	92
4.6	Resultados dos Ensaaios de DP para o Solo NG'	95
4.7	Resultados dos Ensaaios de DP para a Mistura M1	99
4.8	Resultados dos Ensaaios de DP para a Mistura M2	104
4.9	Resultados dos Ensaaios de DP para M3.....	110
4.10	Resultados dos Ensaaios no Triaxial para M4	113
4.11	Resultados dos Ensaaios de DP para M5	117
4.12	Análise Conjunta das DP dos Materiais desta Pesquisa.....	121
4.13	Parâmetros de Módulo de Resiliência.....	124
4.14	Comparação com Dados de Outras Pesquisas	128
4.15	Misturas Adicionais de Solo-Brita.....	132
4.15.1	Misturas Adicionais Solo-Brita com Solo LG'	133
4.15.2	Misturas Adicionais Solo-Brita com Solo NA'	137
4.15.3	Misturas Solo-Brita com Solo NG'	139
4.16	Análise Paramétrica Utilizando o MeDiNa	143
4.17	Considerações Finais	148
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	150
5.1	Conclusões	150
5.2	Sugestões para Pesquisas Futuras	152

ANEXO I – CURVAS DA MINERALOGIA DOS SOLOS	160
--	------------

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 -Esquema de proposta de método de dimensionamento M-E (MOTTA, 1991)	10
Figura 2.2 – Tela do Programa MeDiNa corresponde aos dados de entrada de um pavimento, tráfego e análise (versão de 19/02/2018)	11
Figura 2.3 – Tela do Programa MeDiNa correspondente aos dados de um material argiloso de sub-base	12
Figura 2.4 – Esquema de tipos de afundamento de trilha de rodas (BERNUCCI <i>et al</i> , 2008)	13
Figura 2.5 – Classificação dos afundamentos em 4 categorias (Dawson e Kolisoja, 2004, adaptado por Guimarães, 2009)	15
Figura 2.6 – Deformação do material granular durante um ciclo de carregamento (LEKARP <i>et al.</i> , 2000)	21
Figura 2.7 – Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas (GUIMARÃES, 2009)	25
Figura 2.8 – Tensões aplicadas e deslocamentos de carga repetida (MEDINA e MOTTA, 2005)	28
Figura 2.9 – Esquema do aparelho triaxial de carga repetida (DNIT 134/2010 -ME)	33
Figura 2.10 - Tipos de solo-agregado (YODER e WITCZAK, 1975)	40
Figura 3.1 – Esquema de planejamento dos experimentos desta pesquisa	44
Figura 3.2 – Localização da Magé Mineração (Google Earth)	46
Figura 3.3 – Imagem dos três solos utilizados nesta pesquisa	46
Figura 3.4 – Foto do solo NA’(a); foto do solo NG’ (b) nos “bags” ao chegarem no laboratório	47
Figura 3.5 – Imagem das três frações da brita usadas na presente pesquisa	48
Figura 3.6 – Imagem das britas estocadas nos “bags”, brita 1 (a); brita 0(b) e pó-de-pedra (c)	48
Figura 3.7 – Equipamento de compactação mecânica usados nesta pesquisa	50
Figura 3.8 – Exemplo de passos da preparação dos corpos de prova dos materiais desta pesquisa	50
Figura 3.9- - Equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado nesta pesquisa	51
Figura 3.10 – Distribuição granulométrica de brita graduada usada nesta pesquisa	57

Figura 3.11 – Etapa de preparação do material para ensaio de expansibilidade e equipamento	62
Figura 3.12 – Passos da preparação de amostras de solo para ensaios de difração de RX	64
Figura 3.13 – Tubo com material acumulado no fundo (a); Lâmina confeccionada (b)	65
Figura 3.14 – Curvas de compactação na energia intermediária dos solos usados na presente pesquisa.	67
Figura 3.15 – Curva granulométrica do solo LG’ desta pesquisa	68
Figura 3.16 – Curva granulométrica do solo LA’ desta pesquisa	69
Figura 3.17 – Curva granulométrica do solo NG’ desta pesquisa	69
Figura 3.18 – Figura da classificação MCT para os solos desta pesquisa.....	70
Figura 3.19 – Curva de compactação da brita graduada definida desta pesquisa	71
Figura 3.20 – Curva granulométrica da mistura M1 desta pesquisa enquadrada na norma DER-PR.....	73
Figura 3.21 – Características do corpo de prova da mistura M1 na umidade de 9,1% ..	73
Figura 3.22 – Curva granulométrica da mistura M2 desta pesquisa enquadrada na norma DER-PR.....	75
Figura 3.23 – Características do corpo de prova da Mistura M2 na umidade de 9,5%(a); corpo de prova da Mistura M2 na umidade de 8,5% (b)	76
Figura 3.24 – Curva granulométrica da mistura M3 desta pesquisa e a faixa descontínua DER/PR	78
Figura 3.25 – Curva granulométrica da mistura M4 desta pesquisa e a faixa descontínua DER/PR	79
Figura 3.26 – Curva granulométrica da mistura M5 desta pesquisa e a faixa descontínua DER/PR	80
Figura 4.1- Difratoograma da amostra argila natural do solo LG’ desta pesquisa.....	83
Figura 4.2 – Difratoograma da amostra argila glicolada do solo LG’ desta pesquisa..	83
Figura 4.3 – Difratoograma da amostra argila aquecida do solo LG’ desta amostra.....	84
Figura 4.4 – Curva de deformação Permanente total para a brita da pesquisa.....	86
Figura 4.5 – Curva de taxa de acréscimo de DP para a brita desta pesquisa.....	86
Figura 4.6 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a brita desta pesquisa..	87
Figura 4.7 – Módulo de resiliência do ensaio de DP para a brita desta pesquisa.....	88
Figura 4.8 – Curva de Deformação Permanente para o solo LG’ desta pesquisa	90

Figura 4.9 – Curvas de taxa de acréscimo de DP para o solo LG’ desta pesquisa.....	91
Figura 4.10 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para o Solo LG’ desta pesquisa	91
Figura 4.11 – Módulo de resiliência do ensaio de DP para o Solo LG’ desta pesquisa.	92
Figura 4.12 – Curva de Deformação Permanente total para o solo NA’ desta pesquisa	93
Figura 4.13 – Curvas de taxa de acréscimo de DP para o solo NA’ desta pesquisa	94
Figura 4.14 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para o Solo NA’ desta pesquisa	95
Figura 4.15 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para o Solo NA’ desta pesquisa	95
Figura 4.16 – Curva de Deformação Permanente total para o Solo NG’ desta pesquisa	97
Figura 4.17 – Curvas de taxa de acréscimo de DP para o Solo NG’ desta pesquisa.....	97
Figura 4.18 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para o Solo NG’ desta pesquisa	98
Figura 4.19 – Módulo de resiliência do ensaio de DP para o Solo NG’ desta pesquisa	99
Figura 4.20 -Resultados do ensaio de DP para a mistura M1 na umidade de compactação de 8,1%	101
Figura 4.21 – Resultado do ensaio de DP para a mistura M1 na umidade de compactação de 9,1%	102
Figura 4.22 – Gráfico da taxa de DP da mistura M1 desta pesquisa para definição do acomodamento.....	102
Figura 4.23 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M1 desta pesquisa	103
Figura 4.24 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para mistura M1 desta pesquisa	104
Figura 4.25 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 8,5%	106
Figura 4.26 – Resultado do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 9,5%	107
Figura 4.27 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M2na umidade de compactação de 9,5% em escala ampliada.....	107
Figura 4.28 – Gráfico da taxa de DP da mistura M2 para definição do acomodamento	108

Figura 4.29 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M2 desta pesquisa	109
Figura 4.30 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para a mistura M2 desta pesquisa	109
Figura 4.31 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M3 desta pesquisa.....	111
Figura 4.32 – Gráfico da taxa de DP da mistura M3 desta pesquisa para definição do acomodamento.....	112
Figura 4.33 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M3 desta pesquisa	112
Figura 4.34 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para a mistura M3 desta pesquisa	113
Figura 4.35 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa.....	114
Figura 4.36 – Gráfico da taxa de DP da mistura M4 desta pesquisa para definição do acomodamento.....	115
Figura 4.37 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa	116
Figura 4.38 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa	116
Figura 4.39 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M5 desta pesquisa.....	118
Figura 4.40 – Gráfico da taxa de DP da mistura para definição do acomodamento	119
Figura 4.41 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa	120
Figura 4.42 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para mistura M desta pesquisa	120
Figura 4.43 – Efeito da razão de tensão σ_d/σ_3 nos valores de DP totais para os materiais desta pesquisa	122
Figura 4.44 – Representação gráfica do modelo composto do MR da brita (a); LG' (b); NG' (c); NA' (d); M1 (e) e M2 (f)	127
Figura 4.45 – Representação gráfica do modelo composto do MR para M3(a); M4 (b) e M5(c).	128
Figura 4.46 – Exemplo do processo de serragem dos corpos de prova de solo-brita...	133

Figura 4.47 – Foto dos corpos-de-prova do solo LG’ moldados (à direita) e serrados (à esquerda) nas respectivas proporções : 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)	135
Figura 4.48 – Representação gráfica dos valores resultantes do modelo composto para as misturas com Solo LG’: 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)	136
Figura 4.49 – Foto dos corpos-de-prova do solo NA’ moldados (à direita) e serrados (à esquerda) nas respectivas proporções : 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)	138
Figura 4.50 - Representação gráfica dos valores resultantes do modelo composto para as misturas com Solo NA’: 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)	139
Figura 4.51 - Foto dos corpos-de-prova do solo NG’ moldados (à direita) e serrados (à esquerda) nas respectivas proporções : 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)	141
Figura 4.52 - - Representação gráfica dos valores resultantes do modelo composto para as misturas com Solo NG’: 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)	142
Figura 4.53 – Estrutura de base do pavimento com solo LG’ (a) e base de brita (b) ...	144
Figura 4.54 – DP sob as rodas em relação aos meses de vida útil do pavimento simulado nesta pesquisa	145
Figura 4.55 – Estrutura do pavimento como camada de base a mistura M1(a); camada de base a mistura M2(b); camada de base a mistura M3(c); camada de base a mistura M4(d) e camada de base a mistura M5(e)	147
Figura 4.56 - DP sob as rodas em relação aos meses de vida útil do pavimento para camada de base usando as misturas M1; M2; M3; M4 e M5	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Modelos de previsão de deformação permanente em solos (GUIMARÃES, 2009).....	19
Tabela 2.2 -Modelos usuais de previsão de deformação permanente em materiais granulares adaptados de Guimarães (2009).....	22
Tabela 2.3 – Principais normas sobre Solo-Brita (modificado de Couto, 2009).....	37
Tabela 2.4 – Exemplos de valores de ICS e MR encontrados na literatura para Solo-Brita	42
Tabela 3.1 – Quantidade de corpos de prova realizados e material para cada ensaio usados na durante esta pesquisa	43
Tabela 3.2 – Quantidade de amostras que devem ser realizadas para cada ensaio segundo as normas vigentes.....	45
Tabela 3.3 – Combinação das frações de brita para enquadramento em uma faixa granulométrica de base ou sub-base	57
Tabela 3.4 – Proporção dos materiais usados em cada mistura proposta nesta mistura.	66
Tabela 3.5 – Limites de consistência resultante dos solos	67
Tabela 3.6 – Composição granulométrica dos solos usados nesta pesquisa	67
Tabela 3.7 – Resultados do ensaio de permeabilidade para diferentes umidades da M1 e M2.....	70
Tabela 3.8 – Composição granulométrica da mistura M1 desta pesquisa.....	72
Tabela 3.9 – Composição granulométrica da mistura M2 desta pesquisa.....	74
Tabela 3.10 – Características granulométricas da mistura solo LG'-brita (M3) DESTA PESQUISA	77
Tabela 3.11 – Características granulométricas dos materiais e da mistura M4 desta pesquisa	79
Tabela 4.1- Resultados dos ensaios convencionais da brita	81
Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de expansão LNEC realizadas nos solos e na mistura M1 e M2 desta pesquisa	82
Tabela 4.3 – Dados utilizados para realização do ensaio de DP para os materiais desta pesquisa	84
Tabela 4.4 – Valores da DP total acumulada da mistura M1 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 8,1% nesta pesquisa	100

Tabela 4.5 – Valores da DP total acumulada da mistura M1 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 9,1% nesta pesquisa	101
Tabela 4.6 – Valores da DP total acumulada da mistura M2 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 8,5%	105
Tabela 4.7 – Valores da DP total acumulada da mistura M2 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 9,5%	105
Tabela 4.8 – Valores de DP para as mistura M3 e M4 desta pesquisa.....	117
Tabela 4.9 – Deformação total máxima resultante de aplicação de 160.000 ciclos para cada par de tensão.....	122
Tabela 4.10 – Parâmetros do Modelo de GUIMARÃES (2009) para os materiais desta pesquisa	124
Tabela 4.11 – Parâmetros do modelo composto de MR para os materiais desta pesquisa	126
Tabela 4.12 – Resultados do modelo de GUIMARÃES (2009) para os materiais desta pesquisa e de outros autores	131
Tabela 4.13 – Resultados do modelo composto para os materiais desta pesquisa e de outros autores.....	132
Tabela 4.14 – Resultados do MR expresso pelo modelo composto das misturas Solo LG’ + % brita dessa pesquisa.....	134
Tabela 4.15 – Resultados do MR expresso pelo modelo composto das misturas Solo NA’ + % brita desta pesquisa	137
Tabela 4.16 – Resultados do MR expresso pelo modelo composto das misturas solo NG’ + %brita desta pesquisa	140

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AASHTO – *American Association of Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AG - Agregado Graúdo

ANTT – Agencia Nacional de Transportes Terrestres

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

ATR – Afundamento de trilha de roda

BGS – Brita Graduada Simples

COPPE – Instituto Aberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

DER - Departamento de Estrada de Rodagem

DMN – Dimensão Máxima Nominal

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral

DP - Deformação Permanente

EA - Equivalente de Areia

FAF – Fração Fina do Agregado Fino

GA – Agregado Graúdo

GAF – Fração Graúda dos Agregados Finos

IDOT – *Illinois Department of Transportation*

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias

LA – Areia fina laterítica

LA' – Solo arenoso laterítico

LG' – Solo argiloso laterítico

M1 – mistura solo-brita 1

M2- mistura solo-brita 2

M3- mistura solo-brita

M4- mistura solo-brita 4

M5- mistura solo-brita 5

MCT – Miniatura Compactada Tropical

MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional

MEPDG – *Mechanistic Empirical Procedure Design Guides*

MES – Massa Específica Seca

MR – Módulo de Resiliência

N – Número de ciclos de carregamento

NBR - Norma Brasileira

NA' – Solo arenoso não laterítico

NG' – Solo argiloso não laterítico

NS' – Solo siltoso não laterítico

PCP – Peneira de Controle Primário

PCS – Peneira de Controle Secundário

PCT – Peneira de Controle Terciário

PM – Peneira Média

RBV – Relação Betume Vazios

SisPav – Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos Brasileiros

SMA – Stone Matrix Asphalt

TMN – Tamanho Nominal Máximo

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

VAM – Vazios no Agregado Mineral

Vv – Volume de vazios

ϵ_p - Deformação Permanente

σ_3 - Tensão Confinante

σ_d - Tensão Desvio

γ_{gr} - Massa Específica Aparente do Agregado Graúdo

γ_{fn} - Massa Específica Aparente do Agregado Fino

1 INTRODUÇÃO

Atualmente observa-se grande crescimento no tráfego de veículos pesados, tanto nos valores da carga quanto na quantidade de eixos por veículo, causando impacto no desempenho do pavimento. Há, portanto, entre outros aspectos, a necessidade de melhorar o conhecimento dos materiais que serão utilizados na construção das rodovias, por meio de ensaios mais apropriados. Para os materiais geotécnicos, os ensaios triaxiais de carga repetida permitem melhor estimativa do comportamento dos pavimentos em relação à deformabilidade elástica e plástica e fazem parte do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), mecanístico-empírico, que será em breve oficializado.

Para este dimensionamento mecanístico-empírico, quando se refere à deformabilidade de uma estrutura de pavimentos, é fundamental o conhecimento das relações entre tensões-deformações dos materiais, expressos pelos valores de módulo de resiliência e de deformação permanente.

O pavimento é modelado como um sistema em camadas sujeito às cargas dos veículos, levando em consideração os fatores externos, relacionando os parâmetros de deformabilidade, tensões e deslocamentos. Assim, a obtenção destes parâmetros de deformabilidade são imprescindíveis para o dimensionamento mecanístico-empírico como descrito em MEDINA e MOTTA (2005, 2015), entre outros autores. Muitos fatores afetam o desempenho do pavimento, tais como o volume de tráfego de veículos pesados, os valores das cargas, o número de eixos por veículo, a pressão exercida pelos pneus, a qualidade dos materiais empregados e os efeitos climáticos, principalmente a temperatura e a umidade. Os materiais naturais que compõem muitas camadas e o subleito devem ser avaliados em relação ao seu comportamento elástico e plástico para garantir a qualidade adequada, considerando o clima e o tráfego a que serão submetidos.

O pavimento pode ser classificado em dois tipos clássicos: flexível e rígido. Os pavimentos flexíveis são aqueles que têm sua camada superior, o revestimento, composta de misturas asfálticas, apresentando base, muitas vezes, de brita graduada ou solo. Já os pavimentos rígidos são aqueles que apresentam sua camada superior de concreto de cimento Portland, construído sobre o solo de fundação ou sub-base intermediária, sendo a espessura da placa de concreto dimensionada em função da resistência à flexão do concreto e das características das camadas subjacentes.

As ações das cargas do tráfego sobre o pavimento geram deformações de dois tipos: as de caráter permanente e as recuperáveis. As deformações permanentes são aquelas que se mantêm mesmo após o efeito da atuação da carga cessar, resultando nos afundamentos gerados nas trilhas de rodas (ATR), de natureza plástica. Já as deformações recuperáveis são representadas pelo comportamento elástico da estrutura, deixando de existir logo após a retirada da carga, sendo responsável pelo fenômeno da fadiga dos revestimentos.

As deformações plásticas são aquelas acumuladas durante toda vida útil do pavimento, podendo ser localizada ou se estender ao longo de certa extensão da rodovia, especialmente nas trilhas de roda. Esse tipo de deformação pode acarretar outro problema que é a diminuição da resistência à derrapagem dos pneus quando a água se acumula nestes afundamentos, gerando risco de hidroplanagem. O acúmulo de deformação permanente em um pavimento pode ocorrer no revestimento, no subleito, ou como contribuição de todas as camadas do pavimento.

O defeito associado à deformabilidade elástica dos pavimentos é a formação de fissuras e trincas. Elas se formam e evoluem na camada de revestimento, devido, principalmente, à fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego. Acontecem em pavimentos asfálticos e de concreto de cimento portland, sendo a principal causa de deterioração estrutural das rodovias brasileiras de modo geral.

Para considerar de forma efetiva no dimensionamento dos pavimentos asfálticos estes dois defeitos estruturais principais, os materiais geotécnicos precisam ser selecionados e caracterizados considerando estas duas parcelas da deformabilidade: a elástica e a plástica.

O módulo de resiliência é um dos principais parâmetros do comportamento tensão-deformação obtido em laboratório e expressa a parcela elástica. Pode-se definir módulo de resiliência como a razão entre a tensão desvio aplicada repetidamente e a deformação elástica ou resiliente resultante, parâmetro fundamental da análise mecanística-empírica. Mede-se o módulo de resiliência de um material por meio do ensaio triaxial de carga repetida, que simula a passagem dos veículos sobre o pavimento por uma carga vertical cíclica.

O pavimento, em geral, não sofre ruptura súbita, mas apresenta deterioração funcional e estrutural acumulada após a abertura ao tráfego, ao longo do seu uso. As deteriorações estruturais estão associadas aos danos ligados à capacidade de carga do

pavimento. Esses problemas podem ser evitados ou adiados por uma seleção adequada dos materiais, por compactação adequada e por um bom projeto estrutural, de forma a limitar as tensões atuantes aos níveis admissíveis e seguros.

Para um correto dimensionamento da estrutura do pavimento asfáltico é importante a caracterização da deformabilidade elástica das britas graduadas e de todos os materiais que comporão o pavimento e o subleito. A avaliação *in situ* das deflexões do pavimento permitem, por meio de retroanálise, determinar os módulos de rigidez dos materiais das distintas camadas, resultante da deformação elástica do conjunto estrutural do pavimento. Em laboratório, ensaios que simulam tensões semelhantes às que o material é submetido pelo tráfego, em uma rodovia, permitem a seleção mais adequada e a compatibilização das deformabilidades do conjunto das camadas.

Segundo MOTTA (1991), em um método mecanístico-empírico de dimensionamento os materiais que irão compor o pavimento são classificados por índices de qualidade quanto ao seu desempenho e condição de construção, avaliando os materiais por ensaios com melhor representatividade em relação ao estado de tensões e condições ambientais em que estarão submetidos no pavimento.

Muitos autores, entre eles MOTTA (1991) e FERREIRA (2008), ressaltam que no método empírico de dimensionamento utilizando o ensaio de índice de suporte Califórnia (CBR), é considerado especificamente os parâmetros de resistência relacionados ao cisalhamento, diferente do método mecanístico-empírico que considera a deformabilidade elástica e plástica do pavimento pela análise da vida de fadiga do revestimento e o afundamento de trilha de roda (ATR). Esta visão mais completa pode ter um ganho adicional para países tropicais visto que pode valorizar os solos locais lateríticos como um fator do bom desempenho das estruturas de pavimentos asfálticos, já que podem ter MR e DP boas e CBR baixo, eventualmente.

A avaliação da contribuição de cada material geotécnico para o ATR ainda é pouco explorada no país, tendo em vista que, até o momento, este defeito não tem sido o mais relevante no desempenho das rodovias federais brasileiras. Este bom desempenho relativo pode ser explicado por várias hipóteses e ter origens distintas em cada caso. Pode-se supor, como exemplo, que provenha do fato que no método do CBR os materiais sejam avaliados, mesmo que indiretamente, justamente por esta característica de ruptura plástica, e, numa condição muito desfavorável que é na condição de saturação. Isto, aliado ao fato de que, para algumas situações de tráfego menores, o método de dimensionamento

do CBR (SOUZA, 1966, DNER, 1996) pode ser considerado superdimensionado, visto que na prática, os subleitos, na maioria das vezes, estão na condição de umidade abaixo da ótima e não saturado, explicaria a não existência de ATR de forma generalizada. Outro aspecto está relacionado à laterização de grande parte dos solos brasileiros que, eventualmente, podem até apresentar valores de CBR relativamente baixos, o que induz a descarte dos mesmos para as camadas de base ou aumento de espessura, mas considerando os módulos de resiliência e a deformação permanente, mostram-se plenamente adequados (MOTTA, 1991, MEDINA e MOTTA, 2005, 2015).

No entanto, neste momento da mudança do método de dimensionamento, novos critérios de seleção de materiais para as camadas e subleito devem ser estabelecidos, sendo necessário então uma nova visão também sobre as características quanto à contribuição de cada material para o ATR. Estes critérios são parte integrante da definição das espessuras das camadas em função do tráfego previsto. Assim, são necessárias muitas pesquisas sobre este novo olhar sobre os materiais geotécnicos usados em pavimentação, visando criar um banco de dados regionais que auxilie os projetistas e também ajude a estabelecer novos paradigmas de compreensão dos solos tropicais.

Os estudos da deformação permanente de solos usando os ensaios de carga repetida tiveram início no país com a pesquisa de SVENSON (1980), que estudou quatro solos argilosos de subleito, e utilizou um modelo simples, vigente à época, conhecido como modelo de Monismith, para expressar os resultados. Fez aplicações de um número limitado de ciclos, pelo que se considera hoje ser o adequado para definir o acomodamento das deformações plásticas ou o chamado, na terminologia inglesa, de Shakedown dos materiais sob cargas repetidas.

São considerados marcos neste aspecto do Shakedown no país as pesquisas de GUIMARÃES (2001, 2009) que apresentou de forma detalhada este conceito e como considerar se o material tende ao acomodamento das deformações permanentes ou não. O modelo de GUIMARÃES (2009) para expressar os resultados do ensaio de deformação permanente é o que está sendo considerado no novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Cabe ainda ressaltar que somente em 2017 foi estabelecida pelo DNIT a primeira norma de ensaio de deformação permanente no país, que se baseou também nas propostas de GUIMARÃES (2009). Outros estudos e pesquisas sobre deformação permanente no país serão apresentados e comentados no próximo capítulo.

Neste contexto, esta pesquisa visa contribuir para o conhecimento das características de deformabilidade elástica e plástica de solos do Estado do Rio de Janeiro, bem como de combinação de solos e britas, visando emprego em camadas de base e sub-base de rodovias federais e estaduais. A ênfase maior será no estudo da deformação permanente destes materiais, visando contribuir para a ampliação do banco de dados sobre o comportamento plástico de solos tropicais e sua combinação com porcentagens de britas (solo-brita), prática utilizada em vários locais, mas que visam atendimento a critérios tradicionais de seleção de materiais para camadas de pavimento. Nesta pesquisa o foco será na eventual melhoria quanto ao acomodamento das deformações permanentes dos solos quando se incorporam porcentagens variadas de britas, visando contribuir para o entendimento da melhor forma de definir estas porcentagens de combinação de materiais.

O objetivo principal desta dissertação é o estudo de solo-brita visando contribuir para o estabelecimento de novos critérios de combinação destes dois tipos de materiais, com base no módulo de resiliência e na deformação permanente.

Será estudada a ocorrência do *Shakedown* nos materiais e misturas propostas nesta pesquisa com a finalidade de determinar qual composição favorece o acomodamento da deformação permanente. A análise do *Shakedown* será feita por meio da taxa de crescimento de deformação permanente, conforme a aplicação dos ciclos de carga, e este parâmetro é obtido após a realização do ensaio de deformação permanente ao que a amostra foi submetida.

Para esta pesquisa, foram utilizados dois tipos de materiais: solo e brita. Em relação ao solo, utilizaram-se três amostras, sendo duas de comportamento não-laterítico e a terceira é um solo laterítico argiloso. Já uma só brita foi usada em três tamanhos nominais diferentes.

Para compor as misturas, foram consideradas as diferentes normas de solo-brita vigentes no país. Foram propostas cinco misturas com as combinações dos diferentes materiais da pesquisa. Essas misturas foram realizadas com o objetivo de, por meio das proporções realizadas baseadas em normas, encontrar a melhor combinação que resulte ao mesmo tempo em economia e melhor desempenho em relação à deformação permanente e módulo de resiliência para a construção da camada de base ou sub-base de pavimento. Procurou-se também mostrar que a natureza do material, quando não informada pela norma, interfere no resultado final.

Esta pesquisa compara e analisa os valores resultantes da deformação permanente e do módulo de resiliência de três solos e de uma brita que estão sendo utilizados num trecho de uma rodovia federal no estado do Rio de Janeiro, com resultados de outros autores para materiais de base ou sub-base de pavimentos. Para isso, foram realizados ensaios triaxiais de carregamento repetido em nove pares de tensões diferentes com frequência de 2 Hz para se obter os modelos de deformação permanente e os ensaios de módulo de resiliência, normalizados no país. Os resultados encontrados para os materiais e para as misturas serão utilizados para compor o banco de dados para o Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos Brasileiro – MeDiNa, e também o banco de dados do modelo de GUIMARÃES (2009).

Esta dissertação compreende cinco capítulos, assim distribuídos:

- Capítulo 1 - aborda o tema, a argumentação da escolha do tema, justificando a relevância do estudo, o objetivo da pesquisa e a estrutura do texto;
- Capítulo 2 – consiste na revisão bibliográfica, tratando sobre os temas de Método Mecânico, Deformação Permanente, Shakedown, Módulo de Resiliência e Solo Brita que são os enfoques principais da presente pesquisa.
- Capítulo 3 – apresenta o planejamento da pesquisa e os métodos de ensaios, os materiais utilizados, assim como os equipamentos e normas. Neste capítulo também são explicadas as proporções utilizadas para cada uma das cinco misturas sol-brita, bem como as dificuldades encontradas ao longo da realização desta pesquisa.
- Capítulo 4 – apresenta a análise dos resultados obtidos ao longo da pesquisa, discutidos e comparados com dados de outras pesquisas. Também são apresentadas diferentes proporções de solo-brita para os três diferentes solos desta pesquisa, visando o comportamento em relação ao módulo de resiliência e de deformação permanente das misturas realizadas.
- Capítulo 5 – por fim, são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Buscou-se na literatura nacional e internacional, fundamentação sobre os principais assuntos abordados, com o objetivo de embasar o estudo em questão.

Para isso, foram abordados temas relevantes para a elaboração dessa pesquisa, cujos resultados serão utilizados para o novo Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico (M-E). Este assunto é tratado nesse capítulo e ao longo da dissertação especialmente nos aspectos associados à deformação permanente, estudo do *Shakedown*, módulo de resiliência dos solos e da mistura solo-brita, e a prática de solo-brita no país.

2.1 Método Mecanístico-Empírico de Dimensionamento

Os métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos tradicionais apresentam certo percentual de empirismo. Muitos trabalhos científicos vêm sendo produzidos objetivando reduzir ou até mesmo eliminar a parcela de empirismo. Porém, muitos anos de pesquisa e muito esforço coletivo foram necessários para se estabelecer um novo método de dimensionamento mecanístico-empírico adequado e de consenso, que permita certa padronização pelos órgãos como o DNIT ou DERs, de modo a generalizar seu uso no Brasil.

FERREIRA (2008) diz que os procedimentos de dimensionamento mecanístico-empírico permitem uma utilização muito mais racional dos materiais que irão compor o pavimento em relação aos métodos que se baseiam unicamente em parâmetros empíricos. Além disso, ao contrário do que aqueles que se baseiam e que levam em conta exclusivamente os parâmetros de resistência relacionados ao cisalhamento, os métodos mecanístico-empíricos consideram a deformabilidade elástica do pavimento, permitindo a análise da vida de fadiga do revestimento, e a consideração do ATR, fatores determinantes do bom desempenho das estruturas, especialmente em países de clima tropical, com suas particularidades em relação aos países de clima frio e temperado.

É de conhecimento geral que o pavimento é um sistema de múltiplas camadas trabalhando como uma estrutura apoiada sobre a fundação, e os modelos mecanísticos ou teórico-experimentais levam em consideração esse aspecto no dimensionamento de pavimentos. Analisa-se o pavimento que, ao ser solicitado pelas cargas de tráfego e fatores ambientais, sofre um deslocamento, calculando as tensões e deformações atuantes

nos diversos pontos do pavimento, considerando as características dos materiais das camadas e do subleito. Pode-se dizer que o dimensionamento objetiva determinar as espessuras das camadas para obter um desempenho adequado para que o conjunto seja solicitado de forma equilibrada, sem que a solicitação leve precocemente à ruptura de uma de suas camadas.

Para HUANG (2003), os métodos de projeto de pavimentos asfálticos podem ser classificados em cinco categorias: métodos empíricos, com ou sem ensaio de resistência do solo, métodos que limitam a ruptura por cisalhamento, métodos que limitam a ruptura pela deformação vertical, métodos baseados no desempenho de pavimentos em pistas experimentais e métodos mecanísticos-empíricos.

Utilizam-se dois modelos para prever o comportamento dos materiais considerados nos métodos de cálculo de tensão (σ) versus deformação (ϵ) que compõem um dimensionamento mecanístico. O primeiro modelo, cujo comportamento tensão versus deformação é elástico linear, em que se admite o módulo de resiliência constante em toda a espessura da camada, não variando com o estado de tensões. O segundo é o que o comportamento tensão versus deformação é elástico não linear que considera o seu valor dependente do estado de tensões, além de modelos que permitem calcular a contribuição para o ATR (FERREIRA, 2008).

Para calcular as tensões e deformações podem ser usados vários programas que usam métodos numéricos variados, tais como o método de elementos finitos (MEF), o método das diferenças finitas (MDF) e o método das camadas finitas.

A solicitação de tráfego sobre uma rodovia é expressa, em geral, pelo cálculo do número N de repetições de carga, e assim define-se o tipo de via, função direta de duas variáveis principais: o volume total de veículos em todo período de projeto e o fator de veículos. O número N expressa o número de repetições de carga equivalentes ao eixo simples de roda duplas de 82 KN, tomado como eixo padrão, para o período de projeto correspondente (MARANGON, 2004).

MOTTA (1991) descreve dois critérios clássicos de análise mais comumente empregados no dimensionamento, que são:

- a) Limitar a tensão máxima vertical (σ_v) atuante no subleito que previne a ruptura total do pavimento e a formação de afundamento da trilha de roda por acúmulo excessivo de deformação permanente ou plástica. No modelo clássico de

interpretação de comportamento da estrutura de pavimento define-se o subleito como a “camada” mais fraca;

- b) Limitar a deformação máxima de tração (ϵ_t) no revestimento (ou camada cimentada) - o que previne a ruptura por fadiga compatibilizando as deformações elásticas repetidas com a resistência à tração dos materiais.

YODER e WITCZAK (1975) afirmam que os defeitos em pavimentos asfálticos ocorrem, muitas vezes, em função de práticas inadequadas de construção, por falta de manutenção e por erros no dimensionamento estrutural, que representam fatores adicionais que podem causar a ruptura no pavimento precocemente.

O dimensionamento da estrutura dos pavimentos deve garantir que o pavimento não venha sofrer ruptura estrutural dentro de um período determinado de projeto. Pouco se pode afirmar sobre a condição funcional futura do pavimento após vários ciclos de vida, apesar da existência de modelos de previsão de irregularidade e de trincamento que vêm sendo desenvolvidos nos últimos tempos, visto que demandam muitos anos de persistentes acompanhamentos de trechos de pavimento e respectivos tráfegos (FRANCO, 2007).

A definição das diferentes rupturas de um pavimento deve ser bem esclarecida ao se estabelecer uma proposição de dimensionamento compatível com cada uma das possíveis estruturas de pavimento que se possa propor. Por isso, o conceito de ruptura do pavimento asfáltico é considerado como um fator essencial de projeto. Podem ser considerados dois tipos de ruptura de pavimentos asfálticos: a ruptura estrutural e a ruptura funcional. Baseado em YODER e WITCZAK (1975), a ruptura estrutural é representada pelo colapso da estrutura do pavimento, ou de um de seus componentes, de forma que o pavimento se torna incapaz de sustentar qualquer carga imposta a ele. Já a ruptura funcional, que pode ou não vir acompanhada de uma ruptura estrutural, é considerada a condição que o pavimento atinge, caracterizada por alguns aspectos, como desconforto ao rolamento do veículo, diminuição da segurança das operações e aumento do risco de aquaplanagem e de defeitos gerados pelo trincamento ou grandes deformações.

Os passos para um dimensionamento mecanístico-empírico (M-E) são comuns a vários métodos e podem ser apresentados em forma de fluxograma, como o exemplo

indicado na Figura 2.1, de MOTTA (1991), que sintetiza um método de dimensionamento.

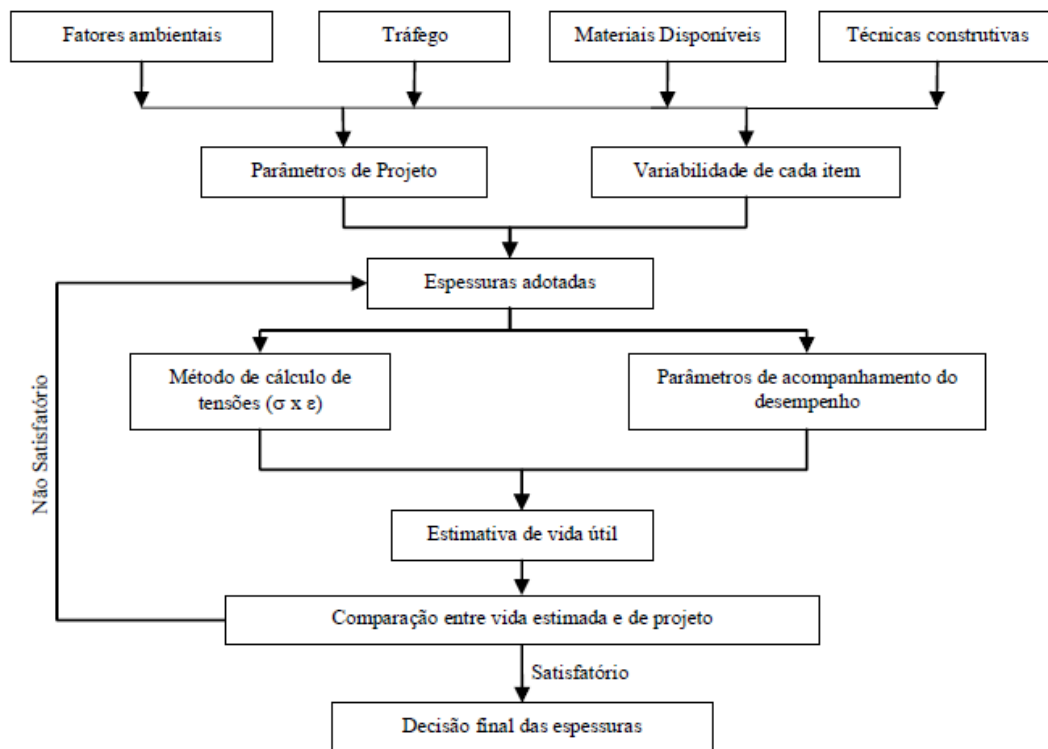


Figura 2.1 -Esquema de proposta de método de dimensionamento M-E (MOTTA, 1991)

FRANCO (2007) definiu alguns procedimentos para o dimensionamento mecanístico-empírico que são apresentados a seguir:

- Reunir os dados referentes aos materiais de pavimentação, ao tráfego e às condições ambientais;
- Correlacionar os dados de resistência dos materiais e tráfego, em função das épocas sazonais e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- Escolher as espessuras das camadas e calcular as tensões e deformações considerando as diversas correlações obtidas;
- Relacionar os valores críticos de tensões e deformações como os danos que as repetições das cargas podem causar ao pavimento, por meio de modelos de previsão;
- Verificar se as espessuras escolhidas satisfazem as condições impostas no dimensionamento.

FRITZEN (2005) comenta que o dimensionamento mecânico-empírico também tem por finalidade determinar a espessura de reforço estrutural em pavimentos degradados, para que este atenda de forma econômica, aos critérios limites de fadiga e de deformação permanente de todas as camadas do pavimento e do subleito, assim, aumentando a confiabilidade da vida útil prevista para o pavimento restaurado.

O método M-E em desenvolvimento para o DNIT, numa parceria com a COPPE, denominado Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa - tem esta estrutura e vai considerar como dados de entrada obrigatórios os módulos de resiliência e a equação de previsão da deformação permanente dos materiais de base, sub-base e subleito. Nas Figura 2.2 e Figura 2.3, a seguir, são mostradas duas das telas de entrada de dados dos materiais do MeDiNa (versão de 19/02/2018) para ilustrar este aspecto.

The screenshot shows the MeDiNa software interface (v.1.0.0, 19/02/18) with the title bar indicating it is a version available for tests. The interface is divided into several sections:

- Menu Bar:** Projeto, Editar, Análise, Ajuda.
- Buttons:** Alterar Estrutura >>
- Form Fields:**
 - AUTOR: Nome do autor ou dos autores do projeto
 - EMPRESA: Nome da empresa projetista
 - PROJETO: Identificação da via, rodovia, trecho, km, estaca, etc.
- Table:** A table with 6 columns: CAMADA, MATERIAL, TIPO, ESPESURA (cm), MÓDULO (MPa), and COEFICIENTE DE POISSON. It lists four layers: 1 (CONCRETO ASFÁLTICO), 2 (SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO), 3 (SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO), and SL (SUBLEITO).
- Left Panel:**
 - EXDO PADRÃO RODOVIÁRIO:** Includes fields for Tipo de Via, VMD (1ª ano), FV, N anual total, % Veículos na faixa de projeto, N Anual da faixa, Taxa de crescimento (%), Período de projeto (anos), and N Eq.
 - EXDO PADRÃO RODOVIÁRIO:** A section for additional road standard data.
- Right Panel:**
 - ANÁLISE DO PAVIMENTO:** Section for pavement analysis, including a note about the analysis level (85%) and the estimated permanent deformation (7.6mm).
 - ALERTAS:** A section for alerts, indicating that the traffic is elevated for the proposed structure.

Figura 2.2 – Tela do Programa MeDiNa corresponde aos dados de entrada de um pavimento, tráfego e análise (versão de 19/02/2018)

MeDiNa - v.1.0.0 (19/02/18) -- VERSÃO DISPONÍVEL PARA TESTES --

Projeto: Editar Analisar Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM RESULTADOS

AUTOR: Nome do autor ou dos autores do projeto EMPRESA: Nome da empresa projetista

PROJETO: Identificação da via, rodovia, trecho, km, estado, etc.

Alterar Estrutura >>>

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 3 << 4	CONCRETO ASFÁLTICO	Projeto_Cerve	10,0	3188	0,30
2	SOLO FENO, SILTOSO OU ARGILOSO	M1	20,0	173	0,29
3	SOLO FENO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo_M1_3462	20,0	133	0,28
4	SUBLEITO	Solo_M1_3464	0,0	303	0,25

--- ESDO PADRÃO RODOMÁRIO ---

DADOS DO TRÁFEGO

Tipo de Via: Av. Urbana - Sentido Coletor

VMD (1ª ano): 1370

PV: 1.000

N anual total: 5.00e+05

% Veículos na faixa de projeto: 100

N. Anual de faixas: 5.00e+03

Taxa de crescimento (T): 0,0

Período de projeto (anos): 10

N Eq: 5.00e+06

N Eq: Número Equivalente total de passageiros do eixo padrão na faixa de projeto

--- ANÁLISE DO PAVIMENTO ---

Seção do pavimento analisado considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.

Nível de confiabilidade de análise: 95%

Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 99,0%

Deformação Permanente Total (abaixo as rodas): 0,3mm

--- ALERTAS ---

Tráfego elevado para a estrutura proposta.

Projeto novo Nível: <A>

Figura 2.3 – Tela do Programa MeDiNa correspondente aos dados de um material argiloso de sub-base

2.1.1 Deformação Permanente

A deformação permanente resulta do comportamento plástico, ou seja, quando a camada do pavimento sofre ação da carga pelo tráfego de veículo, há uma parcela da deformação total que não volta ao seu estado original, acarretando no acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis ao longo da vida de serviço do pavimento. Este defeito estrutural, quando ocorre ao longo de um segmento longitudinal da faixa de tráfego nas trilhas de roda é denominado de afundamento de trilha de roda (ATR), sendo considerado um defeito estrutural grave se passar de certa profundidade. Com o acúmulo de água neste afundamento da trilha de roda ocorre a perda de capacidade de drenagem lateral do pavimento, e o acúmulo de água gera problemas de segurança para o usuário. Esse defeito pode ser atribuído ao revestimento somente, às camadas subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de contribuição de diversas camadas, como mostra a Figura 2.4.

O mecanismo de deformação permanente que ocorre nos concretos asfálticos é diferente do que ocorre nas camadas geotécnicas, e no método de dimensionamento é considerado um problema de dosagem da mistura, não sendo função da espessura da camada.

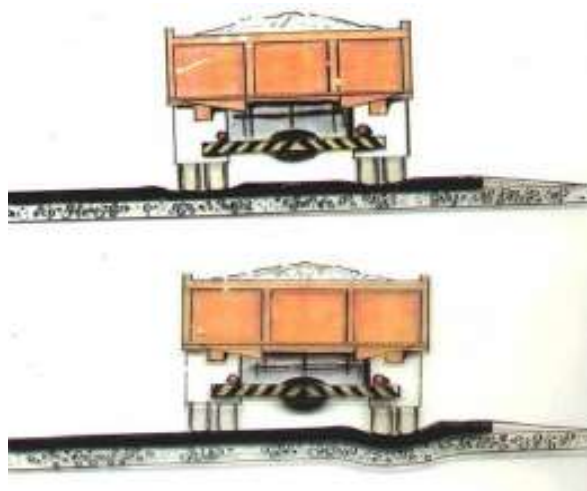


Figura 2.4 – Esquema de tipos de afundamento de trilha de rodas (BERNUCCI *et al*, 2008)

LIMA (2016) comenta que, por mais que as camadas de solos e britas estejam compactadas, existe uma variação volumétrica que provoca variação na espessura da camada, gerando a existência do afundamento da trilha de roda. Cita também, que esse defeito ocorre em uma determinada região da faixa de tráfego, onde se concentra a maior parte da aplicação de carga dos veículos, sendo uma área próxima ao eixo da pista (trilha interna) e a outra próxima a borda (acostamento), compreendendo as regiões mais solicitadas pelo tráfego.

Segundo BALBO (2007), a deformação permanente pode resultar na perda de qualidade do pavimento em relação ao rolamento, ocorrendo comumente onde este apresenta baixa capacidade de resistência das camadas inferiores. Incide onde há fluxo de veículos mais pesados e faixas de tráfego estreitas ou canalizadas.

Pode-se dizer que o afundamento da trilha de roda (ATR) engloba tanto aspectos funcionais quanto estruturais do pavimento. Para BERNUCCI *et al.* (2008), os aspectos estruturais estão ligados à capacidade de carga, relacionada com o projeto e com o dimensionamento do pavimento.

Percebe-se que ao longo da vida de serviço do pavimento, após repetidas solicitações das cargas, surgem os defeitos estruturais, causados pelas deformações permanentes e elásticas, mas que, se o pavimento tiver sido bem dimensionado e os materiais selecionados adequadamente e as camadas bem construídas, estes defeitos serão minimizados, mas ao final da vida de projeto podem atingir valores limites.

Atualmente o estudo da deformação permanente vem sendo tratado com mais frequência por diversos autores nas distintas camadas do pavimento, por exemplo: (i)

constituídas por solo e brita, por meio de ensaios triaxiais de carga repetida (GUIMARÃES, 2009; MALYSZ, 2009; RIBEIRO, 2013; LIMA, 2016); (ii) das misturas asfálticas, por meio do ensaio uniaxial de carga repetida (NASCIMENTO, 2008; OLIVEIRA, 2013); (iii) e pelo somatório das deformações permanentes acumuladas no subleito, nas camadas granulares e no revestimento asfáltico utilizando simuladores de tráfego de verdadeira grandeza (FRITZEN, 2005; MOURA, 2010).

Em MOTTA (1991) são descritos alguns critérios de projeto, onde duas maneiras empregadas para reduzir as deformações permanentes são:

- a) Limitar a tensão vertical máxima atuante no subleito, considerada a camada de menor resistência ao cisalhamento, e as deformações plásticas, o que previne também a ruptura;
- b) Limitar as deformações resultantes do somatório das deformações permanentes de cada camada, do que seria o afundamento da trilha de roda admissível.

Pode-se classificar esse defeito em dois tipos, um referente às misturas asfálticas, relacionado ao percentual de ligante elevado, granulometria com alto teor de finos, etc., e o outro, refere-se ao acúmulo de deformação nas camadas inferiores, abaixo da camada do revestimento, relacionadas ao histórico de tensões, que será um dos temas principais desta dissertação.

Ultimamente, existem duas normas vigentes no país que se referem à medição desse defeito no campo: a PRO 006/2003 (DNIT, 2003) que utiliza o equipamento treliça de alumínio e com dimensões padronizadas, com uso do perfilômetro a laser para tal medição. Pode-se dizer que a previsão do desenvolvimento do afundamento de trilha de roda é a parte mais complexa de se definir na fase de projeto, visto que medir os afundamentos no campo é simples.

DAWSON e KOLISOJA (2004) propuseram uma classificação do afundamento de trilha de roda em quatro categorias que serão explicadas a seguir, a partir da representação dos mecanismos mostrados na Figura 2.5, reproduzida aqui conforme adaptado por GUIMARÃES (2009).

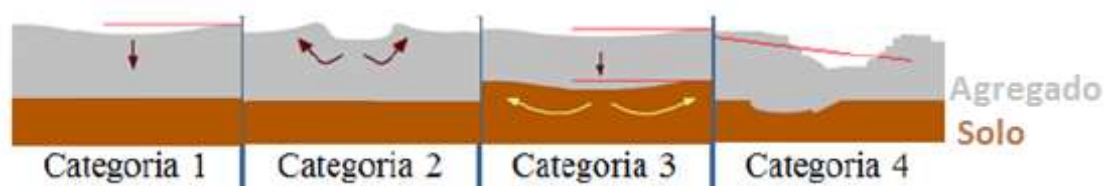


Figura 2.5 – Classificação dos afundamentos em 4 categorias (Dawson e Kolisoja, 2004, adaptado por Guimarães, 2009)

Na categoria 1, há uma pós-compactação da camada da base granular por meio do fluxo de tráfego no pavimento, gerando uma mudança de volume nesta camada, que pode acarretar numa melhora da condição estrutural, visto que aumenta sua densidade e rigidez. Neste tipo de deformação, o material é afetado somente perto da roda, apresentando uma pequena depressão comparada à sua superfície original. Sendo assim, pode-se dizer que não há grandes deformações e, como solução para esse tipo de defeito, está uma boa compactação no momento da construção do pavimento.

Na categoria 2, o defeito é provocado por esforços cisalhantes da camada de base granular, devido ao material empregado apresentar pouca resistência ao cisalhamento, ou, no caso de revestimento asfáltico, ocorrer uma dosagem inadequada. Em relação à camada de base granular, a solução é melhorar o agregado ou outro material empregado ou reduzir as tensões impostas a esta camada.

Na categoria 3, assim como na categoria 2, o afundamento é devido aos esforços cisalhantes, mas a diferença é que nessa categoria há um afundamento do pavimento como um todo, incluindo todas as camadas, inclusive o subleito.

Por fim, a categoria 4 é caracterizada como sendo proveniente de algum dano nas partículas, oriundos de inadequação geral em relação às propriedades do agregado graúdo, como, por exemplo, por quebra ou atrito e abrasão.

HUANG (1993) constata que o aparecimento do afundamento das trilhas de roda é devido principalmente ao decréscimo da espessura das camadas estruturais do pavimento. Fala também da porcentagem desse defeito que acontece em cada camada, nos locais por ele analisados, sendo que em torno de 91% dos afundamentos ocorreram no pavimento em si, com 32% no revestimento, 14 % na base e 45% na sub-base. Assim, apenas 9% dos afundamentos ocorreram no subleito (camada final de terraplenagem). Dados mostraram que a mudança na espessura das camadas não ocorreu, em geral, por densificação, e sim por movimentação lateral dos materiais (cisalhamento).

É abordado em WERMEISTER *et al.* (2001) que é importante na prática que o projeto de um pavimento seja realizado para que na sua estrutura não ocorram deformações permanentes, ou, se estas ocorrerem, que sejam de pequena magnitude.

Conforme é definido em BERNUCCI *et al.* (2010), a deformação permanente é um dos principais danos estruturais que ocorre em um pavimento, podendo levá-lo à ruptura e, por esse motivo, a avaliação deste parâmetro nos materiais que serão utilizados é necessária, para que se tenha um dimensionamento adequado do pavimento.

GUIMARÃES (2009) afirma que a deformação permanente é dependente do histórico de solicitações no pavimento, tendendo a aumentar com a diminuição da resistência ao cisalhamento dos materiais como solos e britas. Assim, o problema não está somente na caracterização dos materiais que compõem a camada do pavimento, mas sim em avaliar a natureza da deformação em tais materiais utilizados.

2.1.2 Fatores que Afetam a Deformação Permanente

Quando os materiais, como solos e britas, sofrem a ação do tráfego de veículos pode haver diminuição da resistência ao cisalhamento e aumento da deformação permanente. Para GUIMARÃES (2009), os principais fatores que afetam a deformação permanente em solos são:

- Tensão: Estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e história de tensões;
- Carregamento: Magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de carga;
- Umidade: percentual de umidade, permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão;
- Tipo de Agregado: origem, forma das partículas, granulometria, porcentagem de finos, tamanho nominal máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

Estudos como de GUIMARÃES (2011), DELGADO (2012), RIBEIRO (2013), ZAGO (2016) e LIMA (2016) comprovam que o acréscimo da tensão desvio aumenta consideravelmente a deformação permanente, e com o aumento do número de ciclos a taxa de acréscimo da deformação permanente diminui para a maioria dos materiais ensaiados por estes autores citados. Referente à umidade, à medida que ela aumenta, a

deformação permanente também aumenta. Observou-se que, após o ensaio de deformação permanente, ocorre um enrijecimento no corpo de prova, aumentando consequentemente, o módulo de resiliência durante e após o ensaio.

Como definido, o pavimento pode ser considerado um sistema em camadas, sendo que a deformação permanente se refere ao acúmulo de pequenos deslocamentos irreversíveis dessas camadas, em resposta às solicitações do tráfego, ou seja, todas as camadas dos pavimentos estão sujeitas a essa deformação. Para conhecer melhor o material que será empregado na rodovia, faz-se necessário conhecer seu comportamento quanto a esta característica, com o objetivo de auxiliar, com esse dado, os cálculos mecânicos de previsão de desempenho (GUIMARÃES, 2001).

Assim, para aplicação prática em um método de dimensionamento é necessário obter modelos de desempenho em laboratório que permitam selecionar os materiais e também prever a contribuição de cada um no ATR, de forma a definir espessuras adequadas sob este aspecto.

No dimensionamento M-E, o cálculo do defeito do ATR é feito considerando o somatório da contribuição de cada camada, de acordo com a expressão seguinte:

$$\delta_{total}^{\rho} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{\rho}^i h_i \quad (1)$$

Onde:

δ_{total}^{ρ} : Deformação permanente total;

ε_{ρ}^i : Deformação específica de cada camada do pavimento;

h_i : Espessura de cada camada do pavimento

n: número total de camadas.

Para materiais como solo e brita, são utilizados os ensaios triaxiais de carga repetida com controle das deformações dos corpos de prova com o objetivo de maior representatividade do comportamento e características do material em campo. Com isso, vários modelos de previsão da deformação permanente foram propostos, a partir dos resultados destes ensaios de carga repetida.

Na Tabela 2.1 são apresentados diferentes modelos e suas equações matemáticas para descrever a deformação permanente, segundo agrupamento feito por GUIMARÃES (2009). Os vários modelos utilizam formulações que incluem um conjunto de variáveis, nem sempre as mesmas em cada caso. Não existe ainda um consenso a respeito da

modelagem matemática mais adequada para a previsão da deformação permanente de solos.

GUIMARÃES (2009) propôs o modelo de previsão da deformação permanente, apresentado na equação (2) que foi desenvolvido visando incluir as tensões atuantes para contribuir com o aperfeiçoamento do método de dimensionamento mecanístico-empírico. A equação (2) foi obtida por análise dos resultados de ensaios de deformação permanente feitas em equipamentos triaxiais de carga repetidas, com vários níveis de tensão para vários materiais, entre britas, lateritas e solos.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (2)$$

Onde:

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

ψ_1, ψ_2 e ψ_3 : Parâmetros de regressão (parâmetros de deformabilidade permanente);

σ_3 : Tensão confinante;

σ_d : Tensão desvio;

ρ_0 : Tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Para se obter os parâmetros deste modelo é necessária a realização de vários ensaios triaxiais para cada material, sendo moldados nove corpos de prova que são ensaiados individualmente no equipamento triaxial de carga repetidas, cada um sob um certo par de tensões previamente definido. Utilizando a técnica de regressão não linear múltipla obtém-se as constantes, a partir dos dados dos ensaios. As unidades de tensão devem ser expressas em kgf/cm² para ser compatíveis com a tensão de referência que foi tomada igual a 1 kgf/cm² (GUIMARÃES, 2009; LIMA, 2016).

Tabela 2.1 – Modelos de previsão de deformação permanente em solos (GUIMARÃES, 2009)

Modelos	Ano	Equação	Desenvolvimento
Modelo de Monismith <i>et al.</i>	1975	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$ ε_p = deformação específica plástica A e B – parâmetros experimentais N – Número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas para até 100.000 ciclos de carregamento.
Modelo de Uzan	1982	$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-a}$ $\varepsilon_p(N)$ – Deformação plástica para n-ésima camada ε_r – Deformação resiliente $\mu = A \cdot B / \varepsilon_r$ N – Número de repetições de carga a – b	A partir da diferenciação da equação proposta por Monismith. Durante o carregamento o descarregamento o módulo elástico E_c e E_d são distintos, e a relação tensão-deformação é considerada linear.
Modelo de Resende	1999	$\varepsilon_p = A \cdot N^B \cdot \sigma_d$ ε_p = deformação específica plástica A e B – parâmetros experimentais N – Número de repetições de carga σ_d – Tensão desvio	Resende propôs a diferenciação da equação de Monismith, acrescentando a tensão desvio.
Modelo de Barksdale	1972	$\varepsilon_{1,p} = a + b \cdot \log(N)$ $\varepsilon_{1,p}$ – Deformação específica plástica a e b – constantes para um determinado nível de tensão N – Número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas superiores a 100.000 ciclos de carregamento.
Modelo de Tseng e Lytton	1989	$\delta_n(N) = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \cdot e^{(\frac{\rho}{N})^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h$ $\delta_n(N)$ = deformação permanente da camada $\varepsilon_0, \rho, \beta$ = propriedade dos materiais ε_v = deformação específica vertical média resiliente ε_r = deformação específica resiliente h = espessura da camada N = número de repetições de carga	A partir da aplicação de regressão múltipla em um banco de dados de ensaios de deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas. Os parâmetros são estimados de acordo com a sua aplicação: subleito, base e sub-base.

2.1.3 Materiais Granulares e a Deformação Permanente

Conceitualmente, a deformação permanente é considerada a parcela não recuperável das deformações sofridas pelo material, quando esse é submetido às solicitações cíclicas, ou deformação plástica.

Utilizam-se, nas especificações tradicionais em geral, materiais granulares em base e sub-base de pavimentos flexíveis, com a finalidade de dar suporte a camada asfáltica e dispersar as cargas de roda para o subleito, sempre admitindo que estes sejam mais resistentes ao acúmulo da deformação plástica do que os solos finos, além de menos sensíveis às variações de umidade.

Assim, pela experiência acumulada a partir desta concepção de pavimento com camadas granulares, e em países de clima frio ou temperado, é comum a percepção de que a maior contribuição para o ATR venha do subleito. Como exemplos, ARNOLD (2004), YANG *et al.* (2008) e LEKARP *et al.* (2000), afirmam que o efeito mais expressivo da deformação permanente é em solos do subleito, por meio da intensidade dos esforços do tráfego seguido pelo número de aplicações de carga, pelos fatores locais (compactação, densidade e umidade) e pelas propriedades dos materiais (classificação, conteúdo de finos e tipo de agregados), em seus países de origem.

BALBO (2007) indica que para os solos que constituem os subleitos deve-se efetuar uma análise dos materiais e do projeto. Na análise dos materiais, incluem-se as análises geotécnicas, que possibilitam o seu reconhecimento, identificação e caracterização das propriedades físicas e mecânicas, especialmente as correspondentes os ensaios de carga repetida. Na análise de projeto é necessário conhecer os mecanismos de deterioração do pavimento e do subleito.

BUTTON *et al.* (1999), no entanto, aborda influência da forma do agregado para uso em misturas asfálticas, ressaltando que agregados esféricos resultam em intertravamento reduzidos, que produz a movimentação das partículas umas sobre as outras em resposta aos esforços solicitantes, e agregados lamelares são mais suscetíveis à quebra podendo levar ao aumento do consumo de asfalto, ao aumento do volume de vazios, à estratificação da mistura e à diminuição da resistência da mistura. Conclui que a forma mais indicada dos agregados para pavimentação é a cúbica, que resulta em maior atrito interno, maior resistência e em menores taxas de quebras dos agregados em operações de mistura, aplicação e compactação.

Poucos trabalhos referentes à brita graduada foram desenvolvidos no Brasil, em relação aos ensaios de carga repetida, existindo mais pesquisas em países de clima temperado onde há uso frequente desse material e tem-se como principal defeito o ATR. KORKIALA-TANTTU (2009) afirma que os modelos mais recentes de seleção se baseiam no conceito de Shakedown ou acomodamento, onde se verifica que a deformação elástica e plástica dos materiais granulares é altamente dependente das tensões atuantes.

Pode-se observar que a forma de resposta ao carregamento cíclico dos solos e materiais granulares, não é uma reta e sim uma curva com histerese, como apresentado na Figura 2.6, segundo LEKARP *et al.*, (2000), justamente porque há uma parte da deformação que é permanente.

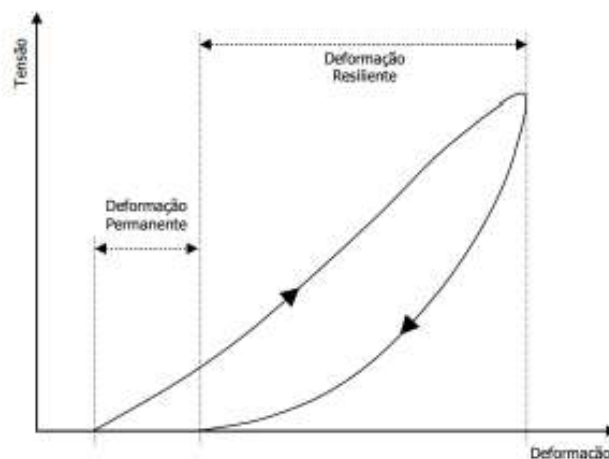


Figura 2.6 – Deformação do material granular durante um ciclo de carregamento (LEKARP *et al.*, 2000)

Observaram LEKARP *et al.* (2000) que a forma da histerese dos materiais por eles ensaiados foi considerada estreita, indicando que a deformação permanente entre cada ciclo é pequena, porém, ao fim de cerca de 80.000 ciclos a deformação permanente já apresentava valores acumulados significativos.

Pode-se dizer que a deformação permanente não está relacionada somente com o número de ciclos, sendo também importante associar os níveis de carga que se aplicam durante o ensaio. Quando se aplicam cargas não muito elevadas, as deformações permanentes geralmente estabilizam à medida que o número de ciclos aumenta. Com isso, a curva que traduz as deformações permanentes em função do número de ciclos tende para uma assíntota, ou seja, o incremento da deformação permanente em cada ciclo tende para zero.

Assim, é correto afirmar que a deformação permanente é justificada pelo rearranjo das partículas ou pela quebra das ligações entre elas na fase de carregamento, tornando impossível, após o carregamento, voltar à fase inicial.

Na Tabela 2.2, baseada em Guimarães (2009) são descritos alguns modelos de previsão de deformação permanente em materiais granulares.

Tabela 2.2 -Modelos usuais de previsão de deformação permanente em materiais granulares adaptados de Guimarães (2009)

Modelos	Ano	Equação	Desenvolvimento
Pappin	1979	$\varepsilon_{1,\rho} = (fn \cdot N) \cdot L \cdot \left(\frac{q^0}{p^0} \right)_{max}^{2,8}$ $\varepsilon_{1,\rho}$ = deformação permanente cisalhante acumulada; q^0 = tensão desvio modificada ($\sqrt{2/3} \cdot q$); p^0 = média das tensões principais modificada ($\sqrt{3} \cdot p$); fn.N = fator de forma.	Ensaio triaxiais de cargas repetidas com tensão confinante variável em uma brita de calcário bem graduada.
Khedr	1985	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^{-m}$ ε_p – deformação específica plástica; m – Parâmetro do material; A- Parâmetro do material e o estado de tensão; N – Número de repetições de carga.	Ensaio triaxiais de cargas repetidas em estudo de uma rocha calcária britada. Concluiu que a deformação permanente decresce logaritmicamente.
Paute <i>et al.</i>	1990	$\varepsilon_{1,\rho} = \frac{A \cdot \sqrt{N}}{D \cdot \sqrt{N}}$ $\varepsilon_{1,\rho}$= deformação permanente adicional após os primeiros 100 ciclos de carga; A e D = parâmetros de regressão; N = número de repetições de carga.	Ensaio triaxiais de cargas repetidas considerando que a deformação permanente cresce gradualmente tendendo a um valor assintótico.
Sweere	1990	$\varepsilon_{1,\rho} = a \cdot N^b$ $\varepsilon_{1,\rho}$= deformação específica plástica; a e b = constantes para um determinado nível de tensão; N = número de repetição de cargas,	Ensaio triaxiais de cargas repetidas superiores à 1.000.000 ciclos de carregamento, sugerindo uma abordagem log-log para ensaios com grande número de aplicações de cargas.

Tabela 2.2 -Modelos usuais de previsão de deformação permanente em materiais granulares adaptados de Guimarães (2009) - continuação

Modelos	Ano	Equação	Desenvolvimento
Lekarp e Dawson	1998	$\frac{\varepsilon_{1,\rho.(N\ ref)}}{L} = a. \left(\frac{q}{p}\right)_{max}^b$	Ensaio triaxiais de cargas repetidas, levando em consideração a relação entre a deformação e o estado de tensões.
		$\varepsilon_{1,\rho.(N\ ref)}$ = deformação permanente acumulada para N > 100; q = tensão desvio; p = média das tensões principais; a e b = parâmetros de regressão; L = comprimento da trajetória.	
Modelo de Tseng e Lytton	1997 e 2000	$\delta_{n.}(N) = 2,2. e^{\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} . \varepsilon_v . h$	A partir da aplicação de regressão múltipla em um banco de dados de ensaios de deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas.
		$\delta_{n.}(N)$ = deformação permanente da camada; $\varepsilon_v, \rho, \beta$ = propriedade dos materiais; β_{GB} = fator de calibração 2,2; h = espessura da camada; N = número de repetições de carga.	
Modelo de Guimarães	2009	$\varepsilon_\rho(\%) = \psi_1. \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} . \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} . N^{\psi_4}$ $\varepsilon_\rho(\%)$: Deformação permanente específica; ψ_1, ψ_2 e ψ_3 : Parâmetros de regressão (parâmetros de deformabilidade permanente); σ_3 : Tensão confinante; σ_d : Tensão desvio; ρ_0 : Tensão de referência (tensão atmosférica); N: número de ciclos de aplicação de carga.	Ensaio triaxiais de cargas repetidas para solos e britas de diferentes estados brasileiros.

2.1.4 A Teoria do *Shakedown*

Shakedown é um termo em inglês que pode ser definido como o acomodamento das deformações plásticas ou permanentes, quando o material está submetido a um carregamento cíclico repetido. O estudo do *shakedown* tem como objetivo principal, em relação aos materiais utilizados em pavimentação, entender se a deformação permanente

a que o material está submetido, pode conduzi-lo a ruptura ou tender a estabilizar com o tempo e com o número N (GUIMARÃES, 2001).

SHARP e BROOKER (1984) definem a teoria do *Shakedown* como a estabilização da deformação permanente depois de determinado número de ciclos onde o material apresenta somente comportamento elástico.

LEITE (2007) afirma que o material ensaiado, após determinado número de ciclos de aplicação de cargas, a deformação permanente tendeu a estabilizar, ou seja, o material tendeu a apresentar comportamento elástico, entrando em *Shakedown*.

FARIA (1999) considera que uma amostra entrou em *Shakedown* quando cessam as deformações plásticas ou permanentes, a partir de um determinado número de aplicação de cargas a que esta é submetida em carregamentos cíclicos. Assim, a partir desse momento, a resposta do material às solicitações passa a ser somente elástica, não mais apresentando deformação plástica. A justificativa deste acomodamento da deformação plástica é o surgimento de tensões residuais. Portanto, o surgimento de tensões residuais é condição essencial para o acomodamento ou *Shakedown* do material e da estrutura.

GUIMARÃES (2009) explica que o surgimento de tensões residuais está diretamente associado a um campo auto equilibrado de tensões residuais, que surge em materiais submetidos à ação de cargas repetidas. As tensões residuais tendem a aumentar ao longo do tempo, diminuindo o efeito da carga aplicada em cada ciclo de carregamento, até que a tensão atuante no material não atinja a condição de escoamento plástico, e o material apresente apenas deformações elásticas.

GUIMARÃES (2001) e LEITE (2007) citam que existe um nível de tensão denominado “limite do *shakedown*”, que é quando se atinge o estado de tensões crítico, caracterizado entre a condição de deformação permanente estável e instável.

WERKMEISTER *et al.* (2001) comentam que, sob cada nível de carregamento, pode existir um ponto onde a partir do qual tem-se a estabilização da deformação permanente, acomodamento ou o *Shakedown*, e posteriormente a isso, o material apresenta somente comportamento elástico.

O que define o limite do *Shakedown* é a relação entre tensão desvio e tensão confinante (σ_d/σ_3) a que a amostra é submetida. Quanto mais baixa a relação σ_d/σ_3 , geralmente maior a tendência ao equilíbrio, tornando a deformação permanente constante,

e quanto mais alta a relação σ_d/σ_3 , mais provável o comportamento plástico permanente que pode levar à ruptura.

As curvas de *Shakedown* são resultantes dos ensaios realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas, que é feito com a finalidade de encontrar o estado de tensões médio representativo no qual aquele material poderá ser empregado, que garanta a estabilização das deformações permanentes (LIMA, 2016).

São apresentados na Figura 2.7 os quatro diferentes tipos de comportamento que os materiais podem apresentar em relação ao estudo de *Shakedown*, baseado em GUIMARÃES (2009).

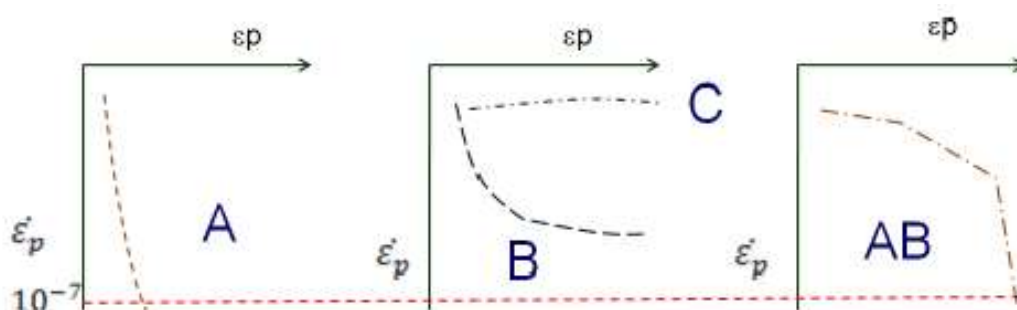


Figura 2.7 – Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas (GUIMARÃES, 2009)

GUIMARÃES (2009) descreve estes níveis ou tipos de comportamento como:

- a) Nível A: chamado de *Shakedown* ou acomodamento plástico é quando o material apresenta resposta plástica decrescente para a aplicação de um número finito de aplicações de carga. Após esse período de aplicação, considerado pós-compactação, ocorre o acomodamento das partículas, onde o comportamento do material passa a ser puramente elástico e as deformações permanente cessam. Pela Figura 2.7, percebe-se que as curvas resultantes tendem a ser paralelas ao eixo vertical, apresentando taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga ordem de 10^{-7} (x 0,001 m).
- b) Nível B: chamado de nível intermediário é quando o material não entra em colapso, nem em *shakedown*. Observa-se nesse tipo de comportamento que nos ciclos iniciais de aplicação de carga a taxa de acréscimo da deformação permanente é muito elevada, mas que ao longo do tempo, vai decrescendo, tornando-se muito baixa, próximo ao nível constante.

- c) Nível C: também chamado como colapso incremental, é quando a tensão aplicada no material é muito elevada acarretando em uma deformação permanente resultante de forma rápida e intensa. A cada ciclo de carga aplicado, ocorrem deformações plásticas, sem cessar.
- d) Nível AB: foi observado por GUIMARÃES (2009) em solos finos, onde se apresenta significativas deformações iniciais, seguidos de acomodamento plástico.

2.2 Módulo de Resiliência

Para Mecânica dos Pavimentos o Módulo de Resiliência (MR) é definido como a relação entre a carga cíclica aplicada e a deformação elástica ou recuperável do material. É um parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais, como solos e britas, sob carregamento repetido, em laboratório, ou pelas ações das cargas dos veículos, repetidas sobre o pavimento. É uma propriedade importante utilizada nos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos de pavimentos asfálticos. O reflexo de tais deformações repetidas pode ser observado nos revestimentos asfálticos que apresentam trincamento, muitas vezes prematuramente.

Este parâmetro tem sido usado desde a década de 1970 para a caracterização dos materiais para pavimentação. No Brasil os primeiros ensaios foram realizados em 1977 (PREUSSLER, 1978). Materiais com maior módulo de resiliência são convencionalmente situados próximo à superfície distribuindo os esforços impostos pelo tráfego de forma uniforme e diminuindo as tensões e deflexões no subleito.

Cabe salientar outro fator importante no desempenho do pavimento, que é a perda de serventia. Ela pode ser minimizada, quando se considera no dimensionamento o comportamento tensão-deformação dos materiais que constituem a estrutura, segundo as condições de carregamento dinâmico – que é a ação de cargas repetidas, que geram as deformações recuperáveis, também chamadas de deformações resilientes e as deformações plásticas ou permanentes.

BERNUCCI *et al.* (2010) citam que os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais foram introduzidos na pavimentação a partir de 1940 por Francis Hveem, sendo o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos.

Adotou-se o termo resiliência para diferenciar o comportamento elástico dos materiais utilizados em pavimentação daqueles observados nos materiais mais comumente utilizados pelos engenheiros estruturais, como concreto, aço, etc., que geralmente utilizam o módulo de Young. Esta diferenciação é necessária, pois as deformações recuperáveis (elásticas) nos pavimentos são muito superiores às aquelas observadas em outros tipos de estrutura (MEDINA, 1997).

A obtenção deste parâmetro é realizada a partir de ensaios triaxiais de carga repetida, que tem por finalidade reproduzir em laboratório as condições de carregamento das cargas de tráfego na estrutura do pavimento no campo. Tal relação para a maioria dos materiais de pavimentação é do tipo não linear, diferente de outros sólidos elásticos, havendo grande dependência das tensões aplicadas.

Por definição, o MR é a relação entre a tensão desvio σ_d (diferença entre a tensão σ_1 e σ_3) pulsante durante o ensaio, pela deformação resultante, resiliente ou recuperável, ε_r , expressa pela equação (3). Na Figura 2.8 (a) é indicada a direção das tensões durante o carregamento, e na Figura 2.8 (b) os deslocamentos sofridos pelo corpo de prova (MEDINA, 1997).

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (3)$$

Onde:

MR: Módulo de Resiliência (MPa);

σ_d : ($\sigma_1 - \sigma_3$): tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

σ_1 : tensão principal maior;

σ_3 :tensão principal menor ou tensão de confinamento;

$\varepsilon_{R=\frac{\delta h}{H_0}}$: deformação específica axial resiliente (mm/mm);

δh : deslocamento resiliente registrado (mm);

H_0 : altura de referência do medidor de deslocamentos - LVDT (mm).

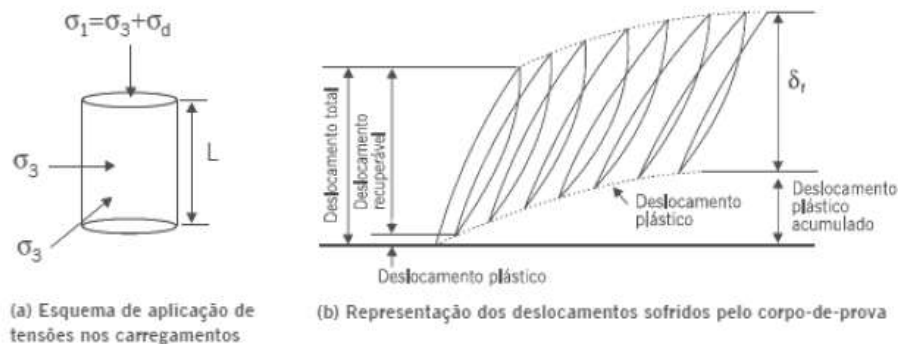


Figura 2.8 – Tensões aplicadas e deslocamentos de carga repetida (MEDINA e MOTTA, 2005)

A partir das características do comportamento tensão-deformação dos materiais que compõem as camadas, bem como da frequência, intensidade de tráfego e condições ambientais regionais é que se pode prever o desempenho de pavimentos.

MEDINA e PREUSSLER (1980) citam que a análise de tensões e deformação de estruturas de pavimentos considera um sistema de multicamadas, e que a aplicação da teoria da elasticidade é uma das formas para considerar as deformações no dimensionamento de pavimentos. Os parâmetros elásticos, ou resilientes dos solos são obtidos em ensaios de carga cíclica, onde nesses ensaios, os solos são submetidos a cargas repetidas de duração e frequência aproximadas às que ocorrem nos pavimentos.

HICKS e MONISMITH (1971) e UZAN (1985) citam que o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensões atuantes no solo. Pode-se atribuir várias causas para as mudanças do estado de tensão tais como: os carregamentos externos, alterações das espessuras das seções transversais das camadas e diferenças do peso específico dos materiais das camadas do pavimento.

Existem vários modelos para representar o comportamento do módulo de resiliência em função das tensões atuantes no solo, que expressam os resultados do ensaio triaxial cíclico. Todas têm vantagens e desvantagens, e se aplicam melhor ou pior aos dados dos ensaios. Mas, a escolha da forma de expressar as relações do MR com as tensões está condicionada ao programa da análise de tensões disponíveis para o dimensionamento.

2.2.1 Fatores que afetam o Comportamento Resiliente de Solos e Britas

Nos autores SEED et al. (1967), MEDINA e PREUSSLER (1980), SVENSON (1980) e LI e SELIG (1994) são indicados os seguintes fatores que podem afetar o comportamento resiliente:

- a) Intensidade de tensões;
- b) Razão de tensões principais (σ_1 / σ_3);
- c) Número de repetições da tensão desvio;
- d) História de tensões;
- e) Duração e frequência de aplicação da tensão desvio;
- f) Tipo de agregado;
- g) Percentagem de material que passa na peneira 200;
- h) Densidade e umidade de compactação;
- i) Grau de saturação;
- j) Método de compactação.

LEKARP, ISACSSON e DAWSON (2000) listam os fatores que afetam, em diferentes graus de importância, a resposta resiliente em agregados, como:

- a) Tensões;
- b) Peso específico aparente seco;
- c) Granulometria, conteúdo de finos e tamanho máximo de grãos;
- d) Teor de umidade;
- e) Histórico de tensões e do número de ciclos de carga;
- f) Tipo de agregado e do formato da partícula;
- g) Duração de carga, frequência e sequência de carga.

Pode-se dizer que o módulo de resiliência diminui com o aumento da umidade, comparando com a umidade ótima (HICKS e MONISMITH 1971; RAAD *et al.*, 1992). Segundo estes autores, os materiais granulares saturados desenvolvem excesso de poro-pressão em condições de cargas repetidas, reduzindo o valor de módulo de resiliência.

RAAD *et al.* (1992) compararam materiais bem graduados e mal graduados, em condições saturadas e não saturadas e concluíram que o material granular saturado, submetido a repetição de cargas, desenvolveu excesso de poro-pressão, contribuindo na

redução do valor do módulo de resiliência. Avaliaram que o dano causado pela repetição de carga em materiais saturados bem graduados pode ser muito maior que os compostos de materiais mal graduados.

A umidade abaixo da ótima, em materiais bem graduados, aumenta a rigidez do material, e a umidade acima da ótima torna o material mais saturado, segundo estudos de DAWSON *et al* (1996), e o processo de poro-pressão é desenvolvido, diminuindo a rigidez e, consequentemente, diminuindo o módulo de resiliência do material.

É de conhecimento que as cargas que são transmitidas pelo tráfego são absorvidas e, posteriormente, distribuídas uniformemente pela camada de base granular do pavimento. O sucesso desta transmissão irá depender do tipo do agregado e também do formato de suas partículas. Agregados maiores têm como característica suportar e distribuir melhor os carregamentos. Alguns agregados se diferenciam pelo seu formato anguloso ou arredondado. BARKSDALE e ITAMI (1989) estudaram vários formatos de agregados e mostraram que o agregado angular apresenta maior módulo de resiliência do que o pedregulho arredondado.

Segundo os pesquisadores HICKS (1970), HICKS e MONISMITH (1971), ALLEN e THOMPSON (1974), THOM (1988), BARKSDAL e ITANI (1989), THOM e BROWN (1989), agregados britados que têm forma angular e subangular, dispersam melhor a carga e, consequentemente, apresentam altos valores de módulo de resiliência comparados com os materiais não britados.

Segundo LEKARP *et al.* (2000), a resposta resiliente de material granular seco e parcialmente saturado são similares, porém materiais granulares bem graduados completamente saturados tendem a desenvolver excesso de poro-pressão reduzindo o valor de módulo de resiliência.

Para os solos, o módulo de resiliência depende da constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina, e de fatores como umidade, peso específico e estado de tensões, além das características do próprio ensaio (frequência e tempo de carregamento, forma de onda, etc.). O ensaio triaxial de cargas repetidas convencional é feito com os solos não saturados, sempre em condições de drenagem livre.

Para os solos tropicais, a natureza laterítica determina, em geral, muito boas características de MR. Muitos estudos feitos desde a década de 1980 confirmam o que se observa no campo, que é o bom desempenho de lateritas e solos lateríticos, como mostram vários autores citados, por exemplo, em MEDINA e MOTTA (2005, 2015).

Por exemplo, TAKEDA (2006) constatou, comparando solos lateríticos e não-lateríticos, que os solos lateríticos podem apresentar valores elevados de módulo de resiliência, se comparados aos valores obtidos para material granular mesmo com módulo de resiliência altos.

Para cada solo, o módulo de resiliência poderá ser expresso como uma função do estado de tensões aplicado durante o ensaio. Modelos de módulo de resiliência de solos em função do estado de tensões são discutidos por MEDINA (1997) E MEDINA e MOTTA (2015).

2.2.2 Ensaio Triaxial de Carga Repetida

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas têm como objetivo principal reproduzir aproximadamente, em laboratório, as condições de carregamento impostas aos materiais quando submetidos às cargas do tráfego. Nos ensaios de carga repetida a força vertical aplicada repetidamente, atua sempre no mesmo sentido de compressão, de forma cíclica, de um valor correspondente à tensão confinante σ_3 a um valor máximo correspondente à tensão principal maior (σ_1), ou seja, o que pulsa é a tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$), sendo depois descarregada, para ser aplicada novamente após certo intervalo de repouso. A velocidade e o volume de tráfego são simulados, respectivamente, pelo tempo de pulso e frequência da carga aplicada (MEDINA, 1997).

Este ensaio é dividido em duas fases: a fase de condicionamento e a de ensaio propriamente dita. O condicionamento reduz a influência das grandes deformações plásticas, sendo uma sequência de carregamentos que permite dotar o material de uma condição como de “pré-adensamento”. Já a obtenção dos valores de MR é realizada na segunda fase do ensaio, onde para cada par de tensões σ_d (tensão desvio) e σ_3 (tensão confinante) aplicado é feita a medição da deformação resiliente resultante.

Os primeiros ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados no Brasil para determinação do módulo de resiliência foram feitos por PREUSSLER (1978), para solos arenosos, e por SVENSON (1980), para solos argilosos.

O equipamento para realização de tal ensaio foi evoluindo no decorrer dos anos, o primeiro adquirido pela COPPE foi em 1977, e a primeira norma para a realização do ensaio foi elaborada em 1986, a partir de estudos em parceria entre a COPPE e o IPR, na época, parte do DNER. Desde 2000 os dois equipamentos existentes na COPPE são

automatizados, e as câmeras triaxiais permitem ensaiar tanto britas quanto solos compactados em moldes tripartidos. Os corpos de prova podem ser de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10x20), que devem ser usados para materiais granulares de tamanho nominal máximo de partículas de 25 mm (peneira de 1 polegada) e os de 15x30 para materiais granulares de até 38 mm.

LIMA (2016) descreve que o equipamento da COPPE tem um sistema pneumático de carregamento que permite aplicar tensões repetidas em um corpo de prova cilíndrico com frequência de carga de 1, 2 e 3 Hz. Para 1 Hz (60 ciclos/minuto), o tempo de carregamento é de 0,1s, o que implica em 0,9s para o intervalo de repouso, para 2 Hz (120 ciclos/minuto) e 3Hz (180 ciclos/minuto), o tempo de carregamento é o mesmo e o que muda é o tempo de repouso.

Na Figura 2.9 é apresentado o esquema do equipamento e na Tabela 5 os pares de tensão usuais baseada na norma do DNIT 134/2010 – ME. Para realização dos ensaios, os corpos de provas devem ser compactados na energia do Proctor intermediária ou na modificada para bases e sub-bases, e na energia Proctor intermediária para o subleito, sendo que as pressões exercidas pelos pneus estão cada vez maiores, causando assim maiores esforços. A compactação deve ser realizada com o material na umidade ótima e os corpos de provas de solo ou brita são submetidos a pares de tensões no equipamento. Os corpos de provas devem ser compactados na energia Proctor intermediária ou na modificada para bases e sub-bases e na energia Proctor normal ou intermediária para o subleito. Como as pressões exercidas pelos pneus estão cada vez maiores, sugere-se usar as energias maiores em todos os casos.

Em ensaios triaxiais de carregamento repetido, as cargas cíclicas aplicadas têm o objetivo de determinar o comportamento dos materiais em relação ao estado de tensões. A resposta dos materiais ensaiados, quando solicitados por carregamento cíclico, é composta por uma parcela elástica e outra plástica.

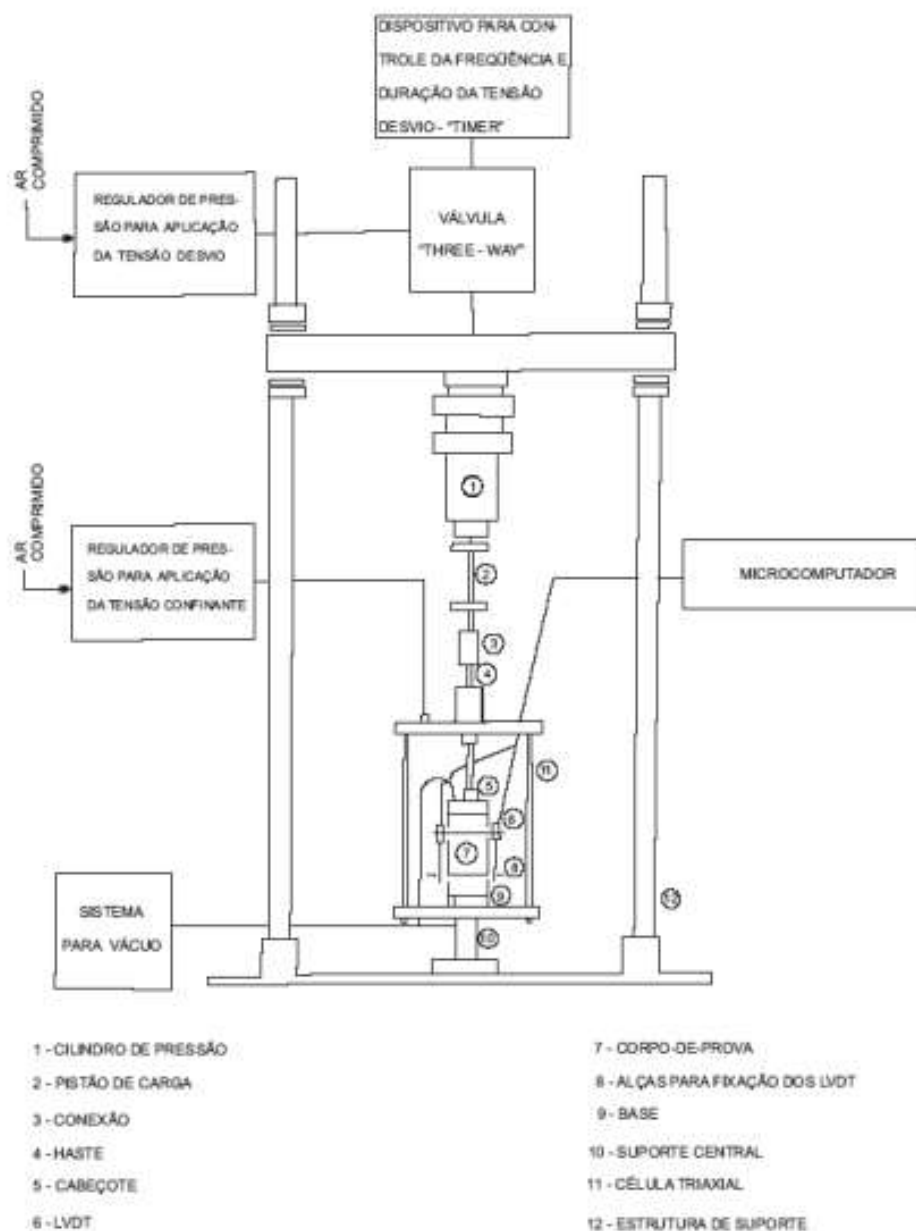


Figura 2.9 – Esquema do aparelho triaxial de carga repetida (DNIT 134/2010 -ME)

2.2.3 Solo Brita

Para base é comum o emprego de brita graduada simples (BGS) em grande parte do Brasil e, em algumas regiões, uma combinação de solo e brita, denominada solo-brita. É encontrado em algumas literaturas o termo solo-agregado, sendo assim denominada a mistura de solo laterítico com brita para utilização em bases que geralmente não se enquadram nas faixas granulométricas especificadas de britas.

A brita graduada simples (BGS) pode ter diferentes arranjos de faixas granulométricas, que devem apresentar distribuição bem graduada, podendo ser permeáveis ou medianamente permeáveis.

No DNER e DNIT a especificação mais comum de material para base é denominada de material estabilizado granulometricamente, não necessariamente fazendo referência a britas.

RIBEIRO (2006) fez um levantamento sobre o mercado consumidor de brita no Brasil, durante os anos 2000. Durante esse período foi constatado que cerca de 40% da produção de material britado era destinado para pavimentação. Porém, três anos após, em 2003, esse percentual caiu para 30%, sendo observado aumento no consumo desse material para as concreteiras. Segundo o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) o consumo de brita e cascalho no ano de 2015, está dividido em 32% para concreteiras e apenas 9% para pavimentação/usinas de asfalto, entre outros.

O município do Rio de Janeiro tem posição favorável em relação à exploração de pedreiras, sendo suprido por inúmeras pedreiras do próprio município, como também da região do Grande Rio. RIBEIRO (2006) comenta que a maioria das rochas das pedreiras da região metropolitana do Rio de Janeiro é de granito ou de gnaisses.

Para RAMOS (2003), há uma grande importância de instituir normas com critérios de seleção que proponham valores mínimos ou máximos para as propriedades dos agregados em função da rocha matriz. As pedreiras exploram maciços rochosos de diferentes origens gerando materiais de diferentes qualidades, que podem atuar de forma diferente quando empregados na construção de camadas de pavimentos.

As distribuições granulométricas, ou curvas granulométricas, são representadas por diversos tamanhos das partículas em porcentagem referentes às peneiras pré-selecionadas, sendo determinadas por meio do peneiramento. Variações de curvas granulométricas podem ser montadas por meio de métodos distintos e feitas composições granulométricas de acordo com a necessidade e objetivo de uso. Com referência à seleção dos materiais, e também seu tamanho máximo e sua graduação, os órgãos rodoviários, em geral, têm especificações que indicam a distribuição granulométrica mais usual por meio de faixas pré-fixadas e alguns critérios de qualidade dos agregados para cada aplicação.

As misturas de brita com solo arenoso fino laterítico apresentam maiores CBR quando comparadas às misturas com argila laterítica, mas os critérios de seleção devem

ser atualmente revistos, sendo mais apropriado analisar o desempenho pelos ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente.

Pode-se dizer que o uso de bases de argila misturada com brita precedeu o uso do solo arenoso fino laterítico, misturada ou não com brita descontínua. Essa mistura foi muito utilizada na região da Grande São Paulo devido ao seu bom desempenho e facilidade de construção (RESENDE, 1999).

SOUSA (1979) propôs que a brita utilizada para a mistura solo-brita deveria ter graduação descontínua, passante na peneira de 25 mm, tipo bica corrida ou uma composição de brita 1 e pedrisco. Para a obtenção do solo-agregado recomendava ainda a incorporação de no mínimo 50% de brita em peso seco.

Para se obter uma mistura de solo-brita coesiva é preciso selecionar o do tipo de solo a ser empregado. Misturas coesivas são aquelas em que o solo laterítico usado apresenta, quando ensaiados pelo método MCT, valores de coeficiente c' entre 1,0 e 1,7, sendo a resistência dependente tanto da coesão das partículas como do ângulo de atrito interno. Já as misturas pouco ou não-coesivas são aquelas em que o solo apresenta c' variando entre 0,3 e 1,0, onde a resistência depois de compactadas se deve ao ângulo de atrito interno (RESENDE, 1999).

VILLIBOR (1995) explica que a mistura de solo-brita começou a ser implantada no estado de São Paulo ainda na década de 1950, sendo chamada de “virado paulista”. Esse material tem sido empregado em misturas distintas de 80% de brita e 20% de solo ou, no máximo 70% de brita 30% de solo, em vias de tráfego médio e pesado, com sucesso.

NOGAMI e VILLIBOR (1995) dizem que é ideal, para a obtenção de um solo-agregado de bom desempenho, a utilização de solos da classificação tipo LA (laterítico areia), LA' (laterítico arenoso) ou LG' (laterítico argiloso), por apresentarem propriedades mecânicas e hidráulicas dentro das exigências consideradas adequadas para esta composição. Realizaram estudos com elevada quantidade de argila laterítica (ultrapassando os 50%) na mistura com brita, para justificar o interesse econômico, por mais que as especificações tradicionais indicassem apenas porcentagem da ordem de 15% de solo. Baseado nesses estudos, houve um aumento, em São Paulo, da utilização da brita descontínua devido à facilidade de mistura. As análises em laboratório ainda foram por meio dos ensaios de CBR, mas pode-se observar a interferência da brita nas condições de

compactação da argila. Observa-se que quando a brita é colocada em uma mistura rica em argila laterítica, isso contribui para o desenvolvimento de trincas menos abertas.

Em estudos executados em laboratório, BARROS (1978) analisou sub-bases e bases de mistura argila laterítica com brita de graduação descontínua, obedecendo a granulometria das britas comerciais denominadas de nº1 (passando pela peneira 19,6 mm) e nº2 (passante na peneira 25,4 mm). Avaliou por meio do ensaio de CBR, 25% de brita sobre a massa total seca, e construiu trechos que tiveram desempenhos considerados satisfatórios.

RESENDE (1999) avaliou uma rodovia do Distrito Federal, composta pela mistura de 80% de brita com 20% de argila laterítica, constatando que o trecho mostrou comportamento estrutural satisfatório. Porém, essa mistura não se tornou viável pelo elevado custo da brita na região, inviabilizando economicamente a utilização de misturas com altos teores de brita.

SILVEIRA (2000) avaliou misturas de solo-agregado, com frações de solo nas proporções de 20% e 40%, em relação ao peso seco da mistura. Adotou como agregado, porções de brita retidas nas peneiras de 1'', 3/4'', 3/8'', nº4 e a parcela de fino foi contribuição do solo. Os resultados obtidos para as misturas de solo-agregado indicaram ser apropriado para uso em base e sub-base de estruturas de pavimentos urbanos.

COUTO (2009) apresenta as principais especificações nacionais e internacionais relacionadas a misturas de materiais granulares e solos. Como comentários em relação aos principais aspectos de cada norma. Essas normas têm como finalidade classificar granulometricamente os materiais objetivando a graduação entre as partículas para que não exista vazios na mistura. Com base em tabela apresentada por Couto (2009) foi montada a Tabela 2.3 onde foram acrescentadas as especificações do DER PR e DNIT que não constavam da tabela original.

Tabela 2.3 – Principais normas sobre Solo-Brita (modificado de Couto, 2009)

Órgão	Agregado	Solo	Especificação
<i>Especificação americana ASTM Internacional D1241 (2000)</i>	Abrasão Los Angeles < 50% Material retido na peneira de nº10 (2,0 mm)	Limite de liquidez < 25% índice de plasticidade < 6%	Tipo I: mistura de materiais pétreos granulares britados, areia natural ou partículas minerais. Tipo II: misturas de materiais pétreos granulares britados, areia passante na peneira nº 200.
<i>Solo-brita. Determinação de dosagem - NBR 12053 da ABNT (1992)</i>	-	Utiliza misturas de 0%, 10%, 20%, 30% e 40% de solo em relação ao total da mistura.	Especifica-se ISC > 80% para bases e ISC > 60% para sub-bases, expansão < 0,5%
<i>Material para sub-base ou base de solo-brita - EB - 2014 da ABNT (1991)</i>	Deve apresentar diâmetro máximo menor que 50,8 mm Abrasão Los Angeles < 40%	ISC > 20% e expansão < 0,5% Compactado na energia intermediária	Os critérios de aceitação da mistura são baseados exclusivamente em ISC: ISC > 80% para bases e ISC > 60% para sub-bases
<i>Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico - brita descontínua - SLBD - ET - DER - P00/003</i>	Abrasão Los Angeles < 50% Granulometria 100% passante na peneira 25 mm. Índice de forma > 0,5; Partículas lamelares < 10%	Solos de granulação fina, com diâmetro inferior a 2,00 mm, pertencentes aos grupos LA', LA ou LG'.	Especifica-se que: ISC > 80 % para bases com N > 5×10 ⁶ ; ISC > 70 % para bases com N < 5×10 ⁶ ; ISC > 30 % para sub-bases
<i>Especificação – Base estabilizada granulometricamente – DNER – ES 303 (1997)</i>	Abrasão Los Angeles < 55% Material retido na peneira de nº10 (2,0 mm)	ISC > 60% Limite de liquidez < 25% índice de plasticidade < 6%	É especificado que se deve estabelecer cuidados em relação ao manejo ambiental a ser feito durante a execução dos serviços
<i>Sub-base estabilizada com utilização de solo laterítico – DERBA – ES- P/03 (2001)</i>	-	Expansão < 0,2% Material laterítico ISC mínimo 20%	Especifica-se em relação aos equipamentos, execução, transporte e espalhamento da mistura, manejo ambiental e controle tecnológico.

Tabela 2.3 – Principais normas sobre Solo-Brita (modificado de Couto, 2009) - continuação

Órgão	Agregado	Solo	Especificação
<i>Especificação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico - DNIT 098 – ES (2007)</i>	Abrasão Los Angeles < 65% Equivalente de areia >30%	Limite de liquidez < 40% índice de plasticidade < 15%	Especifica-se que: ISC >80 % para bases com N > 5×10 ⁶ ; ISC >60 % para bases com N < 5×10 ⁶
<i>Sub-base ou base de solo brita – ET – DER/P00/006(2006)</i>	Granulometria 100% passante na peneira 19,00 mm. Abrasão Los Angeles < 50% Índice de forma > 0,5	Limite de liquidez < 25% índice de plasticidade < 6%	Especifica-se que: ISC >80 % para bases com N > 5×10 ⁶ ; ISC >70 % para bases com N < 5×10 ⁶ ; ISC >30 % para sub-bases
<i>Especificação – Base estabilizada granulometricamente – DNIT 141 (2010)</i>	Abrasão Los Angeles < 55% Equivalente de areia >30%	Limite de liquidez < 25% índice de plasticidade < 6%	Especifica-se que: ISC >80 % para bases com N > 5×10 ⁶ ; ISC >70 % para bases com N < 5×10 ⁶ ;
<i>Especificação – Camadas estabilizadas granulometricamente – DER/PR – ES – P07 (2005)</i>	Abrasão Los Angeles < 55%	Limite de liquidez < 25% índice de plasticidade < 6%	Especifica-se que: ISC >80 % para bases com N > 5×10 ⁶ ; ISC >60 % para bases com N < 5×10 ⁶ ;
<i>Especificação – Solo arenoso – Brita – DER/PR – ES – P09 (2005)</i>	Abrasão Los Angeles < 50% Ensaio de lamelaridade >20%	Material arenoso	Especifica-se que: ISC >80 % para bases com N > 5×10 ⁶ ; ISC >70 % para bases com N < 5×10 ⁶ ; Porcentagem máxima, em peso, de solo na mistura de 40%.

Tabela 2.3 – Principais normas sobre Solo-Brita (modificado de Couto, 2009) - continuação

Órgão	Agregado	Solo	Especificação
<i>Especificação – Solo argiloso – Brita – DER/PR – ES – P10 (2005)</i>	Abrasão Los Angeles < 50% Ensaio de lamelaridade >20%	Solo recomendado o latossolo roxo oriundo dos basaltos da formação Serra Geral.	Especifica-se que: Porcentagem máxima, em peso, de solo na mistura de 35%.

Ao analisar a Tabela 2.3 observa-se que a grande maioria das normas faz referência ao índice de Suporte Califórnia em relação ao valor de N, que define tráfego, não fazendo nenhuma indicação sobre os ensaios de DP ou MR para materiais ou misturas. Não há também, nenhuma especificação nas normas sobre método de compactação ou homogeneização diferenciada para essas misturas, apenas é comentado para ter maior atenção em relação à execução, transporte e espalhamento da mistura, manejo ambiental e controle tecnológico

A Tabela 2.3 apresenta as principais normas de solo-brita vigentes no Brasil pelos órgãos rodoviários. Lista-se, a seguir, uma análise sobre as principais características indicadas, tanto para o solo quanto para o material granular, para compreender quais materiais são mais indicados pelas normas, para utilização na construção de um trecho. Destacam-se estes principais pontos:

- Abrasão Los Angeles: em relação às normas apresentadas, todas especificam que o valor resultante do ensaio deve ser inferior a 65 ou 50%, e quanto menor for o valor requerido, mais resistente a quebras, degradação e desintegração será o material granular ensaiado;
- Composição granulométrica: sobre os agregados, algumas normas indicam que o material tenha tamanho máximo nominal de 19 ou 25 mm, representando a parte graúda da mistura, já em relação aos solos, uma indicação que seja passante na peneira de 2,0 mm, sendo que a mistura deve ser composta de no máximo entre 35 a 40% em peso de solo;
- Índice de Suporte Califórnia: como já comentado, esse é o único ensaio considerado como base para essas normas, e que os limites aceitáveis de ISC

para base são valores resultantes maiores que 80% para o Proctor intermediário e valores menores que 60% para sub-base de pavimento;

- d) Limites de Atterberg: é especificado em algumas normas que o material fino, passante na peneira de nº 40, apresente valores de $LL < 25\%$ e $IP < 6\%$.

Conclui-se então que a grande maioria das normas vigentes não especifica claramente a natureza do material que deve ser utilizado, somente a norma Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico – brita descontínua – SLBD – ET – DER P00/003 (2005) e Especificação – Solo argiloso – Brita – DER/PR – ES – P10 (2005) indica a classificação do solo.

YODER e WITCZAK (1975) descrevem as principais propriedades do solo-agregado, salientando que a estabilidade de uma mistura desse tipo, depende muito da granulometria, da forma das partículas, da densidade relativa, do atrito interno e da coesão. Ainda apontam que um material granular terá máxima estabilidade quando mobilizar o atrito interno ao resistir à deformação em cada estado de tensões. Como pode ser observado na Figura 2.10, existe uma graduação entre as partículas que classifica o solo-agregado em três estados físicos, que levam em conta conceitos de densidade e estabilidade.

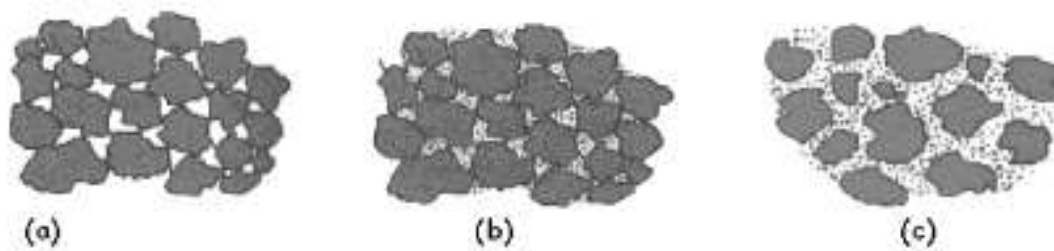


Figura 2.10 - Tipos de solo-agregado (YODER e WITCZAK, 1975).

Estes tipos de solo-agregado, segundo a visão tradicional de YODER e WITCZAK (1975) para a condição de solos de clima temperado, são descritos como:

- a) Solo-agregado sem finos: é representado pela mistura que tem uma parcela muito pequena, ou inexistentes de finos, ou seja, pequena parcela de material que passa na peneira de número 200. A estabilidade ocorre pela graduação da mistura e a resistência pelo contato entre os grãos. Caracterizam-se pela baixa

densidade e sensibilidade às ações de congelamento e variação da umidade. No entanto, são de difícil compactação pelo caráter não coesivo da mistura;

- b) Solo-agregado com finos: nesta condição, a quantidade de finos presente é suficiente para preencher os vazios entre os agregados, mas permitindo que ocorra o contato entre os grãos, com aumento da resistência. Tem densidade alta, permeabilidade mais baixa e, moderadamente susceptível às variações climáticas. Apesar da dificuldade moderada em receber compactação, apresenta os melhores resultados de resistência depois de compactados;
- c) Solos-agregado com muitos finos: neste caso, não ocorre o contato entre os agregados que, praticamente, flutuam dentro do solo. Tem baixa densidade, tem o comportamento alterado frente ao clima e à presença d'água. Paradoxalmente, os aspectos construtivos são facilitados, com comportamento impermeável dependendo dos finos.

Para utilização em bases e sub-bases de pavimentos, as normas do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER), Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) juntamente com o DNER indicam o tipo (a) e (b) de mistura, por permitirem o contato entre as partículas.

Porém, ao se passar a avaliar o comportamento de solo-brita com solos tropicais e pelos ensaios de carga repetida, muitos pontos desta visão tradicional não se sustentam como comprovam os trechos já construídos em São Paulo, por exemplo, com solo laterítico – brita, descontínuos ou não.

BERNUCCI et al. (2010) abordam que é empregado com maior frequência as misturas do tipo (b) e (c), chamadas de solo-brita ou solo-areia. O tipo (c) tem sido denominado também de solo-brita descontínuo. O importante nessas misturas é a natureza do material fino que, quando tem características lateríticas podem ser usadas com sucesso. Este fato se deve principalmente por: ausência do ciclo gelo-degelo, drenagem favorecida, umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material da base, natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco na presença d'água, apesar da plasticidade às vezes elevada.

Deve-se sempre considerar os ensaios de cargas repetidas no estudo do comportamento dos materiais empregados na pavimentação, especialmente para avaliar

a importância da influência da quantidade de finos e graúdos, quando se utiliza a variação das curvas granulométricas, a fim de verificar a compatibilidade de faixas já definidas por outros critérios em relação às deformações permanentes e ao MR.

Como visto na Tabela 2.3, são distintas as faixas indicadas por órgãos rodoviários para aplicação em base/sub-base de mistura solo-brita que é o foco desta dissertação. Pode-se perceber que as distribuições granulométricas variam de faixa para faixa e serão exploradas mais as especificações do DER/PR, que tem duas normas de solo-brita, as do DER-SP e outra com a especificação do DNIT.

Buscaram-se na literatura trabalhos referentes à MR e DP de misturas solos-brita. Porém, para esse tipo de mistura, é mais realizado ensaios de ISC, pois, como observado na Tabela 2.4, as normas fazem referência a especificação dos valores de ISC e não de valores resultantes de ensaios como MR e DP.

Tabela 2.4 – Exemplos de valores de ICS e MR encontrados na literatura para Solo-Brita

Autor	Materiais		Ensaio			Resultados
	Solo	Brita	ISC	MR	DP	
DANTAS (2014)	60%	40%	x			ISC= 66,6%
	40%	60%	x			ISC= 40%
BRAZETTI (1993)	30%	70%	x			ISC= 45%
	20%	80%	x			ISC= 50%
	60%	40%	x			ISC= 24,9%
BORRÉ (2013)	50%	50%	x			ISC= 27,3%
	40%	60%	x			ISC= 15%
	30%	70%	x			ISC= 79,3%
BEZERRA (2004)	50%	50%		x		MR = 207MPa
	30%	70%		x		MR = 236 MPa
COUTO (2009)	40%	60%	x			ISC= 60%
MOTTA (1991)	70%	30%			x	DP = 3,33 mm

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os métodos empregados durante a pesquisa, os procedimentos usados para caracterização, classificação e determinação do comportamento mecânico dos materiais estudados. No fluxograma da Figura 3.1 é apresentado o planejamento das atividades da presente pesquisa, visando obter os elementos para cumprir o objetivo proposto de contribuir com o estudo de solo-brita, considerando novos critérios de análise.

São apresentados na Tabela 3.1 a quantificação dos materiais, bem como o número de corpos de provas feitos durante o período de pesquisa, observa-se um grande número de amostras realizadas para o ensaio de DP, pelo fato de terem ocorridos alguns erros e contratempos na pesquisa. Foram selecionados três solos e uma brita, todas utilizadas em obras de pavimentos, e com esses materiais, definidas cinco misturas, seguindo alguns critérios que serão explicados mais adiante.

Tabela 3.1 – Quantidade de corpos de prova realizados e material para cada ensaio usados na durante esta pesquisa

Ensaio	Corpos de prova	Materiais (kg)			
		Solo NA'	Solo NG'	Solo LG'	Brita
Curva de Compactação	66	110	110	110	120
Módulo de Resiliência	45	110	110	110	120
Deformação Permanente	100	110	110	110	120
TOTAL	211	330	330	330	360

Com a definição dos materiais (solos e brita) que foram utilizados nesta pesquisa, determinaram-se as misturas solo-brita que seriam realizadas e analisadas. Para definir as misturas, foram utilizadas diferentes normas vigentes, visando enquadrá-las nas faixas granulométricas ou em outros critérios para estudar seu comportamento. As misturas realizadas estão expressas na Tabela 3.2, com a quantidade de corpos de provas para os respectivos ensaios mecânicos.

No final do capítulo, é apresentada a descrição dos critérios de definição das misturas realizadas e algumas dificuldades encontradas.

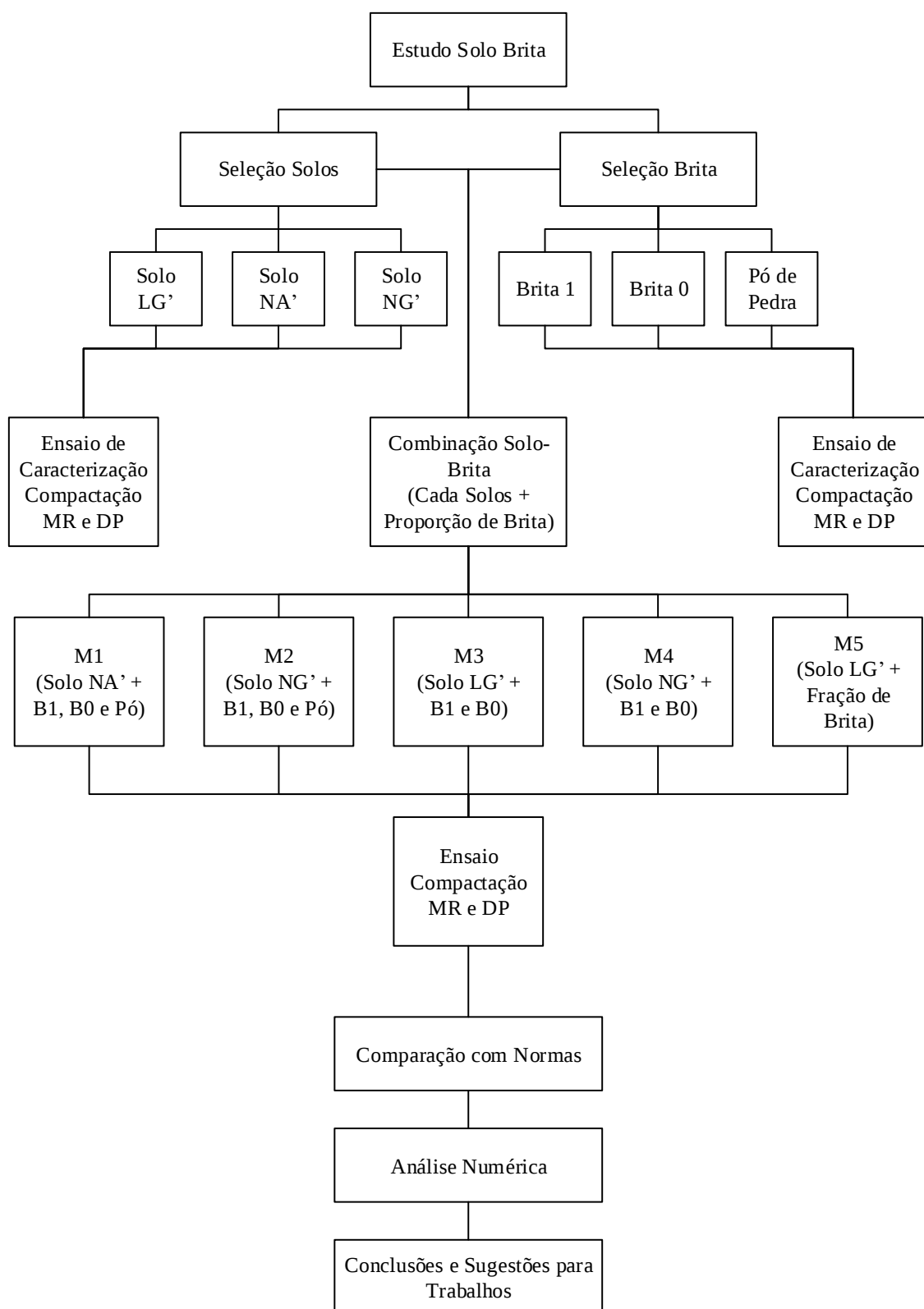


Figura 3.1 – Esquema de planejamento dos experimentos desta pesquisa

Tabela 3.2 – Quantidade de amostras que devem ser realizadas para cada ensaio segundo as normas vigentes

Mistura	Fração brita	Tipo Solo	Deformação Permanente	Módulo de Resiliência	Curva de Compactação
M1	B1, B0 e Pó	NA'	9	3	5
M2	B1, B0 e Pó	NG'	9	3	5
M3	B1 e B0	LG'	9	3	5
M4	B1 e B0	NG'	9	3	5
M5	B1 e B0	LG'	9	3	5

3.1 Materiais

3.1.1 Solo

Para esta pesquisa foram utilizados três solos, sendo dois solos provenientes da mesma jazida e outro coletado em outra jazida, a jazida Eco Ambiental. Os solos coletados na mesma jazida foram identificados por meio do ensaio de MCT como não lateríticos, um apresentando textura arenosa, identificado como NA', e outro com características argilosas nomeado de NG'. Já o solo coletado em outra jazida, a jazida Eco Ambiental, pelo mesmo ensaio, apresentou comportamento laterítico, sendo assim denominado LG', solo argiloso laterítico.

Os solos LG', NA' e NG' foram devidamente secos em estufas, homogeneizados e guardados em saquinhos de 4,5 kg cada. Pela identificação do Laboratório de Geotecnia da COPPE foram identificados como S:1521, S:1492 e S:1494, respectivamente.

A jazida 1 é da Magé Mineração, localizada na cidade de Magé, Baixada Fluminense no estado do Rio de Janeiro e desta foram coletados os solos NG' e NA'. A escolha destes dois solos foi motivada por estarem sendo utilizados na camada de base, numa duplicação de uma rodovia federal próxima ao local da jazida. Ambos se situam na parte superior da pedreira. Como estes dois materiais apresentam comportamento não laterítico, buscou-se outro solo, com comportamento laterítico para possibilitar uma análise mais abrangente e completa quando misturados com a brita que também é desta pedreira. Já o outro solo foi coletado na jazida Eco Ambiental, e está sendo utilizado em

outra pesquisa em andamento, da aluna de doutorado Caroline Lima. Na Figura 3.2 pode ser observada a localização da jazida 1 de extração dos solos não lateríticos e da brita, já a Figura 3.3 apresenta uma visão dos três solos e na Figura 3.4 é mostrado os solos não lateríticos dentro dos “bags”.



Figura 3.2 – Localização da Magé Mineração (Google Earth)



Figura 3.3 – Imagem dos três solos utilizados nesta pesquisa



Figura 3.4 – Foto do solo NA'(a); foto do solo NG' (b) nos “bags” ao chegarem no laboratório

3.1.2 Brita

Foi utilizada uma única fonte de material granular britado para realização da presente pesquisa, em três diferentes tamanhos: brita 1, brita 0 e pó-de-pedra, sendo um granito-gnaiss oriundo da jazida 1 e que também está sendo utilizado no trecho de rodovia federal ainda em construção. Esse material foi identificado pelo laboratório como S:1502. A preparação foi secar em estufa e estocar em caixas com capacidade para 40 kg cada, para maior facilidade de manuseio. Na Figura 3.5 podem ser observadas as dimensões da brita utilizada, nas suas três porções que chegaram ao laboratório em grandes “bags”, conforme indicado na Figura 3.6.



Figura 3.5 – Imagem das três frações da brita usadas na presente pesquisa

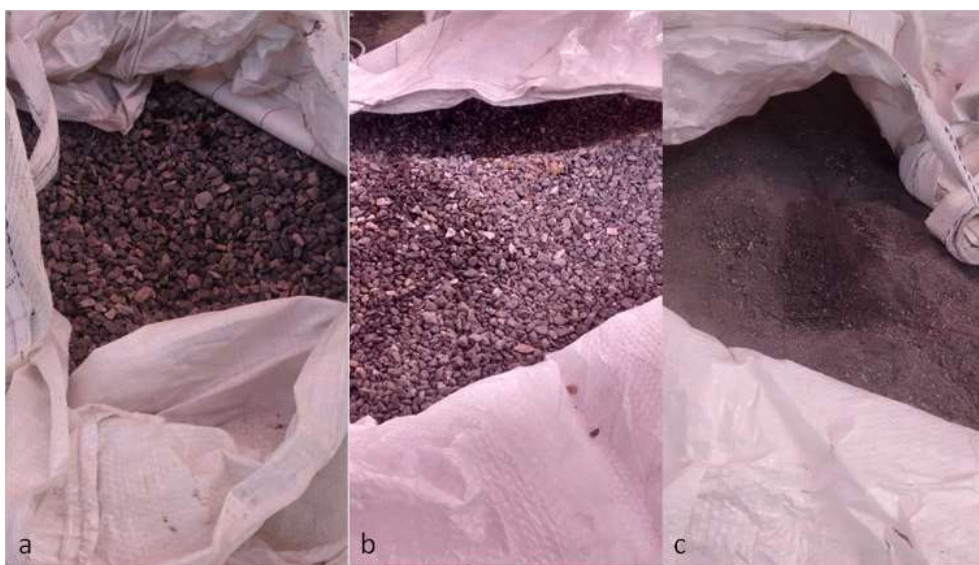


Figura 3.6 – Imagem das britas estocadas nos “bags”, brita 1 (a); brita 0(b) e pó-de-pedra (c)

3.2 Métodos de Caracterização Física e Mecânica

São apresentados neste item, os ensaios de caracterização que foram realizados com a brita e com os três solos usados nesta pesquisa. São discutidos os ensaios que foram realizados em ambos os materiais, como ensaio de compactação, de Deformação Permanente e Módulo de Resiliência, ensaios realizados no material granular, como massa específica aparente e absorção dos agregados graúdos e finos, angularidade do agregado fino, equivalente de areia, granulometria por peneiramento, Treton e Abrasão

Los Angeles e ensaios realizados para caracterizar os solos, como limites de liquidez e plasticidade, ensaios da Metodologia MCT, ensaio de expansão E mineralogias das argilas e siltes.

3.2.1 Ensaio de Compactação

O ensaio é normatizado pela NBR 7182/1986, da ABNT, e consiste na aplicação de uma força mecânica no material, provocando a redução do índice de vazios melhorando suas propriedades mecânicas. Por meio do ensaio de compactação é possível obter a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco do material, quando compactado em uma determinada energia adotada. Para isso, pode-se realizar o ensaio na energia normal, intermediária ou modificada, com a aplicação de diferentes números de golpes.

Após o material ser seco em estufa e quarteado, são separadas 5 porções, em sacos de aproximadamente 4,5 quilos cada, homogeneizadas e levadas para câmara úmida por cerca de 24 horas, para poder traçar os pontos da curva. Homogeneizam-se as porções cada uma em umidades diferentes, todas calculadas e com variação de 1 a 2% de umidade, com a finalidade de encontrar a ótima do material. Geralmente são feitos dois pontos no ramo mais seco, dois pontos no ramo mais úmido e um próximo à umidade ótima provável do material.

No dia do ensaio, compactam-se as amostras na energia definida, retiram-se duas cápsulas de cerca de 100 gramas cada de material para determinar a umidade, pesa-se e leva-se para estufa. Após a compactação, também é pesado e levado para estufa o corpo de prova, para definir sua umidade. No outro dia, pesa-se novamente e, então, com os dados de umidade e massa específica de cada ponto, é possível traçar a curva para definir a umidade ótima verdadeira do material. Pode-se definir a curva em relação às umidades das cápsulas ou dos corpos de prova.

Esse processo de traçar a curva de compactação por meio das umidades dos corpos de provas é comumente realizado para materiais granulares ou mistura solo-brita, visto que, a porção que é retirada para cada cápsula pode não ser representativa do todo.

Todos os ensaios de compactação foram realizados no molde tripartido com dimensões de 10x20 cm utilizando o compactador mecânico, sendo importante ressaltar, que foi adotada, em todos os corpos de prova, a energia intermediária de compactação.

Na Figura 3.7 é apresentado o compactador mecânico do Laboratório de Pavimentos da COPPE/UFRJ e, na Figura 3.8, a sequência de imagens do material homogeneizado na bandeja, estocado no saco e já moldado após a retirada do cilindro tripartido.

A decisão sobre a energia a ser utilizada se baseou nas especificações mais correntes de materiais para sub-base. Provavelmente alguns dos materiais desta pesquisa poderiam apresentar desempenho melhor caso a energia de compactação fosse maior.



Figura 3.7 – Equipamento de compactação mecânica usados nesta pesquisa



Figura 3.8 – Exemplo de passos da preparação dos corpos de prova dos materiais desta pesquisa

3.2.2 Ensaio de Deformação Permanente

Os ensaios de DP foram feitos segundo o método proposto por GUIMARÃES (2009) e pela norma em fase de aprovação pelo DNIT, que visa determinar a deformação permanente de um material em relação a um estado de tensões particular e também a definição dos parâmetros do modelo de comportamento de deformação permanente com o estado de tensões e número de ciclos, para ser usado em projeto de dimensionamento de pavimentos.

Para a realização do ensaio foram utilizados nove pares de tensões, propostos por Guimarães (2009), que fazem parte da Instrução de Ensaio a ser normalizada pelo DNIT, e a frequência da carga repetida de 2 Hz, com 150.000 ciclos de repetição, no mínimo, em cada par. Aplica-se inicialmente 50 ciclos de carga, para garantir o contato entre o pistão e o cabeçote, evitando que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação do corpo de prova. Os corpos de prova são moldados por meio do ensaio de compactação, já explicado, na sua respectiva umidade ótima. Na Figura 3.9 pode ser observado o equipamento triaxial utilizado nesta pesquisa.



Figura 3.9- - Equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado nesta pesquisa

3.2.3 Ensaio de Módulo de Resiliência

Este ensaio foi realizado baseado na norma DNIT 134/2010-ME que objetiva determinar os valores de módulo de resiliência de solos e materiais granulares para várias tensões aplicadas, utilizando o equipamento triaxial de carga repetida. O ensaio triaxial de carga repetida é caracterizado pela aplicação da tensão desvio aplicada verticalmente no topo da amostra, de forma cíclica no sentido de compressão. É realizado no mesmo equipamento que se faz o ensaio de deformação permanente.

Para a realização deste ensaio são moldados três corpos de prova na umidade ótima obtida pela curva de compactação, com dimensões de 10x20 cm, compactados na energia Proctor intermediária (assim definido nesta pesquisa). Estes corpos de prova foram moldados exclusivamente para a realização deste ensaio.

O ensaio consiste em duas etapas, a primeira é a etapa de condicionamento, e, a segunda, da obtenção do módulo de resiliência propriamente dito. A primeira etapa tem como objetivo minimizar os efeitos de deformação plástica e da história de tensões. Nela, são aplicados três conjuntos de 500 golpes cada, em diferentes pares de tensões. Já na segunda etapa, mede-se a deformação específica resiliente correspondente à aplicação dos pares de tensões confinante e desvio.

3.2.4 Massa Específica Aparente e Absorção dos Agregados Graúdo e Fino

Para este ensaio são realizados métodos diferentes para encontrar a massa específica aparente e absorção dos agregados graúdos e dos agregados finos, descritos a seguir.

i. Agregado Graúdo

Baseou-se na norma DNER- ME 195/97, que indica que a massa da amostra a ser ensaiada varia conforme a dimensão máxima do agregado. Primeiramente separa-se o material a ser ensaiado lavando a amostra sobre a peneira de 4,8 mm, levando o material lavado para estufa, a fim de secar por 24 horas. Após esse período, retira-se a amostra da estufa e deixa esfriando ao ar. Com a amostra totalmente seca, imergir o agregado em água a temperatura ambiente, deixando-o por 24 horas. Depois disso, retira-se a amostra da água espalhando sobre um pano absorvente para que a película de água visível seja

eliminada, posteriormente pesando a amostra para saber o peso da amostra saturada. Então, a amostra volta a ser imersa em um cesto metálico para saber seu peso, sendo submerso, o cesto acoplado com uma haste na balança. Após esse processo, retira-se o material da água, e o leva a estufa para determinar a massa seca do agregado.

Para encontrar a massa específica na condição seca e na condição saturada, utilizam-se as seguintes equações, 4 e 5, respectivamente:

$$G_{ap} = \frac{M_s}{M_h - L} \times 0,9971 \quad (4)$$

Onde:

G_{ap} = massa específica do agregado na condição seca (g/cm³);

M_s = massa do agregado seco (g);

M_h = massa do agregado na condição saturada (g);

L = leitura na balança correspondente ao agregado imerso em água (g);

0,9971: massa específica da água a 25°C.

$$a = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \quad (5)$$

Onde:

a = massa específica do agregado na condição de superfície saturada seca (g/cm³).

ii. Agregado fino

Para o agregado fino utilizou-se a norma DNER-ME 084/95 - determinação da densidade real. A norma indica que deve ser utilizado cerca de 500 gramas do material retido entre as peneiras de abertura 4,8 e 0,075 mm já seca em estufa. Primeiramente pesa-se o picnômetro vazio, após coloca-se a amostra, cuidadosamente e pesa-se novamente. Posterior a isso, completa-se com água destilada, e leva-se para aquecer por cerca de 15 minutos, ou até expulsar todo ar presente, e esfria-se o picnômetro em banho de água de 25 °C. Completa-se o picnômetro com água destilada e pesa-se novamente. Por fim, retira-se a amostra de dentro do picnômetro, lava-o e completa com água destilada novamente para fazer a pesagem final. A densidade real do agregado fino é dada pela equação 6:

$$D_{25} = \frac{b-a}{(d-a)-(c-d)} \quad (6)$$

Onde:

D_{25} = densidade real do agregado fino a 25°C

a = massa do picnômetro vazio (g);

b = massa do picnômetro mais amostra (g);

c = massa do picnômetro mais amostra mais água até o topo (g);

d = massa do picnômetro cheio d'água (g).

3.2.5 Angularidade do Agregado Fino

Para este ensaio foi utilizada a norma ASTM C 1252, determinando a porcentagem de vazios em amostras soltas não compactadas de agregados miúdos. Este método propõe três procedimentos que podem ser empregados para a realização do ensaio e foi utilizado o método A que se refere à amostra de granulometria selecionada, onde se emprega uma granulometria padrão de agregados miúdos que é obtida pela combinação de frações individuais desses agregados.

Deve-se utilizar 190 gramas de material, que passará pelo funil do equipamento, com uma altura fixada, até atingir o cilindro de volume padrão. O volume de vazios é determinado pela diferença entre o volume do cilindro e o volume absoluto da amostra nele despejada, calculado pela equação 7.

Para o método adotado, método A, na norma indica-se que seja realizado o procedimento duas vezes, e utilizada duas determinações.

$$U = \frac{V - \left(\frac{F}{G}\right)}{V} \times 100 \quad (7)$$

Onde:

V: volume do cilindro de medição (ml);

F: massa do agregado graúdo retido no cilindro (g);

G: densidade aparente seca específica do agregado graúdo.

3.2.6 Angularidade do Agregado Graúdo

Foi utilizada a norma americana AASHTO T 326-05 para analisar a angularidade da fração graúda do agregado, que tem por objetivo determinar o volume de vazios não compactados da amostra, considerando que o volume de vazios fornece uma indicação da angularidade, esfericidade e textura da superfície do agregado. A norma indica que podem ser realizados três procedimentos para determinação da medida do volume de vazios, porém, nesse item será descrito apenas o procedimento adotado.

Foi utilizado o método A que utiliza a granulometria de agregado graúdo padrão, obtida combinando as frações de peneiras individuais da curva de densidade máxima obtida por meio do tamanho máximo do agregado graúdo.

O ensaio consiste em pesar e combinar a quantidade de agregado graúdo descrito na norma, conforme o tamanho máximo nominal, já seco e peneirado. Após isso, despejar toda a amostra a ser ensaiada na seção do funil, destravando as portas no fundo do funil, deixando cair livremente o agregado dentro do cilindro medidor. Registra a massa do medidor vazio e a massa do medidor preenchido com agregado graúdo. O cálculo é feito por meio da equação 8, e a norma indica que deve ser feita a média com os resultados de dois ensaios.

$$U = \frac{V - \left(\frac{F}{G}\right)}{V} \times 100 \quad (8)$$

Onde:

V: volume do cilindro de medição (ml);

F: massa do agregado graúdo retido no cilindro (g);

G: densidade aparente seca específica do agregado graúdo

3.2.7 Equivalente de Areia

O ensaio seguiu a norma DNER-ME 054/97, que tem por finalidade a determinação da proporção relativa de materiais do tipo argila ou pó em amostras de agregado miúdo, visto que a presença de certos materiais os torna impróprios para utilização em pavimento. Em pesquisas na literatura, a norma ET-DE-P00/008 do DER-

SP para Sub-Base ou Base de brita graduada, indica que o equivalente de areia, para essas camadas, deve ser superior a 55%.

O ensaio consiste em utilizar a amostra com partículas menores do que 4,8 mm medida em volume numa cápsula padrão, colocada em uma proveta contendo uma solução de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e mantida em repouso por 20 minutos. Em seguida, o conjunto é agitado por 30 segundos e, após completar a proveta com a solução até um nível predeterminado, deixa em repouso por mais 20 minutos. Após esse período, é determinada a altura de material floculado em suspensão. Com um bastão padronizado que é introduzido na proveta, é determinada a altura de agregado depositado por sedimentação.

O equivalente de areia é determinado pela equação 9:

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (9)$$

Onde:

EA: equivalente de areia;

h_1 : altura do material floculado em suspensão (mm);

h_2 : altura do agregado depositado por sedimentação (mm).

3.2.8 Granulometria por Peneiramento

Este ensaio foi realizado de acordo com a NBR NM 248. Nela é especificada a quantidade de material que deve ser usado para o peneiramento, de acordo com o tamanho máximo da partícula do agregado. O peneiramento tem como função separar um material em frações, por meio de peneiras com dimensões definidas.

Essa norma indica que o material deve ser seco em estufa para evitar o efeito da umidade no peneiramento e fundamenta-se também na seleção das peneiras a serem usadas, que devem ser limpas e com abertura de malha em ordem crescente da base para o topo. Foi feita a agitação mecânica do conjunto por cerca de 15 minutos, tempo considerado razoável para permitir a separação dos diferentes tamanhos dos grãos das amostras pelo conjunto.

A escolha das peneiras a serem utilizadas no processo foi de acordo com a norma ET-DE-P00-008 – Sub-Base ou Base de brita graduada. Esta norma indica quatro faixas

granulométricas de enquadramento do material, bem como a tolerância permitida. O material granular proveniente da Mineração Magé enquadrou-se completamente na Faixa C proposta pela norma, sendo utilizada para esse enquadramento, proporção de cada fração (brita 1, brita 0 e pó de pedra). Esse processo é apresentado na Tabela 3.3 e representado na Figura 3.10.

Tabela 3.3 – Combinação das frações de brita para enquadramento em uma faixa granulométrica de base ou sub-base

Peneira de malha quadrada		MAGÉ MINERAÇÃO % Passante			Mistura (%)	ET-DE-P00-008 Faixa C % Passante	
ASTM	Abertura da peneira em mm	BRITA 2	BRITA 1	PÓ-DE- PEDRA			
2"	50	100	100	100	100	-	-
1 1/2"	37,5	100	100	100	100	-	-
1"	25	100	100	100	100	100	100
3/4"	19	98,65	100	100	100	-	-
3/8"	9,5	21,5	96,6	100	79,69	50	85
Nº 4	4,8	1,45	16,6	99,1	58,18	35	65
Nº 10	2	0,95	2	76,25	42,57	25	50
Nº 40	0,42	0,8	1,65	44,5	25,0	15	30
Nº 200	0,075	0,35	0,8	9,6	5,52	5	15

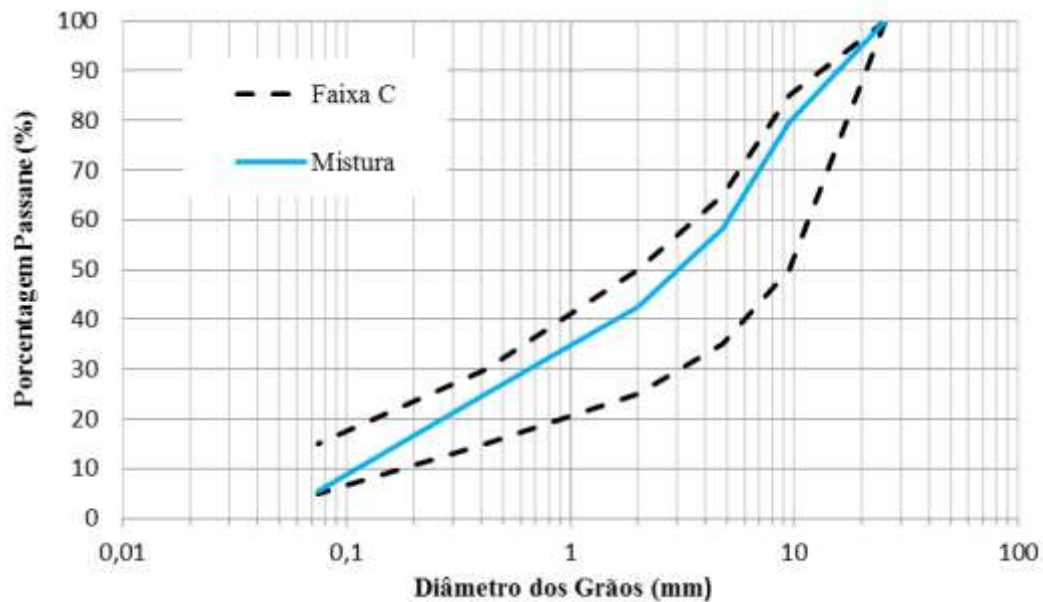


Figura 3.10 – Distribuição granulométrica de brita graduada usada nesta pesquisa

Para a curva da mistura das três frações de brita, apresentada na Figura 3.10, utilizou-se, como comentado, proporção de agregados, sendo esta composta de 25% de brita 1, 20% de brita 0 e 55% de pó-de-pedra. Foi proposta essa mistura compondo uma “BGS”, para servir de comparação, visto que nesta condição o material poderia ser individualmente usado como camada de base, e baseado nisso, realizaram-se ensaios de DP e MR dessa mistura de agregados.

3.2.9 Treton

O ensaio mecânico Treton foi baseado na norma DNER- ME 399/99 que objetiva determinar a perda ao choque em material pétreo britado no equipamento Treton. Para isso utilizou-se amostras obedecendo à faixa granulométrica padronizada, sendo o ensaio realizado no laboratório LEMETRO, do Departamento de Geologia da UFRJ.

A norma prescreve que devem ser utilizadas aproximadamente 20 partículas passantes na peneira de 19 mm e retidas na peneira de 16 mm, apresentando forma cúbica, bem angulares e do mesmo tamanho, sendo o seu peso do conjunto deve ser 50 vezes a massa específica das partículas do agregado a ensaiar.

As partículas da amostra a ensaiar são colocadas no fundo do cilindro oco, em contato com a face superior do cilindro maciço, deixando-se cair o martelo 10 vezes sobre a amostra de uma altura de 39,37 cm. Após isso, retira-se o material resultante e passa-se na peneira de malha 1,7 mm, pesando-se o material retido na peneira.

O resultado é obtido pela diferença entre a massa original da amostra e a do material retido na peneira de 1,7 mm e expressa em porcentagem. A perda ao choque do material é obtido pela média aritmética dos resultados obtidos de, no mínimo, 3 ensaios, e calculados conforme a equação 10:

$$T = \frac{M_1 - M_r}{M_1} \times 100 \quad (10)$$

Onde:

T = perda de choque (Treton);

M_1 = massa original da amostra (g);

M_r = massa do material retido na peneira de abertura 1,7 mm (g).

3.2.10 Abrasão Los Angeles

Este ensaio foi realizado de acordo com a NBR NM 51. BERNUCCI *et al.* (2010) indicam que o agregado deve apresentar habilidade para resistir a quebras, degradação e desintegração, e para camadas de base e revestimento de pavimentos, normalmente o valor de abrasão Los Angeles (LA) é limitado a um valor máximo que depende do órgão normalizador.

Nesse ensaio a amostra de agregado lavada e seca em estufa, com peso definido conforme a faixa estabelecida pela norma é colocada, juntamente com esferas de aço, com número definido pela graduação adotada, dentro do tambor. O tambor gira a uma velocidade de 30 a 33 rpm até completar 500 ou 1000 rotações. Após esse processo, o material é peneirado na peneira de 1,7 mm, lavado o que ficou retido nesta peneira e levado a estufa para secagem. Depois de 24 horas o material é pesado e realizado o cálculo de perda por abrasão por meio da equação 11. Para esse ensaio, foi utilizada a graduação B, e a norma específica que devem ser utilizadas 11 esferas e realizadas 500 rotações.

$$P = \frac{m - m_1}{m} \times 100 \quad (11)$$

P: porcentagem de perda por abrasão;

m: massa da amostra seca (g);

*m*₁: massa do material retido na peneira de abertura 1,7mm após abrasão (g).

3.2.11 Ensaios da Caracterização Física dos Solos

Os ensaios de caracterização física são aqueles que têm como finalidade determinar as propriedades físicas fundamentais do solo. Para Pinto (2002) as partículas finas constituintes do solo influenciam diretamente no comportamento do mesmo, visto que, por serem pequenas e possuírem maior área específica, quando em contato com a água, apresentam comportamento diferenciado. Os ensaios foram realizados conforme as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Foram realizados os ensaios de limite de liquidez e de limite de plasticidade segundo a NBR 6459/1984 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez (LL) e a NBR 7180/1984 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade (LP). Por meio dos dados

resultantes destes dois ensaios, pode-se encontrar o Índice de plasticidade, aplicando-se a equação 12:

$$IP = LL - LP \quad (12)$$

O ensaio de granulometria com sedimentação tem como finalidade o estudo da granulometria do solo, identificando seus componentes, referente às dimensões de cada partícula e a porcentagem presente das mesmas, foi realizado de acordo com a norma NBR 7181/1984.

Já o ensaio de determinação da densidade real dos solos, foi realizado conforme a NBR 6508/1984.

Por fim, realizou-se o ensaio descrito na NBR 14545/2000, que tem como finalidade determinar o coeficiente de permeabilidade à carga variável a percolação de água no solo em regime de escoamento laminar. Este ensaio foi realizado para as misturas M1 e M2, para determinar a permeabilidade destas misturas com umidade diferentes.

3.2.12 Metodologia MCT

A classificação MCT foi assim denominada por utilizar “corpos de prova em Miniatura, Compactados e proposto para solos Tropicais”, segundo Nogami e Villibor (1995). Essa metodologia é apenas utilizada para materiais de granulação fina, ou seja, solos que passam integralmente, ou que possuem uma pequena fração retida (menos de 10%) na peneira nº 10 (2,00 mm).

Para os dois solos de caráter argiloso utilizados nesta pesquisa (LG' e NG'), realizou-se o ensaio de compactação Mini-MCV tradicional, já para o outro solo (NA') a compactação foi feita pelo método Simplificado. Ambos serão explicados a seguir.

i. Ensaio de Compactação Mini-MCV

Para a realização deste ensaio foi utilizada à norma Solos Compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV (DNER-ME 258/94). Após o processo de destorroamento do solo e passagem do material na peneira nº 10, a norma indica que devem ser separados 5 (cinco) porções com cerca de 500 gramas cada, devidamente homogeneizadas nas umidades calculadas e armazenadas em sacos para não ter perda de umidade e levados à câmara úmida por 24 horas.

No dia do ensaio é feita a leitura da aferição do aparelho, antes de começar a compactação das amostras, pesada e se separada 200 gramas de cada material em suas respectivas umidades, e uma parcela do material restante de cada saco é utilizada para retirada de umidade da amostra.

Inicia-se o ensaio colocando um suporte de PVC em torno da base de compactação, de forma que o cilindro que vai receber a amostra fique apoiado neste suporte. Após isso, coloca-se um disco de polietileno na base de compactação para que o solo não adira à base, é colocado no cilindro um anel de vedação com a finalidade de evitar que o solo se acumule nas paredes do interior deste.

Com o cilindro posicionado no equipamento coloca-se os 200 gramas de amostra dentro dele com a ajuda de um funil. Depois de posta toda a amostra, coloca-se outro anel e outro disco de polietileno com as mesmas finalidades descritas no parágrafo anterior.

Posiciona-se o soquete e após o primeiro golpe é retirado o suporte de PVC da base e realizada a leitura no extensômetro referente ao golpe um. A compactação é feita pela aplicação de golpes sucessivos correspondendo a seguinte série de golpes: 1, 2, 3, 4, 6, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128 e 256. Os critérios de parada estabelecidos pela norma são três, o primeiro a diferença das alturas correspondentes a $4n$ e n golpes seja inferior a 2 mm, o segundo critério é de que o ensaio deve parar no momento em que houver intensa exsudação de água, no topo ou na base do corpo de prova, e o terceiro é quando o número de golpes atingir 256, sem apresentar diferença de 2mm.

Os dados das leituras de cada golpe são anotados em uma planilha, onde também são colocados os valores de umidade de cada amostra para que seja possível calcular as variáveis e encontrar os parâmetros c' e d' que são usados para classificar o tipo de solo.

O que diferencia o método tradicional do método simplificado é a aplicação do número de golpes. Na metodologia Simplificada, seguem-se os mesmos passos de execução do ensaio, porém a série de golpes aplicada é: 1, 2, 4, 6, 10, 20, 30, 40, 60, 80, 100, 120 e 140.

ii. Ensaio de Perda de Massa por Imersão

Para a realização do ensaio de perda de massa por imersão, seguiu-se a norma “Solos Compactados em equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão” (DNER-ME 256/94). Esse ensaio tem como objetivo a determinação da perda

de massa por imersão do material quando em contato com a água, ou seja, o potencial de desagregação das partículas do solo.

Depois de realizada a compactação por meio do ensaio Mini-MCV, retira-se os discos de polietileno e os anéis de vedação das extremidades do corpo de prova e o extrai do cilindro cerca de 1 cm, com o auxílio de um extrator. Os cilindros são transferidos para o recipiente de imersão, apoiado sobre o suporte, de modo que as cubas, que já foram pesadas, fiquem embaixo dos cilindros para receber o material que se desprender em até 20 horas de imersão. Após esse período, as cubas são retiradas, pesadas e levadas à estufa.

Por meio desse ensaio, calcula-se a perda de massa por imersão P_i (%). Com os valores dos coeficientes c' , d' e P_i , já definidos, é realizada a determinação da classificação do solo pela metodologia MCT.

3.2.13 Expansão

Para a realização do ensaio de expansão dos solos foi utilizada a do DNIT ME 160 “Solo - Determinação da expansibilidade – método de ensaio” (DNIT, 2012). Nela, são indicadas as condições para a determinação da expansibilidade de solos, método também conhecido como LNEC, aplicável para solos passantes na peneira de 0,42 mm (nº 40), sob condições de compactação definidas.

O ensaio consiste em separar cerca de 100g de cada amostra, constituída por porção convenientemente homogeneizada do solo, passante na peneira de nº 40 (0,42 mm), seca em estufa a $60^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ durante aproximadamente 16 horas e esfriada em frasco hermeticamente fechado, sendo conveniente que se encha o frasco completamente, como observado na Figura 3.11, onde também é mostrado o equipamento.



Figura 3.11 – Etapa de preparação do material para ensaio de expansibilidade e equipamento

O material devidamente preparado deve ser compactado, com o soquete próprio de compactação, em duas camadas aproximadamente iguais, onde cada camada deve ser compactada com 50 compressões, uniformemente distribuídas e com a frequência de uma compressão por segundo. Em seguida à compactação, retira-se o cilindro complementar e rasa-se cuidadosamente o excedente de solo com a ajuda de uma espátula. Posteriormente, coloca-se novamente o cilindro complementar no equipamento, e sobre a amostra, a placa de plástico. Por fim, o aparelho é colocado em um recipiente com água destilada onde o nível de água não deve ultrapassar a face superior da placa porosa. A ascensão de água então ocorrerá por capilaridade. Fazem-se leituras periódicas no extensômetro, sendo que a norma prescreve que o critério de parada é quando se tenham duas leituras iguais ou decrescentes com intervalo de 2 horas entre elas.

A expansibilidade é obtida, em percentagem, pela equação 13:

$$\frac{\Delta h}{h_0} \times 100 = \frac{L_1 - L_0}{15} \times 100 \quad (13)$$

Onde:

Δh : variação de altura;

h_0 : altura inicial = 15mm;

L_0 : leitura inicial do extensômetro;

L_1 : leitura final do extensômetro.

3.2.14 Mineralogias das Argilas e Siltes

A realização do ensaio de mineralogia seguiu os procedimentos utilizados pelas normas do Laboratório de Mineralogia das Argilas do Departamento de Geologia da UFRJ. Baseou-se na metodologia preconizada por Jackson (1969). Este ensaio tem por objetivo a determinação de fases cristalinas nos materiais, determinando-se mais detalhadamente sua composição mineralógica por difração de raios-X.

O ensaio consiste no passo-a-passo que é descrito brevemente a seguir, que é ilustrado na Figura 3.12.

- a) Primeiramente o material foi destorroado e passado na peneira nº 10 (2 mm). Pesou-se cerca de 100 g de cada amostra de solo. Colocou-se cada amostra em um recipiente, adicionando 10 ml de NaOH 1N e 100 ml de água destilada, deixando a solução em repouso por 24 horas;
- b) Após o repouso, a solução foi colocada em um agitador mecânico e agitada por 15 minutos;
- c) O material resultante foi lavado com água destilada, em peneira nº 270 (0,05 mm) sobre uma proveta até atingir aproximadamente 1000 ml;
- d) Completou-se a proveta até 1000 ml com água destilada e agitou-se por 2 minutos, deixando em repouso por mais 24 horas. Coletou-se o líquido presente nos primeiros 20 cm da proveta;
- e) O material coletado da proveta foi armazenado em garrafa PET no qual se adicionou a quantidade de HCl 1N necessária para neutralizar a solução.

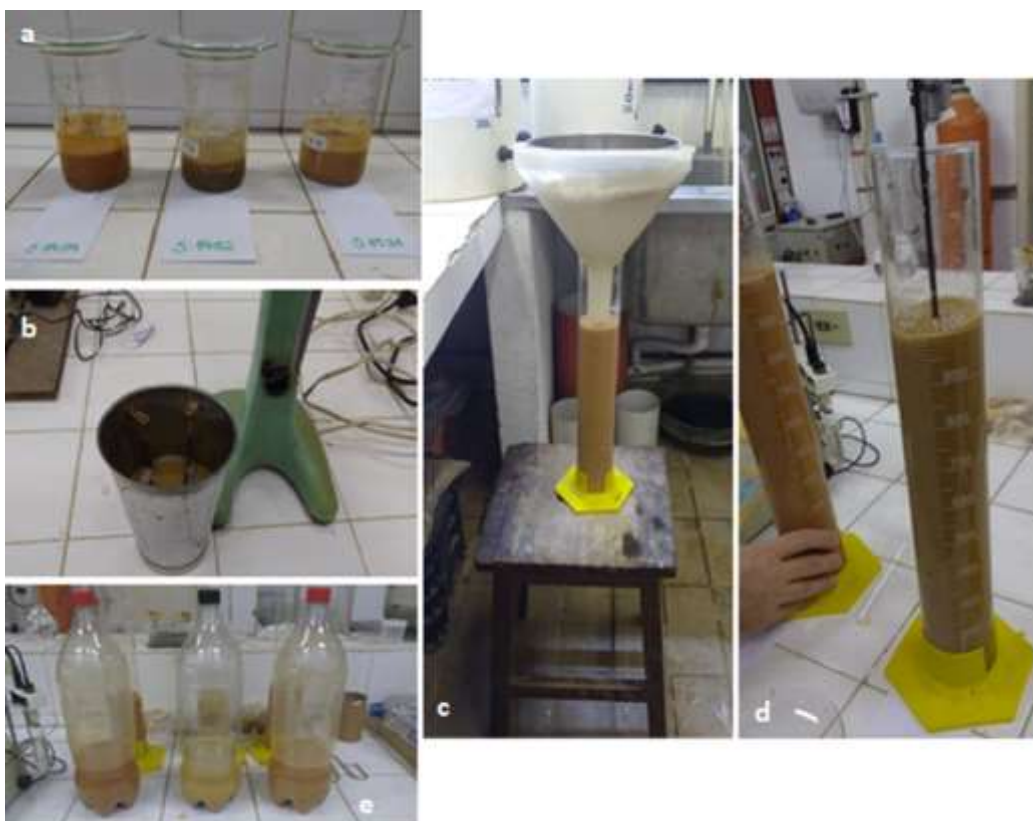


Figura 3.12 – Passos da preparação de amostras de solo para ensaios de difração de RX

Para a realização das lâminas que foram levadas ao difratômetro, agitou-se o material contido na garrafa PET e transfere-se a solução para tubos de ensaio de 100

ml, levados a centrífuga para serem rotacionados a fim de acumular argila no fundo do tubo como mostra a Figura 3.12. Com o material acumulado, confeccionaram-se as lâminas por meio da técnica de pipetagem, onde foi preparada uma lâmina para cada amostra, Figura 3.13. As lâminas analisadas no difratômetro Bruker, do laboratório de Difractometria de Raios-x do Instituto de Geociências (IGEO) da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

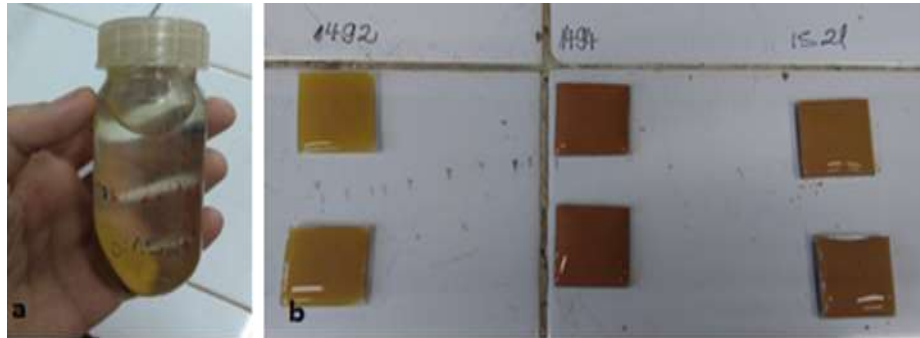


Figura 3.13 – Tubo com material acumulado no fundo (a); Lâmina confeccionada (b)

3.3 Misturas Solo-Brita Propostas

O objetivo desta pesquisa, como comentado, é encontrar a melhor proporção entre solos e brita levando em conta a deformação permanente, além de testar a viabilidade das normas quando não especificam a natureza do solo a ser usado. Partindo deste princípio, foram realizadas cinco misturas solos-brita, que serão analisadas por parâmetros mecânicos para serem utilizados em camada de base ou sub-base de pavimentos.

Ao longo da pesquisa, foram utilizados dois métodos para montagem da curva granulométrica da mistura, utilizando duas normas: um foi proporção de material em relação à norma, e o outro foi utilizar fração de material por peneira em relação às que a norma especifica. Tentou-se levar em consideração outros aspectos de enquadramento, como o método Bailey e o método de empacotamento, porém, sem sucesso.

Para essa pesquisa foi realizada uma mistura solo-brita com o solo NA', duas misturas solo-brita com o solo NG' e duas misturas solo-brita com o solo LG'.

Adotou-se a metodologia de após a realização de cada ensaio, tanto de compactação, módulo de resiliência ou deformação permanente, de utilizar o corpo de prova para determinar a umidade, evitando erros de medida só por cápsulas, visto que os materiais eram muito sensíveis à umidade.

Na Tabela 3.4 estão apresentadas sucintamente as proporções dos dois materiais usados em cada uma das cinco misturas solo-brita desta pesquisa.

Tabela 3.4 – Proporção dos materiais usados em cada mistura proposta nesta mistura

Nome	Misturas	Quantidade de Material	
		Porcentagem SOLO (%)	Porcentagem BRITA (%)
M1	Solo NA'+ Brita	45	20% de brita 1, 20% de brita 0, 15% de pó-de-pedra
M2	Solo NG'+ Brita	35	25% de brita 1, 20% de brita 0, 20% de pó-de-pedra
M3	Solo LG'+ Brita	30	30% de brita 1 e 40% de brita 0
M4	Solo NG'+ Brita	30	30% de brita 1 e 40% de brita 0
M5	Solo NG'+ Fração de Brita	20	30% de material granular retido na peneira 3/8", 30% na nº 4, 10% na nº 10, 10% na nº 40

3.3.1 Características dos Solos

Os solos utilizados nesta pesquisa são nomeados como solo LG', solo NA' e solo NG', pela classificação MCT, apresentando umidade ótima de 20,5%, 13,5% e 19,5%, respectivamente, com massa específica aparente máxima de 1,675 g/cm³, 1,85 g/cm³ e 1,68 g/cm³, conforme pode ser observado na Figura 3.14. Os solos apresentam mais de 95% passantes pela peneira de nº 10, sendo considerados materiais de textura fino.

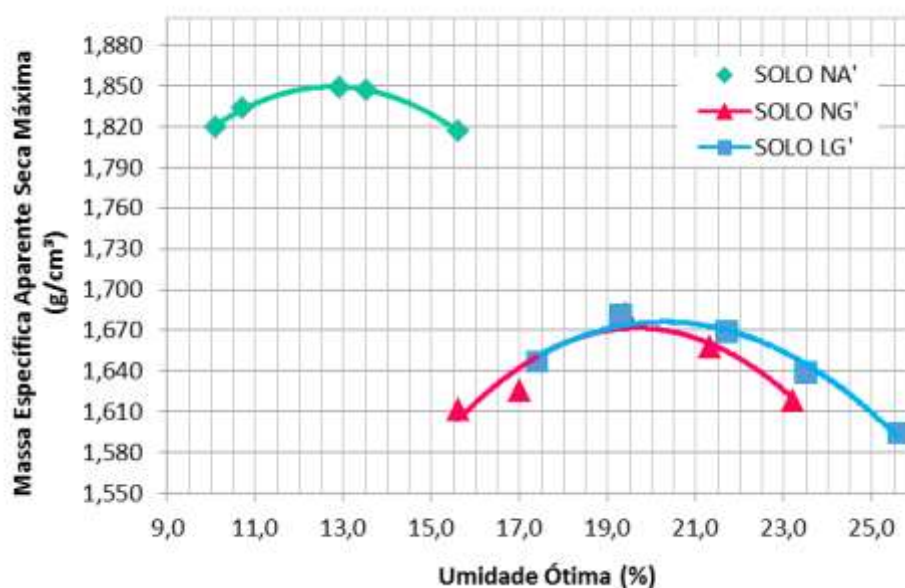


Figura 3.14 – Curvas de compactação na energia intermediária dos solos usados na presente pesquisa.

Na Tabela 3.5 são apresentados os valores de limites de consistência resultantes dos três solos usados na pesquisa, e na Tabela 3.6 a composição granulométrica de cada material. Posteriormente, nas Figura 3.15, Figura 3.16 e Figura 3.17 são apresentadas as curvas granulométricas resultantes.

Tabela 3.5 – Limites de consistência resultante dos solos

Material	LL	LP	IP(%)
LG'	64	24	40
NA'	-	-	NP
NG'	57	21	36

Pelas especificações atuais os solos LG' e NG' não poderiam ser usados em camadas de pavimentos pelos altos valores dos limites de consistência.

Tabela 3.6 – Composição granulométrica dos solos usados nesta pesquisa

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)						
Material	Argila	Silte	Areia			Pedregulho
			Fina	Média	Grossa	
LG'	48	17	12	17	5	1
NG'	29	24	22	11	7	7
NA'	1	22	28	26	15	8

Ao analisar as Figura 3.15, Figura 3.16 e Figura 3.17, percebe-se que o solo LG' tem 98% do seu material passante na peneira de nº 10. O solo NA' apresenta 92% do seu material passante na peneira de nº 10, já o solo NG', tem 93% do seu material passante na peneira de nº 10. Sendo assim, podem-se considerar todos os solos utilizados na pesquisa de caráter fino.

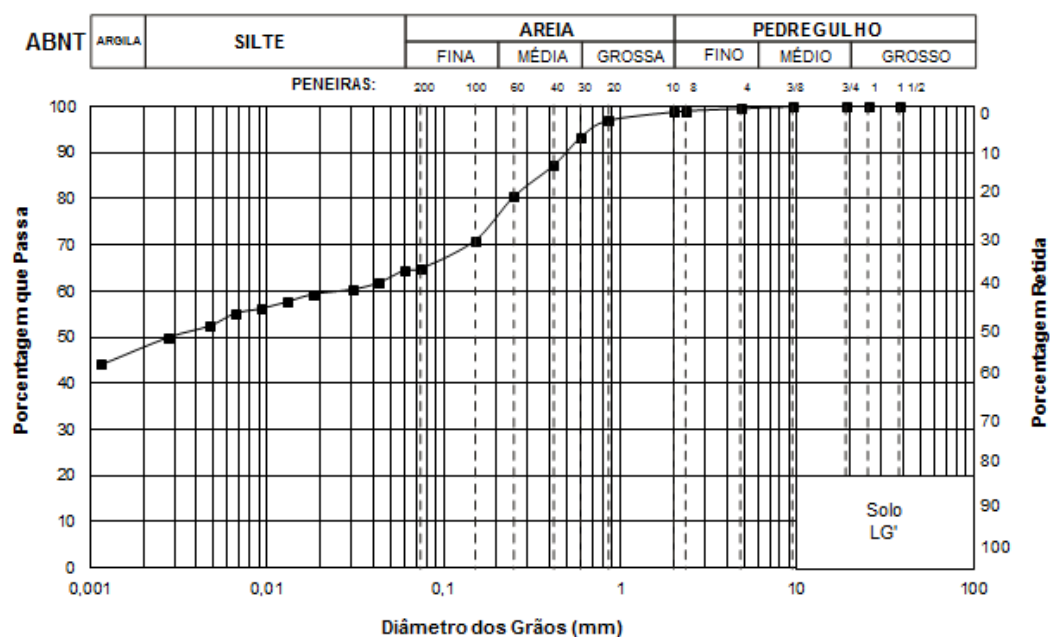


Figura 3.15 – Curva granulométrica do solo LG' desta pesquisa

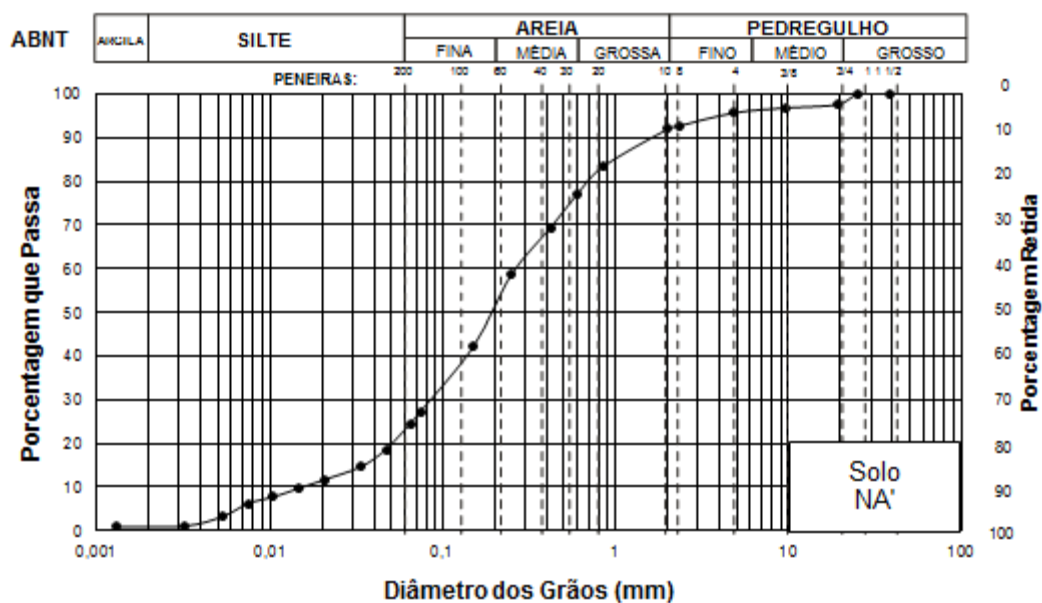


Figura 3.16 – Curva granulométrica do solo LA' desta pesquisa

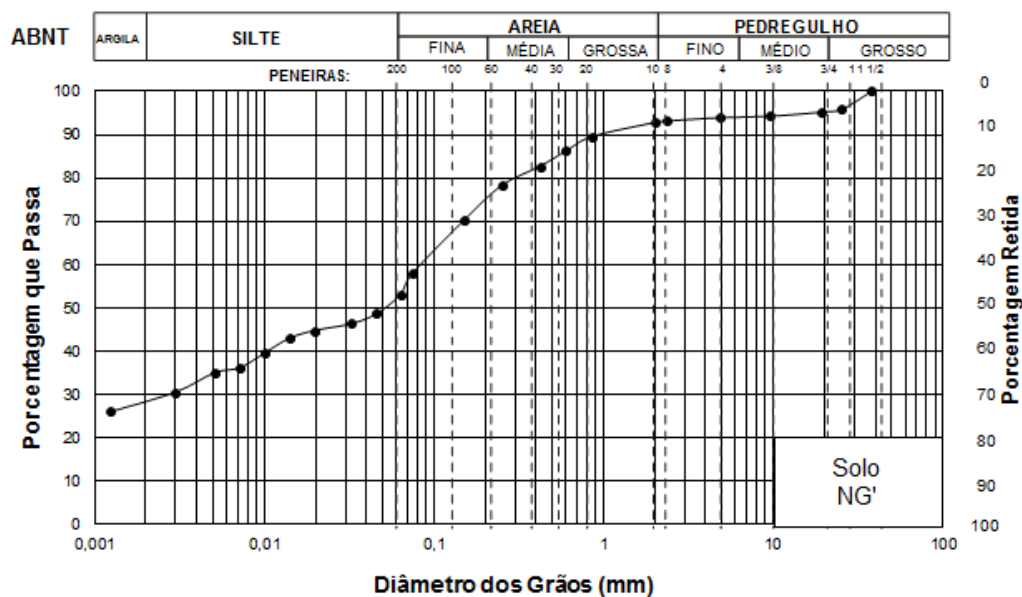


Figura 3.17 – Curva granulométrica do solo NG' desta pesquisa

Sobre os resultados do ensaio de permeabilidade realizados nas misturas M1 e M2, para as diferentes umidades ótimas adotadas, os valores resultantes estão apresentados na Tabela 3.7. Percebe-se que, para ambas as misturas, foram variadas de 1% de umidade, sendo que essa, para a mesma mistura resultou em um valor de

permeabilidade muito próximo, ou seja, com esta variação de 1% de umidade de compactação, a permeabilidade apresenta a mesma ordem de grandeza.

Tabela 3.7 – Resultados do ensaio de permeabilidade para diferentes umidades da M1 e M2

Misturas	Umidade (%)	Permeabilidade (cm/s)
M1	8,1 %	$1,24 \times 10^{-5}$
M1	9,1%	$1,04 \times 10^{-5}$
M2	8,5%	$2,70 \times 10^{-5}$
M2	9,5%	$1,59 \times 10^{-5}$

O solo LG' é assim chamado, visto que na classificação MCT, apresentou comportamento laterítico, sendo denominado solo laterítico argiloso. Em relação aos parâmetros da metodologia MCT, apresentou valores de e' igual a 1,07; c' igual a 1,91 e d' igual a 45,7. Já o solo NA' foi classificado pela metodologia MCT como não-laterítico arenoso, resultando em valores dos parâmetros MCT de e' igual a 1,57; c' igual a 0,80 e d' igual a 75. Por fim, o último solo utilizado nesta pesquisa foi denominado NG', pois se classifica pela mesma metodologia como não-laterítico argiloso, apresentando os valores dos parâmetros MCT de e' igual a 1,29; c' igual a 1,67 e d' igual a 25,8, como pode ser observado na Figura 3.18.

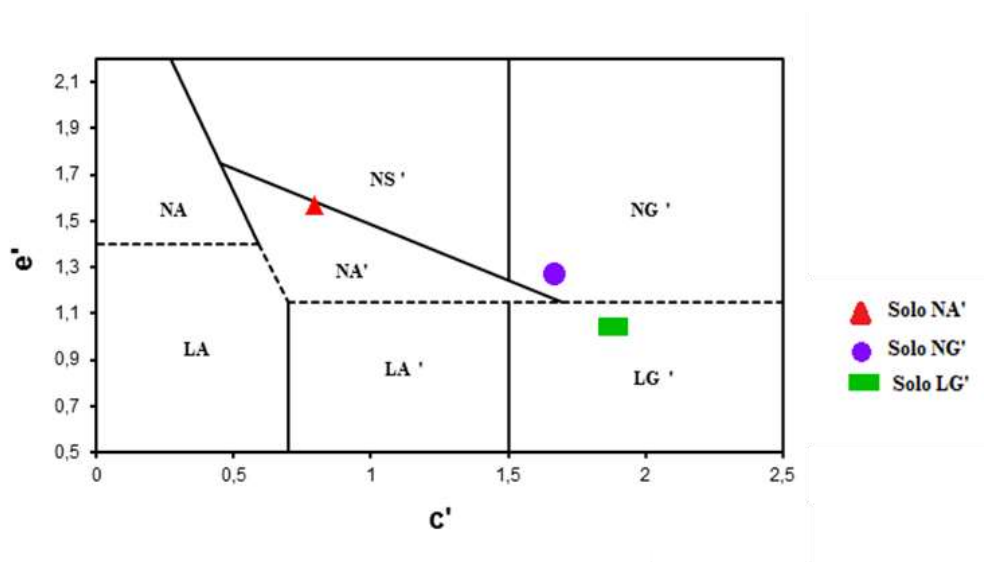


Figura 3.18 – Figura da classificação MCT para os solos desta pesquisa

3.3.2 Brita

A granulometria por peneiramento do material granular utilizado nesta pesquisa foi apresentada no item anterior, na Tabela 3.3. Para determinação da curva de compactação do material utilizaram-se proporções dos três tamanhos de britas recebidas: 25% de brita 1, 20% de brita 0 e 55% de pó-de-pedra para composição do corpo de prova para os ensaios mecânicos, resultando umidade ótima adotada de 5% e MEAS igual a 2,277 g/cm³, como mostra a Figura 3.19.

O ensaio Treton, foi realizado com quatro amostras, com 20 partículas cada, onde o resultado apresentado foi obtido pela média. Assim, o valor de perda de choque foi de 25,03%. Já o ensaio de LA, foi realizado nas amostras de brita 1 e brita 0, que resultaram em valores de perda de abrasão de 34,77% e 38,31% respectivamente. Estes resultados atendem o que algumas normas especificam para LA, que deve apresentar valor de desgaste inferior a 50%.

Nota-se que a curva de compactação não ficou bem definida, mas percebe-se que acima de 5% de umidade havia exsudação intensa da água. A hipótese para a densidade continuar subindo é que houve muita quebra de partículas durante a compactação, constatado por peneiramento após compactação de alguns dos corpos de prova.

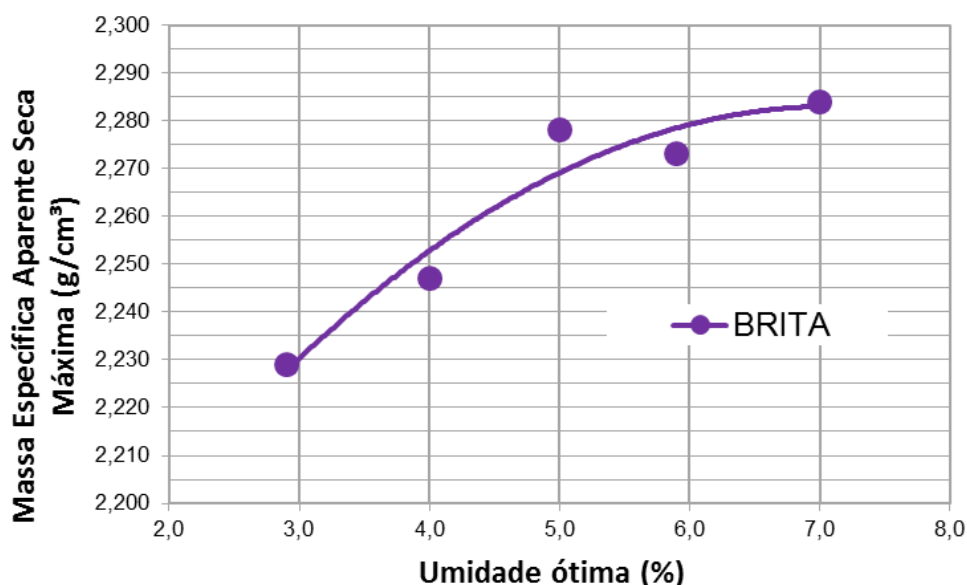


Figura 3.19 – Curva de compactação da brita graduada definida desta pesquisa

3.3.3 Mistura M1 - Solo NA'+ Brita

A primeira mistura solo-brita denominada M1, foi feita baseada na norma DER/PR ET-P00/006 – sub-base ou base de solo brita, onde se propôs utilizar o solo NA', a brita 1, a brita 0 e o pó-de-pedra, utilizando para tal, as peneiras especificadas pela norma, como mostrado na Tabela 3.8. Esta norma indica cinco faixas de enquadramento para a mistura. Com a distribuição granulométrica dos materiais, foi possível enquadrar essa mistura na Faixa III proposta pela norma, como observado na Figura 3.20. Tentou-se utilizar a Curva de Fuller, como método de empacotamento, mas, com este critério, nenhuma das proporções testadas se enquadrou dentro das faixas especificadas pela norma citada.

Para essa mistura foi utilizado o método de proporção, ou seja, foi utilizado um percentual de cada material até o mais próximo enquadramento da mistura em uma das faixas da norma. Usou-se 20% de brita 1, 20% de brita 0, 15% de pó-de-pedra e 45% de solo NA'. É importante salientar que o intuito foi utilizar o máximo de solo possível para a mistura tornar-se mais viável e econômica.

Tabela 3.8 – Composição granulométrica da mistura M1 desta pesquisa

Peneira de malha quadrada		MAGÉ MINERAÇÃO % Passante				Mistura (%)	ET-DE- P00/006 Faixa III % Passante	
ASTM	Abertura da peneira em mm	BRITA 1	BRITA 0	PÓ-DE- PEDRA	SOLO NA'			
1"	25	100	100	100	100	100	-	-
3/4"	19	98,65	100	100	97,5	99,8	100	100
3/8"	9,5	21,5	96,6	100	96,7	81,65	60	100
Nº 4	4,8	1,45	16,6	99,1	95,6	63,98	50	85
Nº 10	2	0,95	2	76,25	91,9	53,75	40	70
Nº 40	0,42	0,8	1,65	44,5	69,3	38,21	20	50
Nº 200	0,075	0,35	0,8	9,6	29,5	14,78	7	20

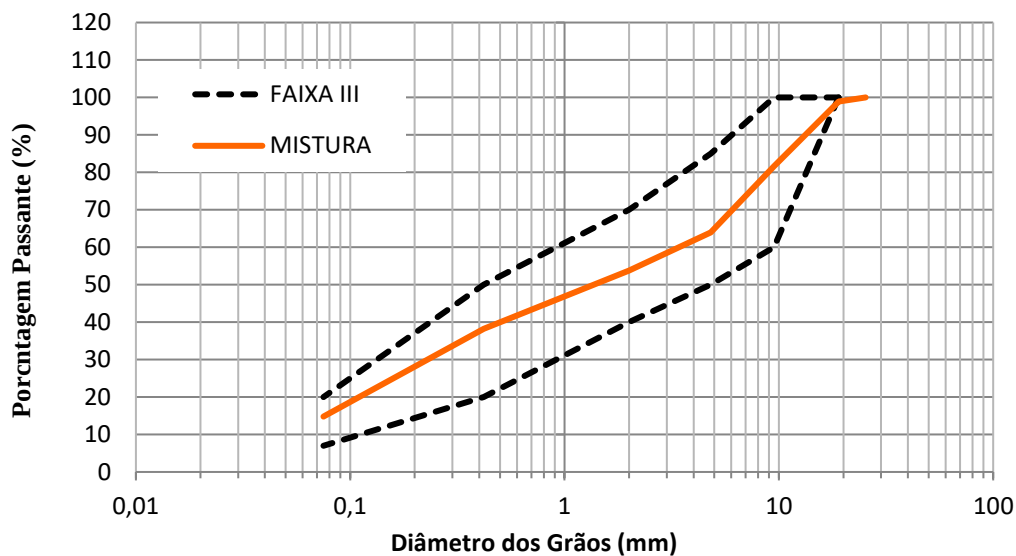


Figura 3.20 – Curva granulométrica da mistura M1 desta pesquisa enquadrada na norma DER-PR

Em relação ao ensaio de compactação, a mistura apresentou umidade ótima de 9,1% e massa específica aparente de 2,134 g/cm³. Porém, esta umidade encontrada pela curva de compactação mostrou exsudação de água, como observado na Figura 3.21. Então adotou-se o valor de umidade ótima com 1% a menos, fazendo os ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência com esse novo valor de umidade adotado. Para confirmar esta decisão, realizou-se o ensaio de deformação permanente nas três tensões mais críticas para o valor de umidade ótima de 9,1%, apresentando elevados valores resultantes do ensaio que serão apresentados no capítulo 4. Sendo assim, para a realização posterior dos ensaios desta mistura adotou-se umidade de 8,1% e massa específica aparente de 2,110 g/cm³, como condição ótima para análise.



Figura 3.21 – Características do corpo de prova da mistura M1 na umidade de 9,1%

3.3.4 Mistura M2 - Solo NG'+ Brita

Na segunda mistura, denominada M2, baseada na norma DER/SP ET-P00/006 – sub-base ou base de solo brita utilizou-se solo NG', a brita 1, a brita 0 e o pó-de-pedra, tentando fazer o melhor enquadramento da mistura dentro das faixas especificadas, utilizando as peneiras definidas pela norma, como observado na Tabela 3.9 e enquadrada na Figura 3.22. Como na primeira mistura, a Curva de Fuller também não se enquadrou dentro de nenhuma das faixas especificadas pela norma para a M2.

O que difere essa segunda mistura da primeira, é o solo utilizado, pois se usou também o método de proporção, adotando um percentual de cada material, a fim de encontrar o melhor enquadramento da mistura em uma das faixas estabelecidas pela norma. A mistura definida foi composta de 25% de brita 1, 20% de brita 0, 20% de pó-de-pedra e 35% de solo NG'.

Tabela 3.9 – Composição granulométrica da mistura M2 desta pesquisa

Peneira de malha quadrada		MAGÉ MINERAÇÃO % Passante				Mistura (%)	ET-DE-P00/006 Faixa III % Passante	
ASTM	Abertura da peneira em mm	BRITA 1	BRITA 0	PÓ-DE-PEDRA	SOLO NG'			
1"	25	100	100	100	95,8	100	-	-
3/4"	19	98,65	100	100	95,1	100	100	100
3/8"	9,5	21,5	96,6	100	94,2	77,16	60	100
Nº 4	4,8	1,45	16,6	99,1	93,8	58,82	50	85
Nº 10	2	0,95	2	76,25	92,8	48,75	40	70
Nº 40	0,42	0,8	1,65	44,5	82,7	38,18	20	50
Nº200	0,075	0,35	0,8	9,6	57,8	22,21	7	20

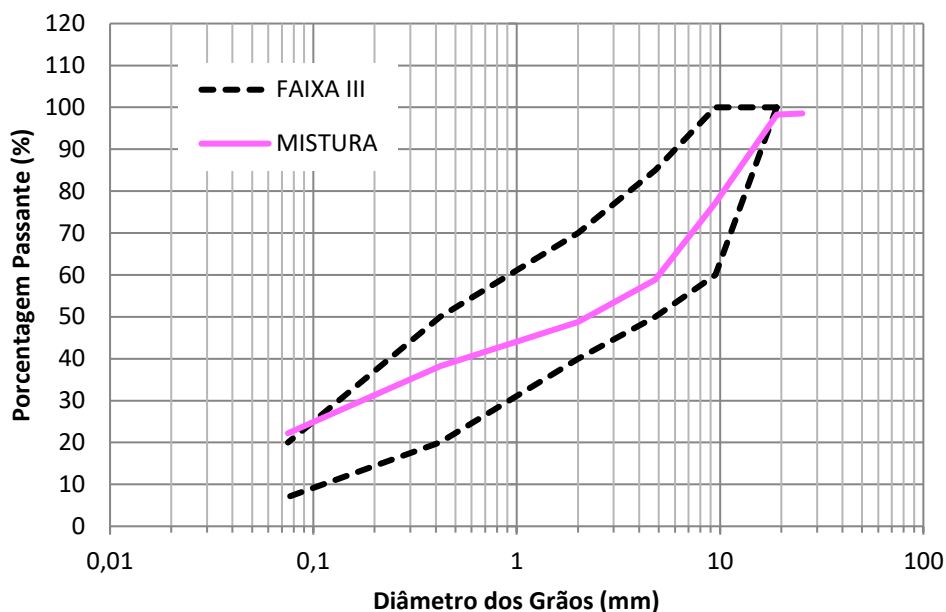


Figura 3.22 – Curva granulométrica da mistura M2 desta pesquisa enquadrada na norma DER-PR

No ensaio de compactação, encontrou-se para a mistura M2 a umidade ótima de 9,5% e massa específica aparente de 2,104 g/cm³. Observou-se para essa mistura o mesmo comportamento que a mistura M1, onde a umidade ótima encontrada pela curva de compactação conduzia à exsudação de água

Optou-se em diminuir 1% esta umidade para realizar os ensaios e analisar o comportamento da M2. Assim nos ensaios mecânicos, adotou-se a umidade de 8,5% e massa específica aparente de 2,084 g/cm³. Pela Figura 3.23 é possível perceber a diferença do corpo de prova ensaiado na umidade ótima, pela curva de compactação (Figura 3.23 a), e pela umidade adotada (Figura 3.23 b). Observa-se que durante a compactação do corpo de prova com 8,5% de umidade não houve expulsão de água, diferentemente da outra amostra compactada com 9,5% de umidade.



Figura 3.23 – Características do corpo de prova da Mistura M2 na umidade de 9,5%(a); corpo de prova da Mistura M2 na umidade de 8,5% (b)

3.3.5 Mistura M3 - Solo LG'+ Brita

Vendo a dificuldade de moldar os corpos de prova na umidade ótima com os materiais das duas primeiras misturas que foram baseadas na norma DER/SP ET-P00/003 - sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua – SLBD, e também pelo fato de que em campo é muito difícil a utilização de três materiais britados mais solo, e seu controle executivo, optou-se por fazer uma mistura baseada em solo-brita descontínua como propõem Villibor e Nogami (1995). Também se buscou outro solo, de comportamento laterítico, diferenciando dos outros dois que apresentam comportamento não laterítico, para comparação.

Para a terceira mistura solo-brita, chamada de M3, adotou-se a norma DER/SP ET-P00/003 - sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua – SLBD. Para isso, fixou-se a utilização de 30% de solo LG' e os outros 70%, gerando

material granular descontínuo, somente brita 1 e brita 0, como pode ser observado na Tabela 3.10 e na Figura 3.24. Foi escolhido esse percentual 30/70, porque era um dos únicos percentuais propostos por Villibor e Nogami que com esse solo de comportamento fino ficou alguma parte dentro da faixa especificada, e também para utilizar o máximo possível de solo.

Utilizou-se para essa mistura M3 a seguinte proporção do material para definição desta mistura: 30% de solo LG', 30% de brita 1 e 40% de brita 0. Nos ensaios de compactação, a mistura apresentou comportamento bem peculiar, onde os pontos mais úmidos, ao invés de apresentarem densidades menores, tiveram maiores densidades, dificultando dessa maneira, a determinação da umidade obtida pela curva de compactação. Definiu-se a umidade ótima pela sensibilidade ao homogeneizar a mistura, depois de várias compactações em diferentes energias e homogeneização de diferentes formas. Acredita-se que isso aconteceu pela quebra da brita, sendo que a variação de tamanho das partículas afeta a densidade da mistura, e também pelo fato deste solo LG' ser muito mais fino (com 98% passante na peneira de nº 10), comparado aos outros dois usados na pesquisa, dificultado à homogeneização e a mistura dos materiais, um muito fino, e os outros dois graúdos. Então, achou-se que umidade mais próxima da ótima dessa mistura é de 7,5 %, que foi adotada.

Tabela 3.10 – Características granulométricas da mistura solo LG'-brita (M3) DESTA PESQUISA

Peneira de malha quadrada		MATERIAIS % Passante			Mistura (%)	ET-DE- P00/003 Faixa Especificada % Passante	
ASTM	Abertura da peneira em mm	BRITA 1	BRITA 0	SOLO NG'			
1"	25	100	100	100	100	100	100
3/4"	19	100	100	100	100	-	-
3/8"	9,5	21,5	96,6	99,9	74,03	50	75
Nº 4	4,8	1,45	16,6	99,4	41,88	40	70
Nº 10	2	0,95	2	98,9	31,17	35	65
Nº 40	0,42	0,8	1,65	87,2	26,81	20	60
Nº200	0,075	0,35	0,8	64,8	19,55	5	35

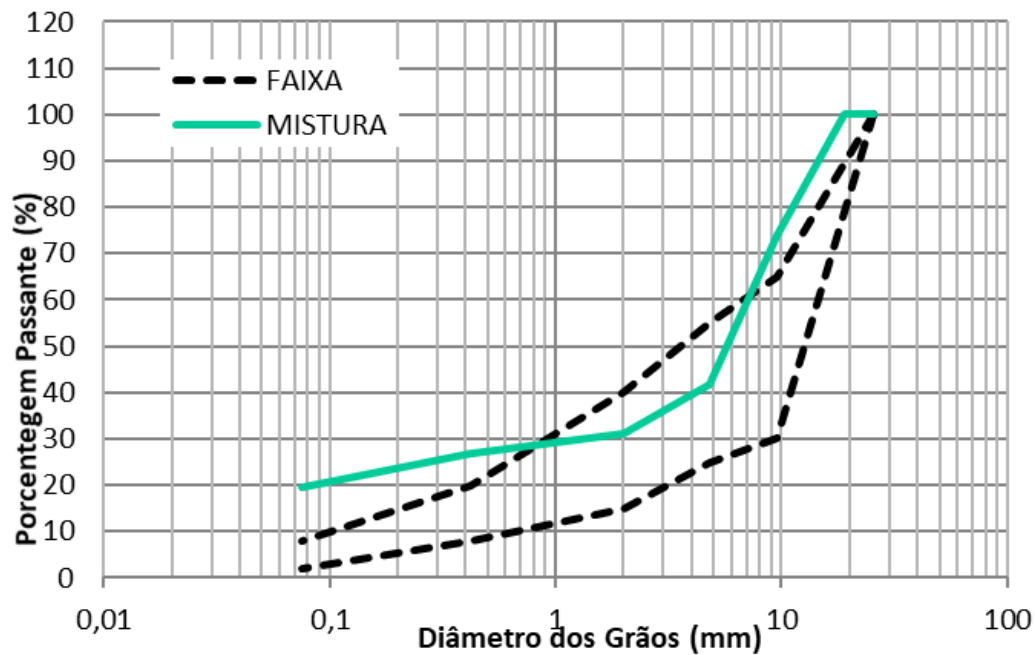


Figura 3.24 – Curva granulométrica da mistura M3 desta pesquisa e a faixa descontínua DER/PR

3.3.6 Mistura M4- Solo NG'+ Brita

A quarta mistura solo-brita, denominada M4, foi realizada de acordo com a norma DER/SP ET-P00/003 - sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua – SLBD, com a finalidade de analisar e comparar os resultados obtidos dessa mistura de solo não laterítico com os dados resultantes da terceira mistura com solo de comportamento laterítico, sendo os dois solos de caráter argiloso.

Para comparação das misturas, adotou-se as mesmas proporções de materiais, 30% de solo NG', 30% de brita 1 e 40% de brita 0, com distribuição granulométrica indicada na Tabela 3.11. Observa-se na Figura 3.25 que essa mistura apresentou melhor enquadramento na faixa, pelo fato do solo não ser tão fino quando comparado ao solo LG'.

Observou-se também pelo ensaio de compactação que essa mistura apresentou comportamento esperado, sendo que os pontos mais úmidos apresentaram densidades menores, definindo a umidade ótima de 6,9% e massa específica aparente de 2,065 g/cm³.

Tabela 3.11 – Características granulométricas dos materiais e da mistura M4 desta pesquisa

Peneira de malha quadrada		MATERIAIS % Passante			Mistura (%)	ET-DE- P00/003 Faixa Especificada % Passante	
ASTM	Abertura da peneira em mm	BRITA 1	BRITA 0	SOLO NG'			
1"	25	100	100	100	100	100	100
3/4"	19	100	100	95,8	99,51		
3/8"	9,5	21,5	96,6	94,2	69,78	50	75
Nº 4	4,8	1,45	16,6	93,8	39,68	40	70
Nº 10	2	0,95	2	92,8	27,49	35	65
Nº 40	0,42	0,8	1,65	82,7	18,92	20	60
Nº200	0,075	0,35	0,8	57,8	6,79	5	35

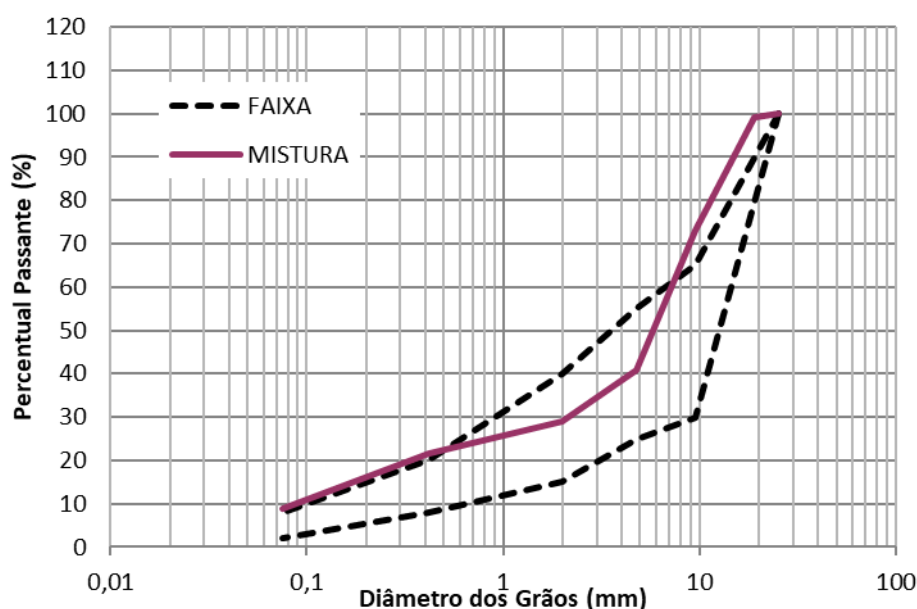


Figura 3.25 – Curva granulométrica da mistura M4 desta pesquisa e a faixa descontínua DER/PR

3.3.7 Mistura M5 - Solo LG'+ Brita

A quinta e última mistura solo-brita realizada, chamada de M5, baseou-se na norma DER/SP ET-P00/003 - sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua – SLBD. O que difere essa mistura das demais é o fato de se usar a brita por fração em peneiras, e não mais por proporção, como nas anteriores. A intenção foi analisar se o melhor enquadramento na faixa iria fazer diferença nos resultados mecânicos.

Para isso, foi utilizado 20% de solo LG', e os materiais granulares fracionados por peneiras. As peneiras utilizadas foram as que a norma indica e resultaram na curva como mostra a Figura 3.26. Usou-se então, 30% de brita retido na peneira 3/8", 30% de brita

retido na peneira 4, 10% retido na peneira 10, 10% retido na peneira 40, totalizando assim, uma mistura de 20/80, 20% solo e 80% brita, com melhor enquadramento na faixa da norma de referência.

Observou-se o mesmo comportamento da M3 durante a compactação nesta mistura M5, onde os pontos mais úmidos apresentavam densidades maiores, pela variação de tamanho das partículas. Assim o método de encontrar a umidade ótima da mistura, foi novamente pela sensibilidade na homogeneização. Assim, foi adotada para a mistura M5 a umidade ótima de 7,0%.

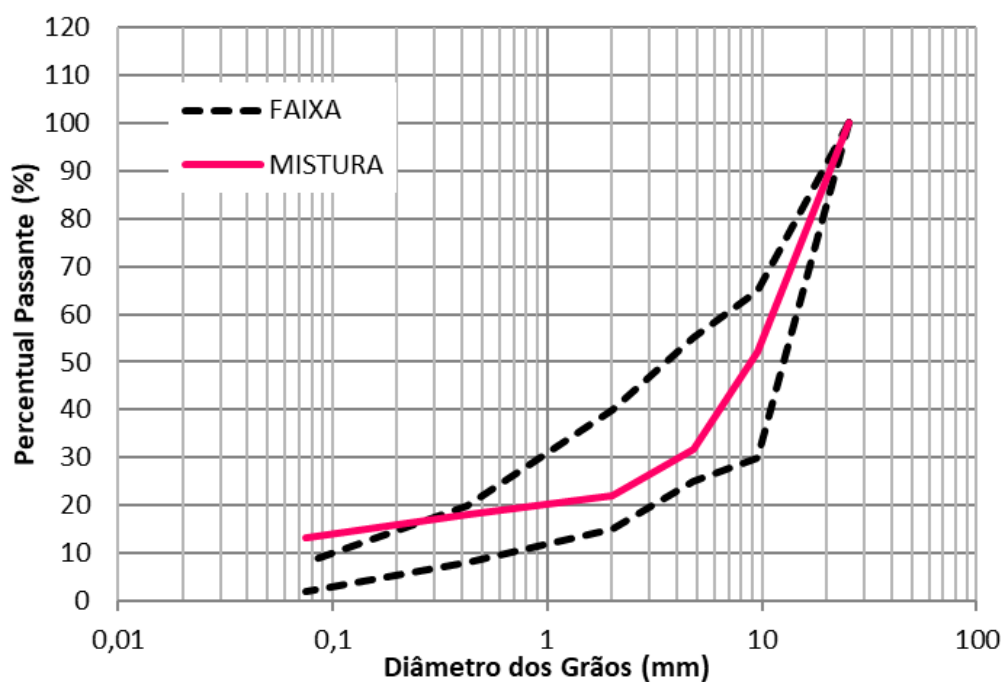


Figura 3.26 – Curva granulométrica da mistura M5 desta pesquisa e a faixa descontínua DER/PR

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo foram abordados os resultados obtidos por meio de ensaios de caracterização tradicionais dos materiais e por ensaios triaxiais dinâmicos, de deformação permanente e módulo de resiliência, que tem como principal objetivo indicar o real comportamento dos materiais e misturas solos-brita.

São apresentados e discutidos os resultados encontrados nos ensaios realizados na brita e nos solos, como também o comportamento em relação aos ensaios de carga repetida de cada material e cada mistura, explicando e analisando individualmente suas tendências e resultados. São determinados os parâmetros de Modelo de Guimarães (2009) e a ocorrência de *Shakedown* (estabilização da deformação permanente) em cada curva.

Os resultados obtidos dos ensaios de carga repetida, foram no final comparados com dados de outras pesquisas, como os de LIMA (2016), GUIMARÃES (2009) e BEZERRA NETO (2004).

Por fim, visando entender melhor o comportamento das misturas solos-brita, foram preparados corpos de provas com diferentes teores de brita para cada solo estudado nesta pesquisa, para tentar visualizar o empacotamento e os resultados em relação ao módulo de resiliência das amostras ensaiadas.

4.1 Ensaios Convencionais da Brita

Na Tabela 4.1 são expressos os resultados dos ensaios convencionais explicados no capítulo anterior. Observa-se que o ensaio de Equivalente de areia atendeu ao especificado pela norma ET-DE-P00/00 do DER/SP, apresentando valor maior que 55%.

Tabela 4.1- Resultados dos ensaios convencionais da brita

Ensaio	Material	
	Agregado Graúdo	Agregado Fino
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,68	2,72
Massa específica média aparente (g/cm ³)	2,7	
Equivalente de areia (%)	68	
Absorção	67,6	15,07
Angularidade	0,7	-

4.2 Resultados Referentes aos Solos

4.2.1 Resultados do Ensaio de Expansão

Conforme descrito no capítulo anterior, foi realizado o ensaio de expansão LNEC com a finalidade de determinar a expansão dos solos, visto que para esta pesquisa não foi realizado o ensaio de ISC para se obter esse valor.

O ensaio foi realizado nas três amostras de solo e decidiu-se também fazer para as misturas M1 e M2, visto serem as únicas que possuem pó de pedra em sua composição, material granular passante na peneira de nº 40.

Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados encontrados para os materiais ensaiados. Observa-se que os valores resultantes de expansão do solo são baixos, também para os solos NA' e NG'.

Segundo a norma DNIT 139/2010, o limite máximo de expansão que o material pode apresentar para uma camada de sub-base é de 10%, ou seja, todos os solos e as misturas M1 e M2 ensaiadas atendem esse critério.

Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de expansão LNEC realizadas nos solos e na mistura M1 e M2 desta pesquisa

Material/ Mistura	Expansão (%)
Solo LG'	0,02
Solo NA'	0,11
Solo NG'	0,07
M1	0,07
M2	0,05

4.2.2 Resultados do Ensaio de Mineralogia

São apresentados na Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3 os difratogramas somente do solo LG', onde os dos demais solo (NA' e NG') encontram-se no anexo. É possível verificar quais argilominerais estão presentes nos solos usados nesta pesquisa. Os difratogramas apresentados estão dispostos nas três formas de ensaio: natural, glicolada e aquecida.

Por meio de interpretações, constatou-se que o solo LG' apresenta em sua composição Caulinita, Gibbsita e Goethita, conferindo pouca expansão a essa amostra, o solo NG' possui Caulinita e Ilita em sua composição mineralógica, logo, esse material não deve ser muito expansivo, e pouca atividade devido a Ilita, já o solo NA' possui interestratificado Ilita – Esmectita com predomínio de Ilita no interestratificado e Caulinita, ou seja, essa amostra pode ter um pouco de expansibilidade devido à presença do interestratificado.

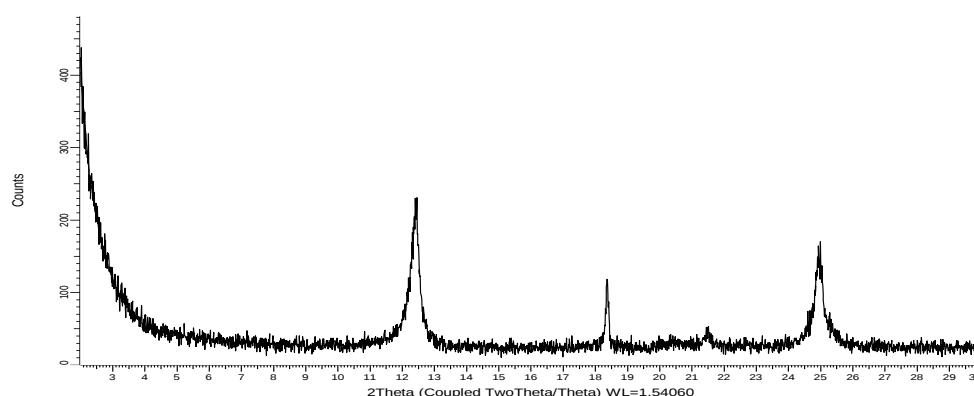


Figura 4.1- Difratoograma da amostra argila natural do solo LG' desta pesquisa

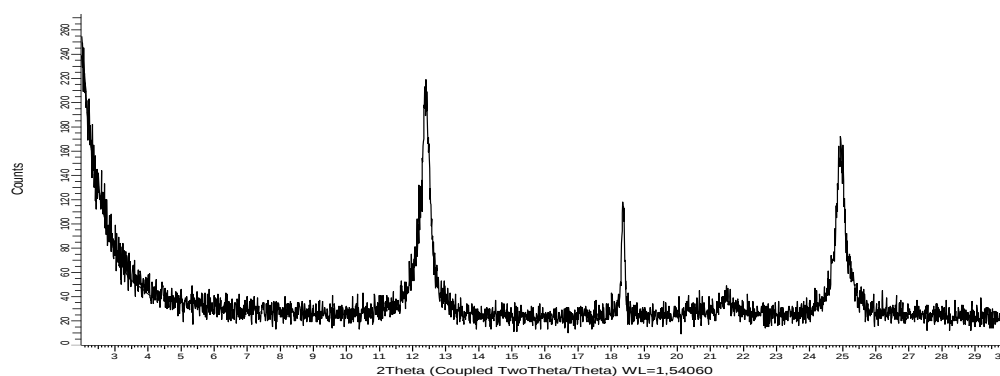


Figura 4.2 – Difratoograma da amostra argila glicolada do solo LG' desta pesquisa

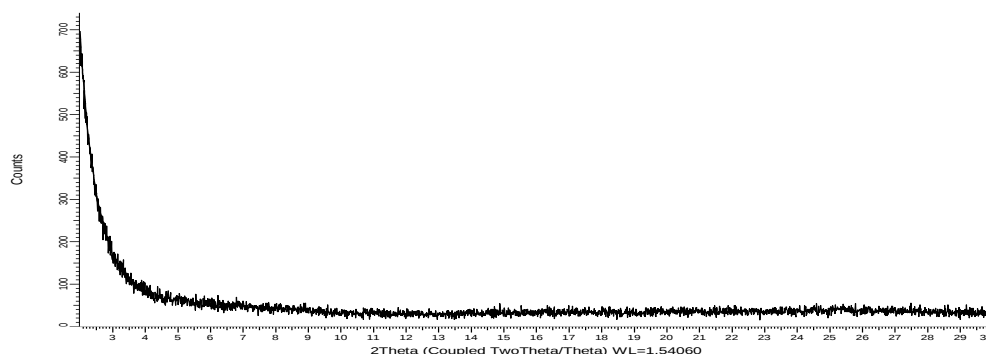


Figura 4.3 – Digratograma da amostra argila aquecida do solo LG’ desta amostra

4.3 Resultados dos Ensaios de DP da Brita

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados no equipamento triaxial referente à brita na granulometria definida no capítulo 3, considerando que poderia ser usada individualmente como material de base. Para isso, todos os corpos de provas foram moldados na condição de umidade ótima do material.

A Figura 4.4 apresenta o comportamento do material em relação à deformação permanente, na Figura 4.5, a ocorrência do *Shakedown* pelo modelo de Dawson e Wellner, e por fim, a Figura 4.6 e Figura 4.7 expressam a deformação elástica e o módulo de resiliência resultante, respectivamente.

São apresentados na Tabela 4.3 os pares de tensões em que os corpos de prova foram submetidos, o número de aplicação de 150.000 ciclos em cada amostra, conforme indica o método proposto pelo DNIT, e também a frequência de carga repetida adotada de 2 (dois) Hz.

Tabela 4.3 – Dados utilizados para realização do ensaio de DP para os materiais desta pesquisa

Ensaio	Tensão (kPa)		Número de Ciclos	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	40			
2	80	40		
3	120			
4	80			
5	160	80	150.000	2
6	240			
7	120			
8	240	120		
9	360			

Observa-se que o valor máximo de deformação permanente obtido para esse material foi de 2,23 mm no ensaio 9, com a tensão desvio de 360 kPa e tensão confinante de 120 kPa, podendo ser considerado uma deformação permanente total baixa, quando comparada com o valor admissível de afundamento de trilha de roda considerado 12,5 mm para projeto típico de rodovias (este considerando a contribuição de todas as camadas).

Os ensaios 3, 6 e 9 apresentaram valores maiores de deformação permanente, comparados com resultados obtidos nos ensaios 1, 4 e 7 que possuem a mesma tensão confinante. Percebe-se que, conforme aumenta a tensão desvio para a mesma tensão confinante, observa-se um aumento de valor da deformação permanente.

Em relação à Figura 4.4, observa-se que todas as curvas, após 20.000 ciclos de aplicação de carga tendem ao acomodamento das suas partículas, ou seja, com a aplicação contínua do número de ciclos de cargas ocorre o acomodamento da deformação permanente total.

Sobre o comportamento das curvas de deformação é possível notar que nos ciclos iniciais de aplicação de carga há um aumento da taxa de deformação permanente em cada par de tensões aplicado e, após isso, essa taxa de crescimento torna-se menor, mas não nula. O mesmo foi observado por Lima (2016) nas britas ensaiadas e Guimarães (2009) para a brita graduada de Chapecó (SC).

Ao se analisar as curvas nas relações 1/1, 1/2 e 1/3 (tensão confinante para desvio), são as que apresentam menores deformações, por possuírem tensão desvios menores, inversamente ao que ocorre nas relações 3/1, 3/2 e 3/3, que possuem as maiores tensões desvios, resultando em maiores valores de deformações permanentes. Os ensaios 1, 2 e 3 apresentaram valores de DP total menores que 1,5 mm, concluindo que este material apresenta maiores deformações permanentes conforme o aumento da razão σ_d/σ_3 .

A Figura 4.5 apresenta o comportamento do material granular segundo a teoria do *shakedown* pelo modelo de DAWSON e WELLNER apresentado por WERKMEISTER et al. (2001) e GUIMARÃES (2009), classificados nos níveis A, B e C, que se baseiam na resposta do material quando submetido ao carregamento cíclico.

Nota-se pelo formato das curvas que esse material granular apresenta comportamento de nível B, apresentando escoamento plástico, pois a taxa de acréscimo encontrada para a maioria dos ensaios foi de 10^{-6} (x 0,001 m/ ciclo de aplicação de carga) e somente os ensaios 1, 2 e 4 estão no patamar de 10^{-7} (x 0,001 m/ ciclo de aplicação de

carga). Isso pode ter ocorrido para a maioria das curvas apresentadas aqui, pela aplicação insuficiente de golpes para o acomodamento.

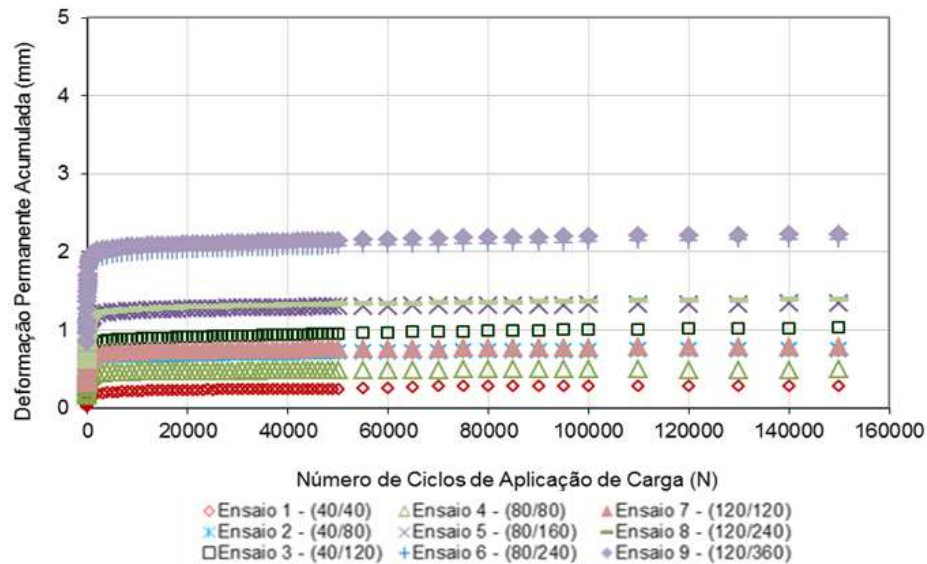


Figura 4.4 – Curva de deformação Permanente total para a brita da pesquisa

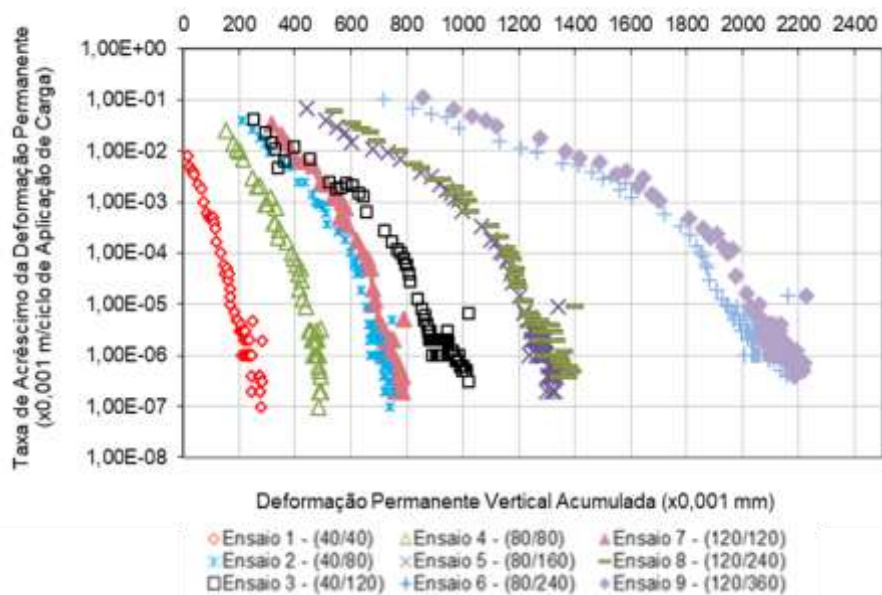


Figura 4.5 – Curva de taxa de acréscimo de DP para a brita desta pesquisa

Na Figura 4.6 e Figura 4.7 são apresentados as deformações elásticas e o módulo de resiliência obtido durante o ensaio de DP, respectivamente, em relação ao número de ciclos de aplicação de carga, para todos os pares de tensões adotados no ensaio de DP.

Observa-se na Figura 4.6 que as deformações elásticas apresentam tendência inicial de diminuir com a aplicação dos ciclos, e posteriormente aos 4.000 ciclos manterem valores aproximadamente constantes. O mesmo comportamento foi constatado em materiais estudados por GUIMARÃES (2009) e LIMA (2016).

O ensaio que apresentou menor nível de deformação elástica, foi o ensaio 1 ($\sigma_d=40$ kPa e $\sigma_3= 40$ kPa), sendo de razão de tensão 1 já o ensaio que apresentou maior deformação elástica foi o ensaio 6 ($\sigma_d=240$ kPa e $\sigma_3= 80$ kPa) com razão de tensão 3.

Já a Figura 4.7 expressa o gráfico de evolução do módulo de resiliência resultante de cada corpo de prova, ensaiado a cada par de tensões no ensaio de DP. A obtenção deste gráfico se dá por meio dos dados das deformações elásticas resultantes dos ensaios de deformação permanente dos corpos de prova. Nota-se no gráfico que o corpo de prova que apresentou maior módulo de resiliência foi o do ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3= 120$ kPa), sendo que o valor de MR para este material variou entre 250 e 650 MPa.

A importância deste cálculo é mostrar que o rearranjo do esqueleto mineral e aumento da densidade com o número de ciclos de carga tende a tornar o material menos deformável elasticamente (MR maior).

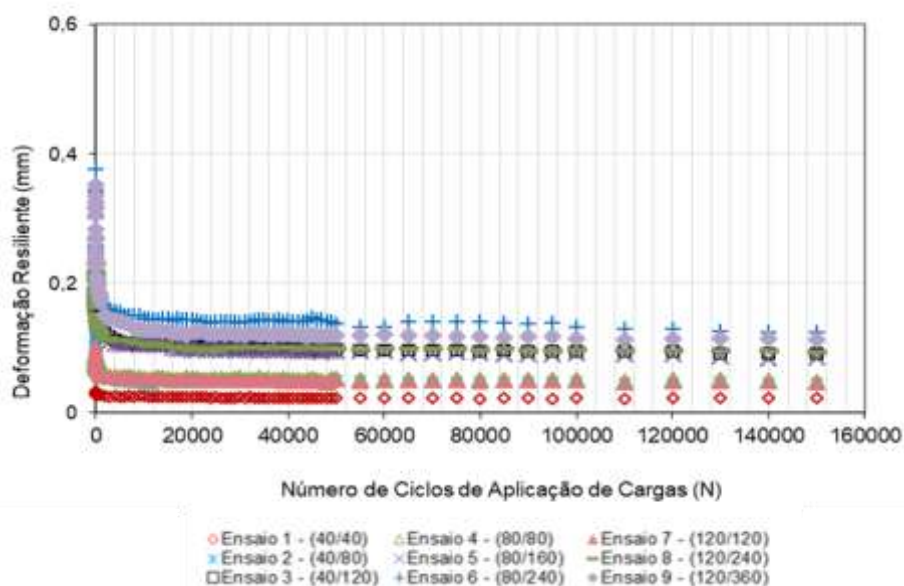


Figura 4.6 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a brita desta pesquisa

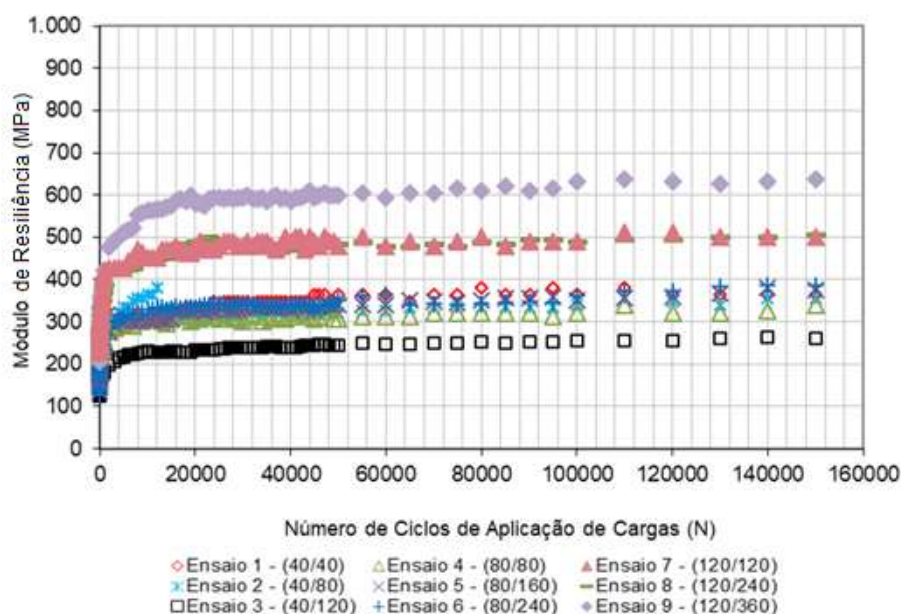


Figura 4.7 – Módulo de resiliência do ensaio de DP para a brita desta pesquisa

4.4 Resultados dos Ensaios de Carga Repetida para o Solo LG'

Os ensaios de DP realizados para o solo LG' também seguiram o método proposto pelo DNIT, que também é indicado pela Rede Temática de Asfalto, onde foram feitos 9 ensaios de deformação permanente com as devidas tensões confinante e desvios indicados na Tabela 4.3, todos moldados na umidade ótima de 20,5% do material. Utilizou-se um N de 160.000 ciclos de aplicação de carga nas amostras, com a frequência de 2 Hz.

Para esse material, a deformação máxima encontrada foi de 3,02 mm para o maior nível de tensão, sendo este valor considerado admissível, visto que a contribuição percentual de deformação desse material para uma camada de base, adotando uma espessura de 20 centímetros, seria de 15%, em relação a um ATR máximo do pavimento 12,5 mm.

Na Figura 4.8 os ensaios 1, 4, e 7 apresentaram os menores valores de deformação permanente acumulada, ocorrendo o inverso quando as tensões desvios são as maiores, como os ensaios 3, 6 e 9, para as diferentes tensões confinantes. Observa-se ainda que as duas primeiras tensões desvios, 40 e 80 kPa, apresentaram o mesmo comportamento em relação à deformação: o aumento da tensão desvio para a mesma tensão confinante aumenta a deformação permanente total da amostra, proporcionalmente.

Esse material foi o que apresentou melhor comportamento em relação às curvas de DP, visto que nos ciclos iniciais apresentou um rápido acúmulo de deformação permanente e, com a aplicação de ciclos de carga ao longo do tempo, essa taxa de crescimento foi diminuindo, não chegando a ser nula, mas apresentando acomodamento do material ao longo dos ciclos para todos os pares de tensão.

GUIMARÃES (2009) explica que a taxa de variação da deformação permanente tende a ser nula com o acréscimo de ciclos de cargas, ou diminui bastante, quando o material tende ao acomodamento. Mas para definir de maneira objetiva o que seria aceitável como “nula ou muito pequena” é necessário um critério objetivo, para o qual foi escolhido o proposto por DAWSON e WELLNER (2003) e WERKMEISTER (2001).

Ainda analisando a Figura 4.8 nota-se que os ensaios 1, 2, 4, 5 e 7 apresentam deformações menores que 1 mm, isso porque são os pares iniciais das tensões da norma com razão de tensão 1 e 2. Com isso, pode-se concluir que os primeiros pares de tensões, por serem menos agressivos ao material, apresentam, conseqüentemente, menores valores de deformação permanente. Já os ensaios 3, 6 e 8, apresentam DP maior, mas ainda de até 2 mm, considerada baixa. Observa-se comportamento semelhante em todas as curvas de DP deste material: todas apresentam uma nítida tendência ao acomodamento das deformações permanentes, pelo fato de estarem as curvas praticamente paralelas ao eixo horizontal. A principal diferença de comportamento é observada nos primeiros 20.000 ciclos de carregamento, onde a taxa de acréscimo da deformação permanente é mais elevada, para o maior estado de tensões aplicado na amostra.

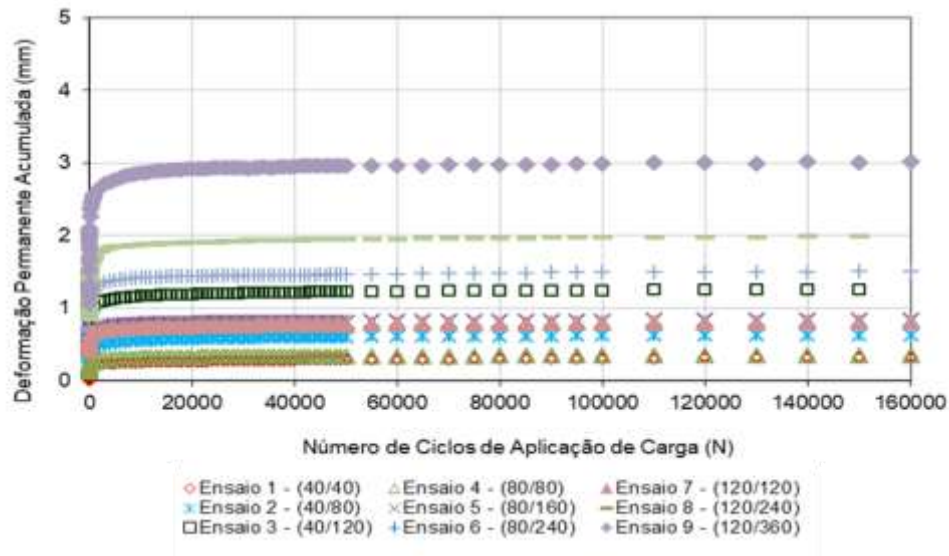


Figura 4.8 – Curva de Deformação Permanente para o solo LG' desta pesquisa

A Figura 4.9 apresenta a taxa de crescimento da DP resultante de cada ensaio de deformação permanente deste material. Observa-se que apenas os ensaios 2, 4, 5 e 8, entraram em acomodamento ou *shakedown*, por apresentarem valores de 10^{-7} (x 0,001 m), já os demais ensaios apresentam taxa de acréscimo entre 10^{-6} e 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga), classificando o material como de comportamento A escoamento elástico. Uma hipótese para alguns dos pares de tensão não terem alcançado o valor de 10^{-7} (0,001 m/ ciclo de aplicação de carga), embora, muito próximo, é que haveria necessidade da aplicação de maior número de ciclos de aplicação de carga para estas tensões.

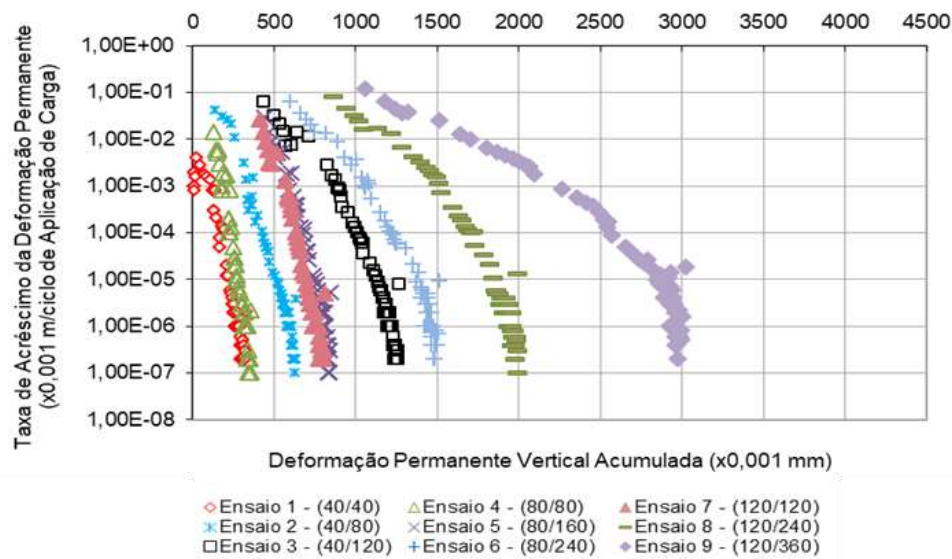


Figura 4.9 – Curvas de taxa de acréscimo de DP para o solo LG' desta pesquisa

A Figura 4.10 apresenta as deformações elásticas e a Figura 4.11 o módulo de resiliência resultante dos ensaios de deformação permanente para o material em estudo. Os ensaios que apresentaram menores deformações elásticas foram 1, 2, 4 e 7, e o que apresentou maior deformação elástica, foi o ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa). Na Figura 4.11, referente ao módulo de resiliência, observa-se que o ensaio 4 ($\sigma_d=80$ kPa e $\sigma_3=80$ kPa) apresentou maior valor, apresentando variação de MR entre 200 e 550 MPa, valores adequados para um material de base a ser usado até certo volume de tráfego.

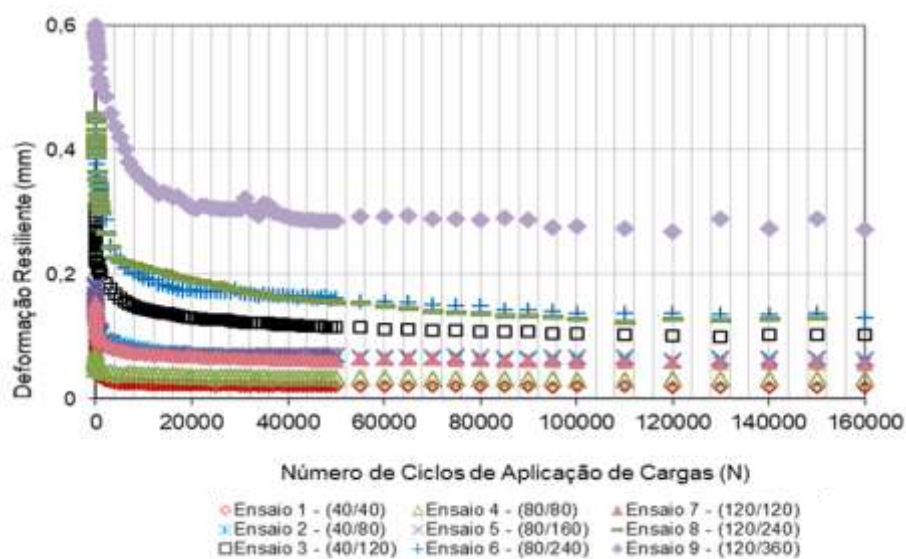


Figura 4.10 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para o Solo LG' desta pesquisa

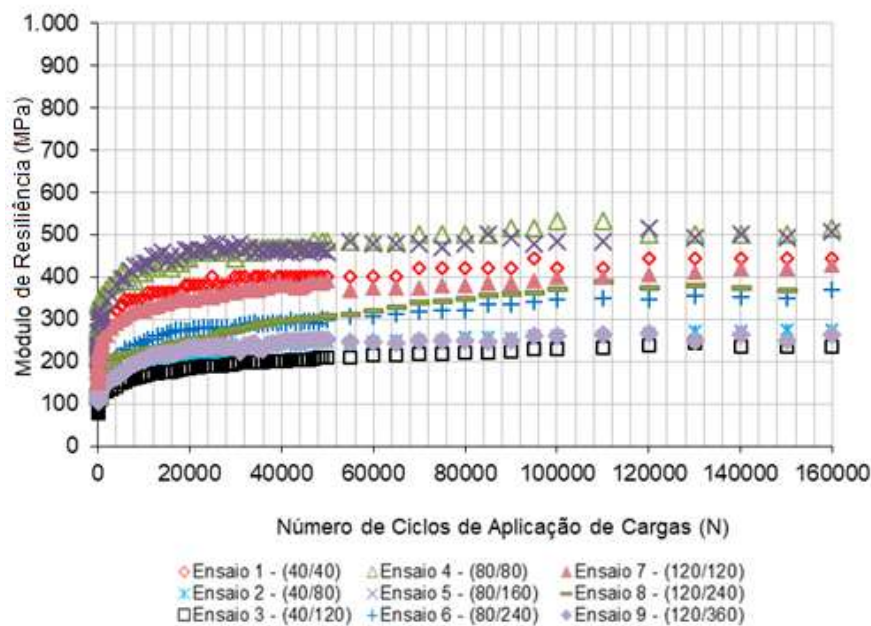


Figura 4.11 – Módulo de resiliência do ensaio de DP para o Solo LG' desta pesquisa

4.5 Resultados dos Ensaios de DP para o Solo NA'

Na Tabela 4.3 são mostrados os resultados dos ensaios realizados com o solo NA', para 150.000 ciclos de aplicação de carga na frequência de 2 Hz. Para esse material foram utilizados os pares de deformação propostos por GUIMARÃES (2009) e que consta na norma DNIT, e todos os corpos de prova foram moldados na umidade ótima de compactação.

GUIMARÃES (2009) aborda que mesmo pequenas variações de umidade em torno da umidade ótima de compactação podem gerar significativas variações na deformação permanente total do material, e foi observado isso para este material.

No que diz respeito à deformação permanente, o solo NA' apresentou deformação maior que 4 mm com a aplicação do maior par de tensão confinante e desvio, valor considerado elevado.

Observa-se pela Figura 4.12 que a razão de tensão 1 apresenta menores deformações, e conforme essa razão aumenta, no caso razão de tensão 2 e 3, nota-se valores de deformação maiores.

A Figura 4.12 indica o comportamento do solo NA' ao longo da aplicação dos 150.000 ciclos de cargas. Os ensaios 1, 2, 3, 4 e 5 apresentam um rápido aumento de deformação nos ciclos iniciais, e posteriormente, a tendência do material é apresentar

certo acomodamento das suas partículas. Já para os ensaios de 6 a 9 observa-se que com a aplicação dos ciclos de carga, a amostra tende a continuar se deformando, não tendendo a acomodar sua DP. Esse comportamento acontece para tensões desvios maiores e com as tensões confinantes de 80 e 120 kPa influenciando nos valores de DP resultante.

O estudo do *Shakedown* foi realizado pela análise da taxa de acréscimo de deformação permanente. Observa-se que as curvas 7, 8 e 9 apresentam comportamento clássico do tipo B, com escoamento plástico, enquanto as demais curvas entraram em *Shakedown*, apresentando comportamento A.

Com isso, para as maiores tensões, o material pode ser classificado, segundo WERKMEISTER (2001) como de nível B, de escoamento plástico, quando apresenta valores na ordem entre 10^{-6} e 10^{-7} (x 0,001 m/ ciclo de aplicação de carga), como mostra a Figura 4.16.

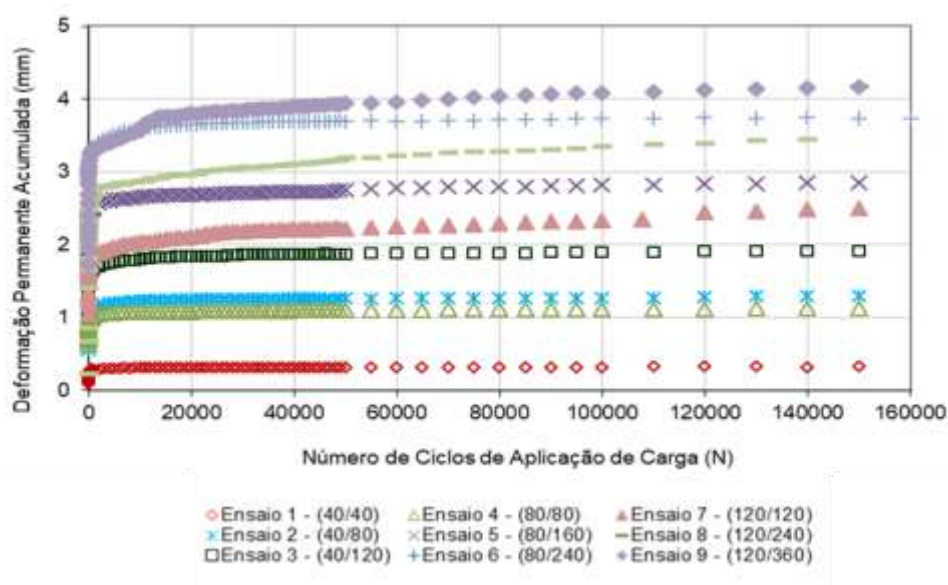


Figura 4.12 – Curva de Deformação Permanente total para o solo NA' desta pesquisa

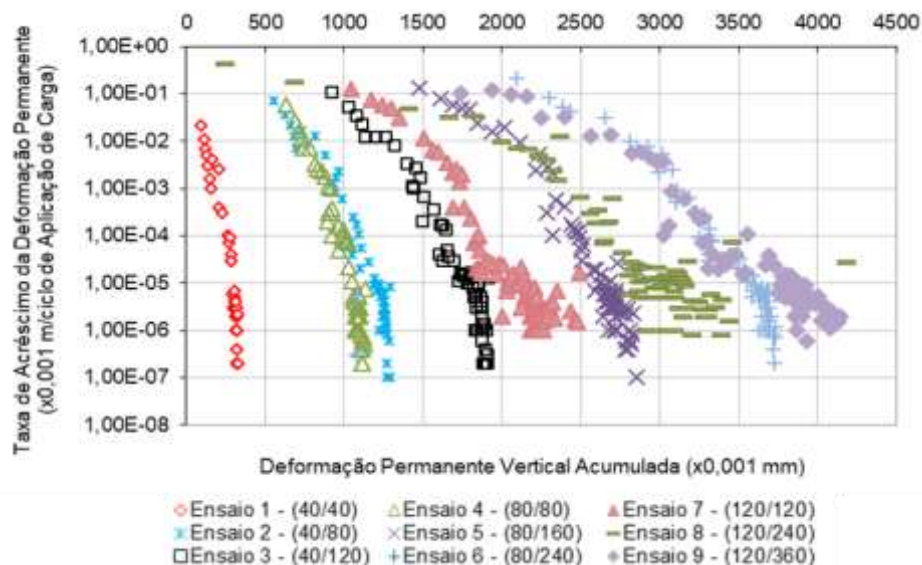


Figura 4.13 – Curvas de taxa de acréscimo de DP para o solo NA' desta pesquisa

A variação da deformação resiliente em relação à aplicação do número de ciclos de cargas no ensaio de deformação permanente é apresentada na Figura 4.14. Observa-se que há uma tendência de decréscimo rápido de deformação resiliente na aplicação dos ciclos iniciais, e posteriormente, ficam constantes com exceção das curvas 7, 8 e 9.

É mostrado na Figura 4.15 o módulo de resiliência resultante do ensaio de deformação permanente, onde a curva que apresentou maior valor foi a do ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa), sendo que os valores de módulo ficaram entre 70 e 220 MPa, praticamente metade do intervalo obtido para o solo LG'.

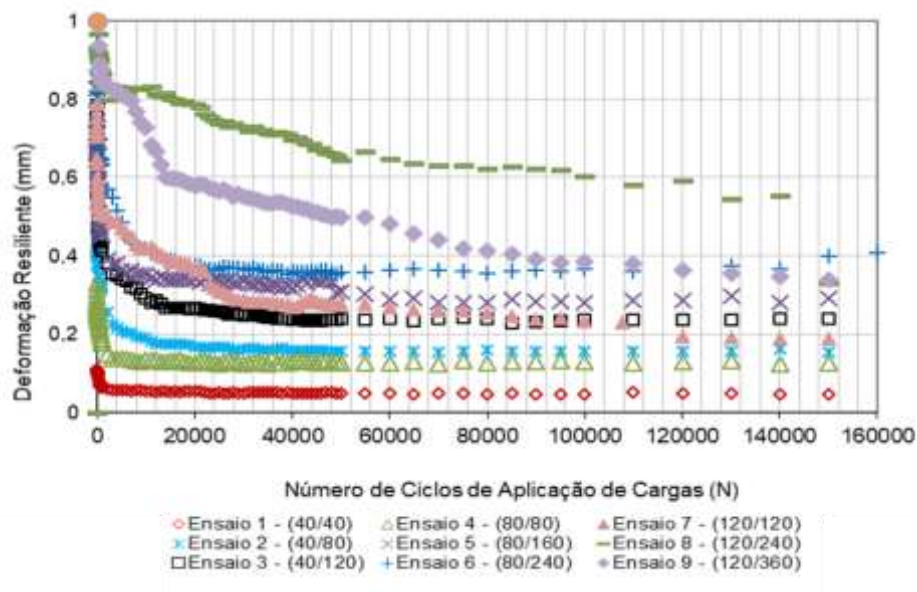


Figura 4.14 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para o Solo NA' desta pesquisa

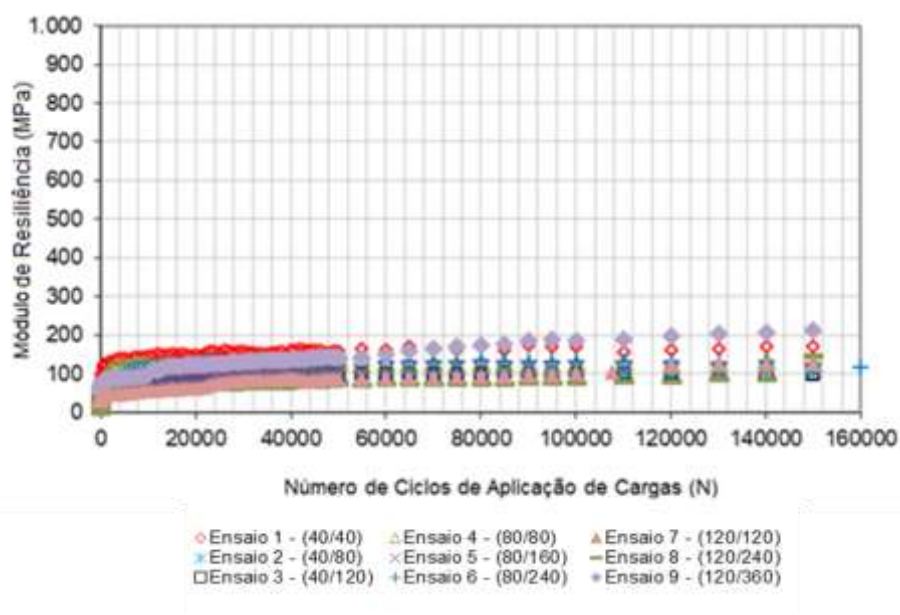


Figura 4.15 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para o Solo NA' desta pesquisa

4.6 Resultados dos Ensaios de DP para o Solo NG'

Os ensaios de deformação permanente foram realizados com 150.000 ciclos de aplicação de carga e com frequência de 2 Hz para os 9 pares de tensões. Observou-se que o material apresentava deformação contínua ao longo da aplicação de carga, então,

resolveu-se no ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3= 120$ kPa) aplicar 200.000 ciclos, para comprovar o comportamento de acréscimo de DP e não seu acomodamento.

A deformação máxima encontrada para este material NG', como pode ser observada na Figura 4.19, foi no ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3= 120$ kPa), com valor maior que 3,5 mm, considerado elevado, visto que se este material estivesse em uma camada do pavimento com espessura de 20 centímetros, estando submetida às tensões aplicadas no ensaio 9, a contribuição de deformação dessa camada seria de quase 20% em relação a um ATR de 12,5 cm, para $N = 2 \times 10^5$, sem tendência ao acomodamento.

Como observado na Figura 4.16, os ensaios 1 e 2 tendem ao acomodamento das suas partículas com a aplicação das cargas, e os demais ensaios, apresentam crescimento até o fim dos 150.000 ciclos e no ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3= 120$ kPa) até com 200.000 ciclos de aplicação de cargas. Constatou-se para este par de tensões que aplicando 50.000 ciclos a mais nessa amostra não houve acomodamento de deformação, prosseguindo o acúmulo de DP.

Na Figura 4.16 são expressos os valores máximos resultantes do ensaio de deformação permanente para cada par de tensões aplicado e as deformações permanentes acumuladas foram menores que 0,5 mm para os ensaios 1 e 2. Assim se este material estiver numa profundidade no pavimento em que as tensões atuantes sejam próximas destas correspondentes aos níveis 1 e 2 poderia ser usado, visto que se acomoda.

Isto já não acontece se o nível de tensões forem as do ensaio 3 ($\sigma_d=120$ kPa e $\sigma_3= 40$ kPa), visto que com σ_d maior do que nos ensaios 1 e 2, não há mais acomodamento do material. Para a maioria dos estados de tensões se nota que este material não se acomoda, tendendo sempre ao crescimento da DP, quanto maior a σ_d aplicada.

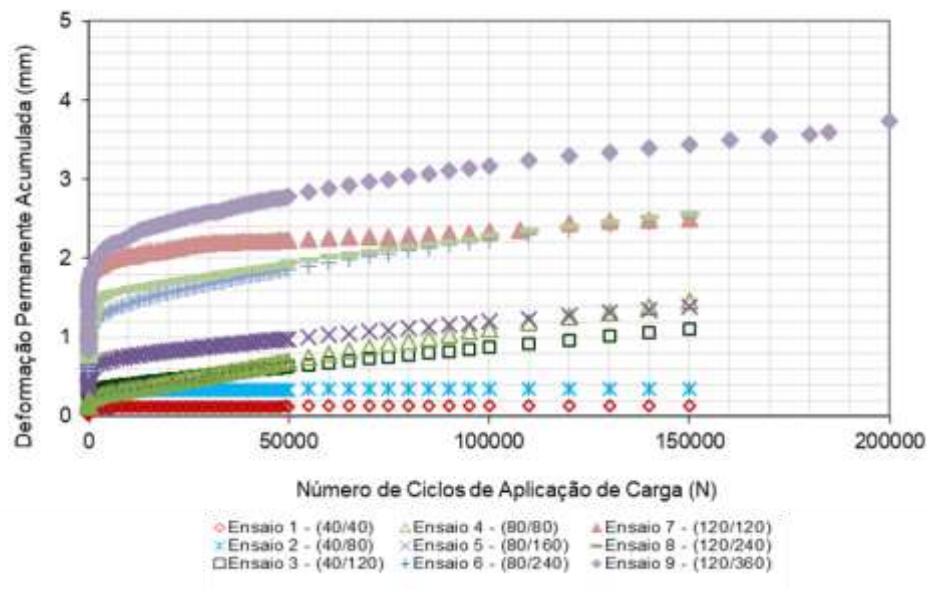


Figura 4.16 – Curva de Deformação Permanente total para o Solo NG’ desta pesquisa

Na Figura 4.17 são apresentados os resultados da taxa de crescimento da DP para verificar de forma objetiva a ocorrência do *shakedown* referente a este material NG’ para os ensaios triaxiais realizados. Observa-se que os ensaios 1 e 2 entraram em *shakedown*, visto que apresentam taxa de deformação na ordem de 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga). Porém as demais curvas apresentam comportamento típico do nível B, tendendo a C.

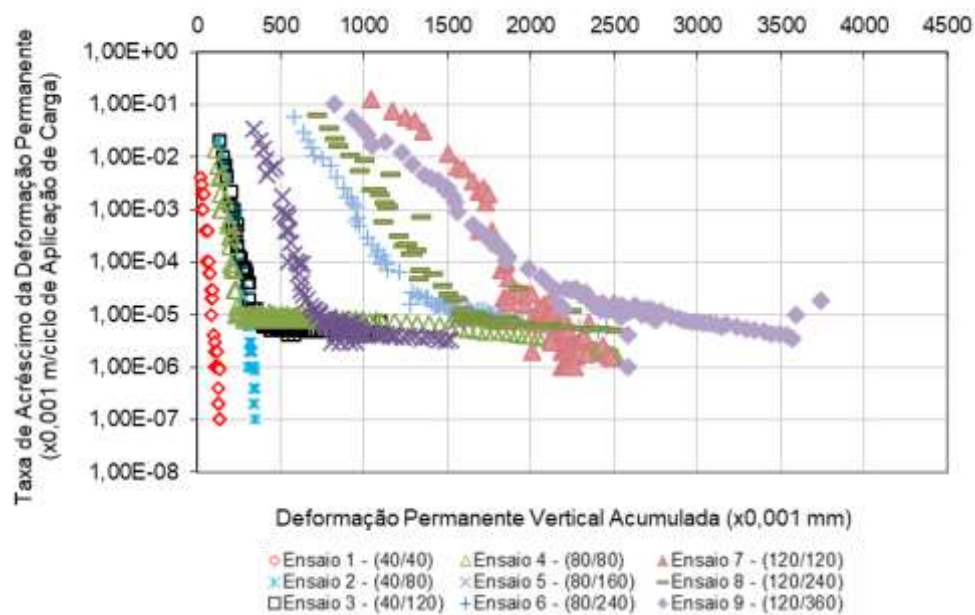


Figura 4.17 – Curvas de taxa de acréscimo de DP para o Solo NG’ desta pesquisa

Na Figura 4.18 são apresentadas as deformações resilientes encontradas durante ensaio de deformação permanente deste material NG'. Observa-se que apresentam inicialmente um decréscimo de deformação resiliente na aplicação dos ciclos iniciais e posteriormente, apresenta valor constante.

A Figura 4.19 expressa o módulo de resiliência do material em função da aplicação dos ciclos de cargas. A curva que apresentou o maior módulo para os 150.000 ciclos, foi o ensaio 9, na ordem de 950 MPa. Observa-se que houve uma grande variação dos resultados, diferente do ocorrido para outros materiais desta pesquisa.

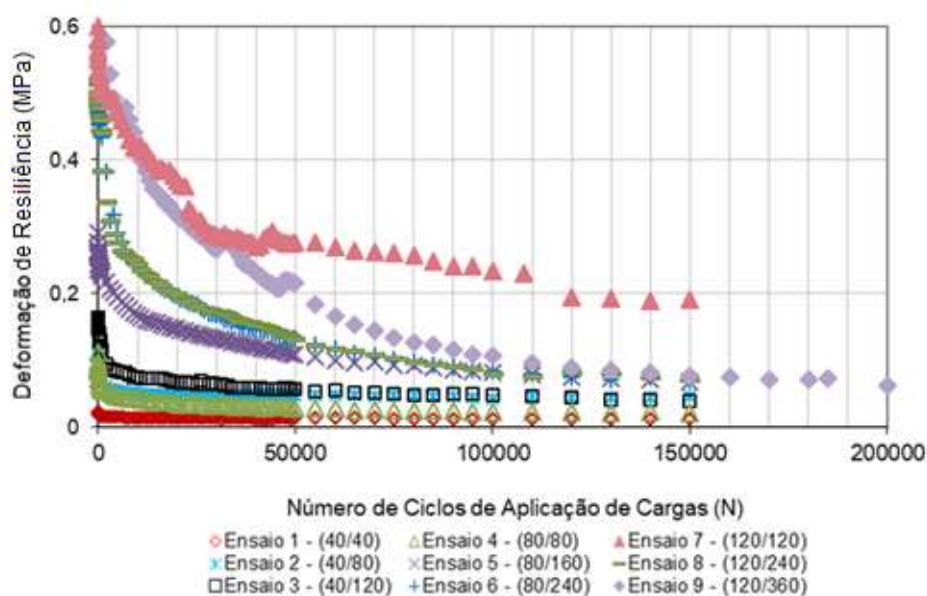


Figura 4.18 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para o Solo NG' desta pesquisa

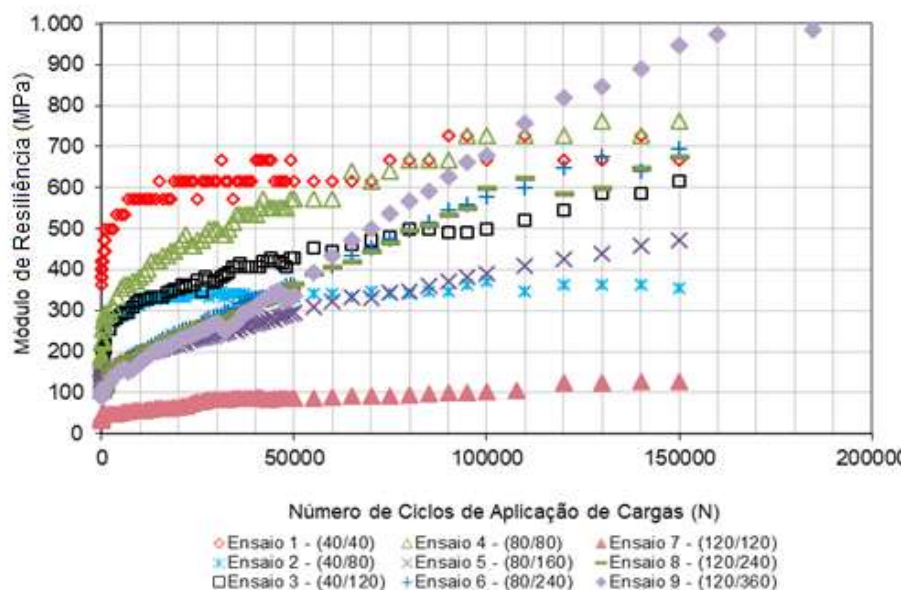


Figura 4.19 – Módulo de resiliência do ensaio de DP para o Solo NG' desta pesquisa

4.7 Resultados dos Ensaios de DP para a Mistura M1

Para esta mistura solo-brita, denominada M1, foi utilizado o solo NA' com o material britado, na composição explicada no capítulo 3. Para essa mistura foram utilizados 160.000 ciclos de aplicação de carga com frequência de 2 Hz para os 9 ensaios com as tensões confinantes e desvios apresentadas na Tabela 4.3.

Adotou-se 10.000 ciclos de cargas a mais do que o método proposto pelo DNIT indica, para melhor definir o comportamento da mistura. Os corpos de prova foram moldados de acordo com a umidade adotada de 8,1%. Para verificar o efeito da umidade, 3 corpos de prova foram compactados com a umidade de 9,1% e submetidos aos níveis de tensões mais elevados de cada σ_3 (ensaio 3, 6, e 9).

Na Tabela 4.4 encontram-se os valores referentes à deformação permanente total resultantes das amostras com 8,1% de umidade e na Tabela 4.5 são apresentados os valores em relação à mistura com 9,1% de umidade.

Pela Tabela 4.4 pode-se observar que o valor de DP máxima resultante para o maior par de tensões é de 4,14 mm, que pode ser considerado elevado se o material não tender ao acomodamento, quando se considera que o ATR total que um pavimento pode apresentar, para uma rodovia de alto tráfego é 12,5 mm. Esse valor elevado de deformação foi apresentado no ensaio 9, com os maiores pares de tensões, e este estado de tensões

seria o condicionante para o dimensionamento de um pavimento com este material na camada de base ou sub-base.

Na Tabela 4.5, onde as amostras foram moldadas com 9,1% de umidade, são apresentados os valores de DP máximos para as três tensões (σ_d) mais críticas de cada tensão confinante. Comparando os valores da Tabela 4.4 para os mesmos pares de tensões na Tabela 4.5, porém em umidades diferentes, nota-se um grande aumento referente à deformação permanente, sendo que para a umidade de 9,1% o valor máximo encontrado foi maior que 6 mm, considerado muito elevado para apenas uma camada do pavimento, podendo afirmar que essa mistura é muito sensível à umidade, visto que variando 1% da umidade de compactação, permitido em geral nas obras, encontrou-se grande diferença em valores de deformação permanente.

Percebe-se que o solo NA' individualmente apresentou DP total de 4 mm no máximo em 150.00 ciclos, mas sem tendência ao acomodamento. A ideia de fazer essa mistura solo-brita com este material, nas proporções usadas na mistura M1 mostram que não houve nem melhoria de comportamento, ou seja, esta proporção não foi boa.

Em relação aos dados da Tabela 4.4, observa-se que valores com menores tensões desvios e confinantes acarretam em menores deformações permanentes, e conforme a tensão desvio vai sendo aumentada para a mesma tensão confinante, nota-se que a deformação permanente também apresenta valores maiores.

Tabela 4.4 – Valores da DP total acumulada da mistura M1 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 8,1% nesta pesquisa

Ensaio	UMIDADE 8,1%		
	Tensão (kPa)		N=160.000
	σ_d	σ_3	ε_p (mm)
1	40	40	0,45
2	80		1,13
3	120		1,72
4	80	80	0,85
5	160		1,82
6	240		2,83
7	120	120	1,25
8	240		2,64
9	360		4,14

Tabela 4.5 – Valores da DP total acumulada da mistura M1 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 9,1% nesta pesquisa

Ensaio	UMIDADE 9,1%		
	Tensão (kPa)		N=160.000
	σ_d	σ_3	
3	120	40	1,88
6	240	80	4,85
9	360	120	6,47

Na Figura 4.20 estão mostradas as curvas resultantes do ensaio de DP nos 9 corpos-de-prova com umidade de 8,1%. Percebe-se que os ensaios 1, 2 e 3, com menor tensão confinante, apresentam o comportamento de acomodamento das deformações com a aplicação do número de cargas. Para alguns pares de tensões parece não tender ao acomodamento de suas partículas.

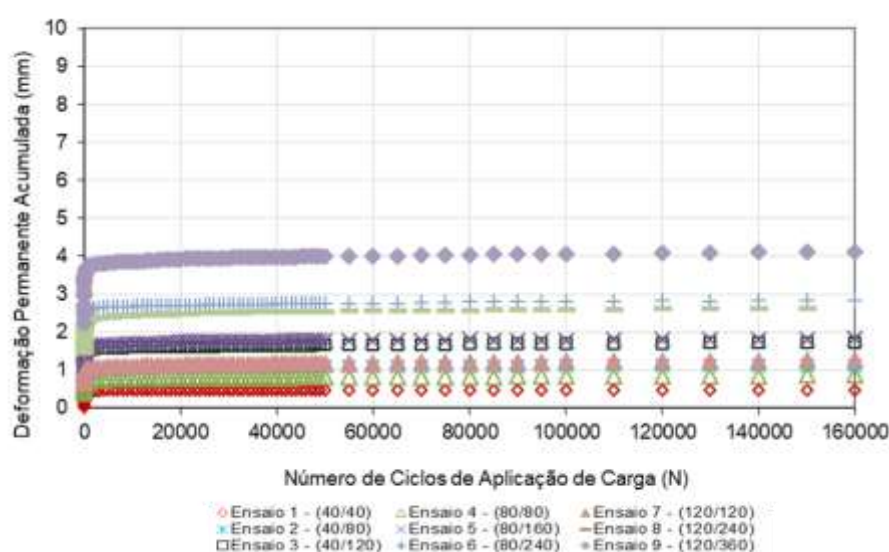


Figura 4.20 -Resultados do ensaio de DP para a mistura M1 na umidade de compactação de 8,1%

É apresentado na Figura 4.21 somente três curvas de deformação para as amostras na umidade de 9,1%. Para essa umidade foram feitos apenas ensaios com as tensões mais críticas apresentadas na Tabela 4.5. Observa-se que para essas tensões ensaiadas, a mistura apresentou altos valores de deformação permanente, sendo que o ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa) resultou em 6,47 mm de deformação, confirmando que essa mistura é muito sensível à umidade.

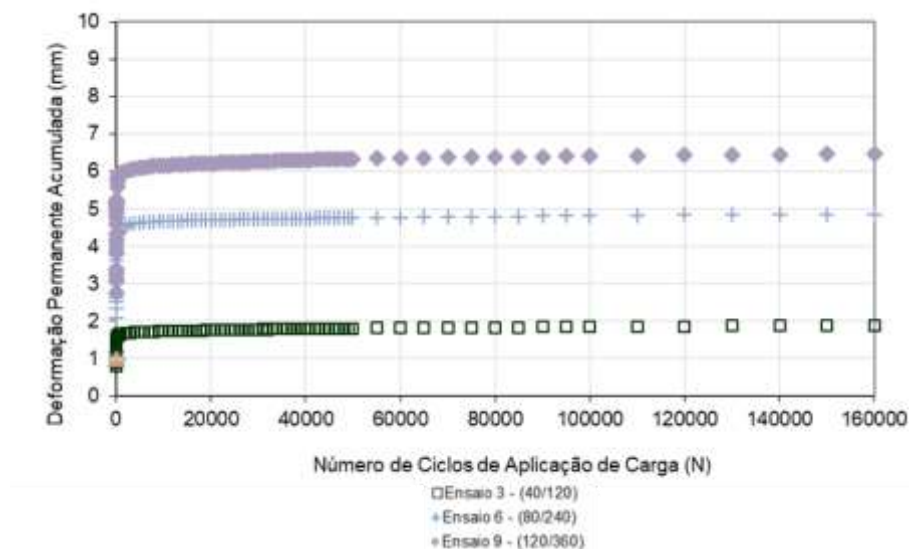


Figura 4.21 – Resultado do ensaio de DP para a mistura M1 na umidade de compactação de 9,1%

Na Figura 4.22 que expressa o estudo do *shakedown*, nota-se que esse material ensaiado na umidade de 8,1% apresentou curvas que resultaram em valores entre 10^{-6} e 10^{-7} (x 0,001 m/ciclos de aplicação de carga), e somente os ensaios 1 e 9 alcançaram o patamar de 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga), podendo a mistura ser classificada com comportamento de nível B, com escoamento plástico.

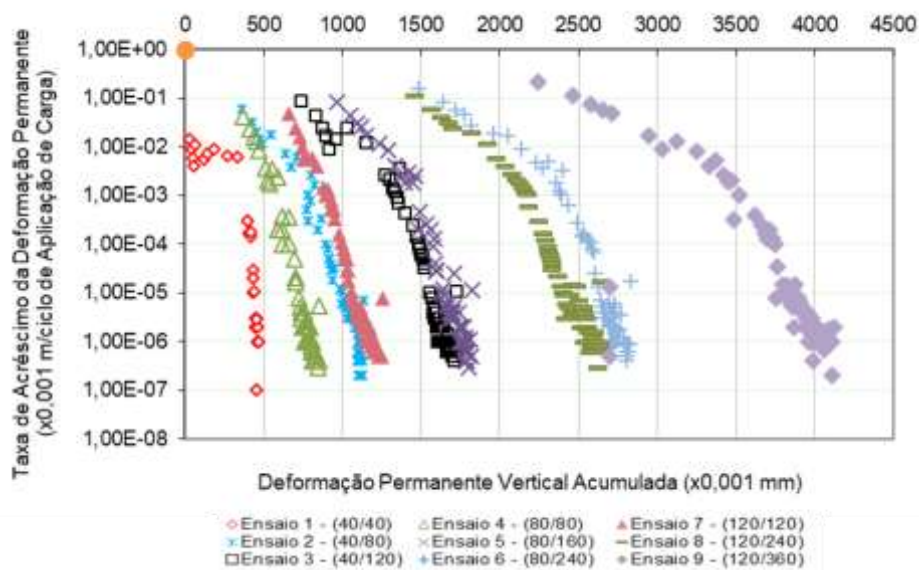


Figura 4.22 – Gráfico da taxa de DP da mistura M1 desta pesquisa para definição do acomodamento

É apresentada na Figura 4.23 a deformação elástica resultante para cada corpo de prova do ensaio de deformação permanente da amostra M1. Observa-se que o ensaio que apresentou menor deformação resiliente foi o ensaio 1, por causa das baixas tensões desvio e confinantes aplicadas, e, o ensaio que apresentou maior valor, foi o ensaio 9, justamente por apresentar maiores tensões aplicadas.

Já a Figura 4.24 expressa o módulo de resiliência resultante, e foram encontrados maiores valores para o ensaio 1 ($\sigma_d=40$ kPa e $\sigma_3=40$ kPa), pelo fato de apresentar, menores deformações resilientes. O MR da mistura M1 varia entre 100 e 300 MPa.

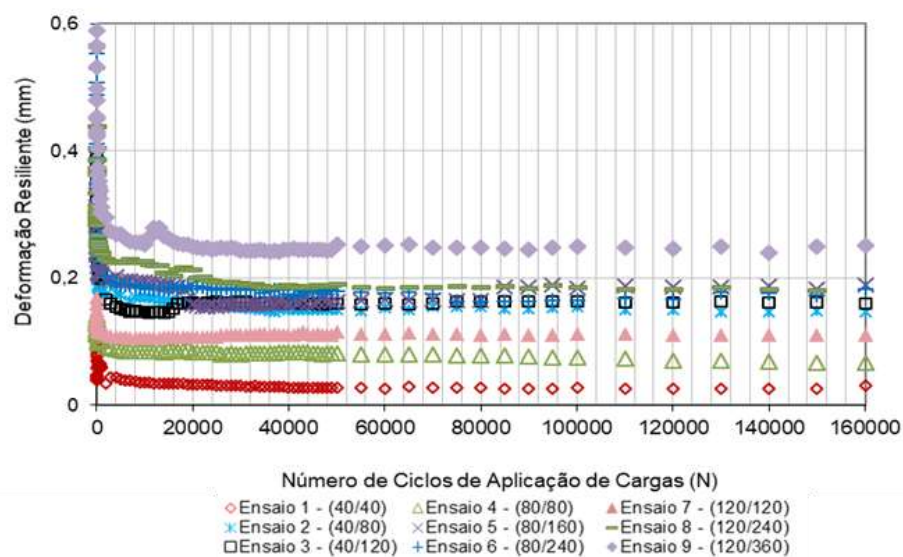


Figura 4.23 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M1 desta pesquisa

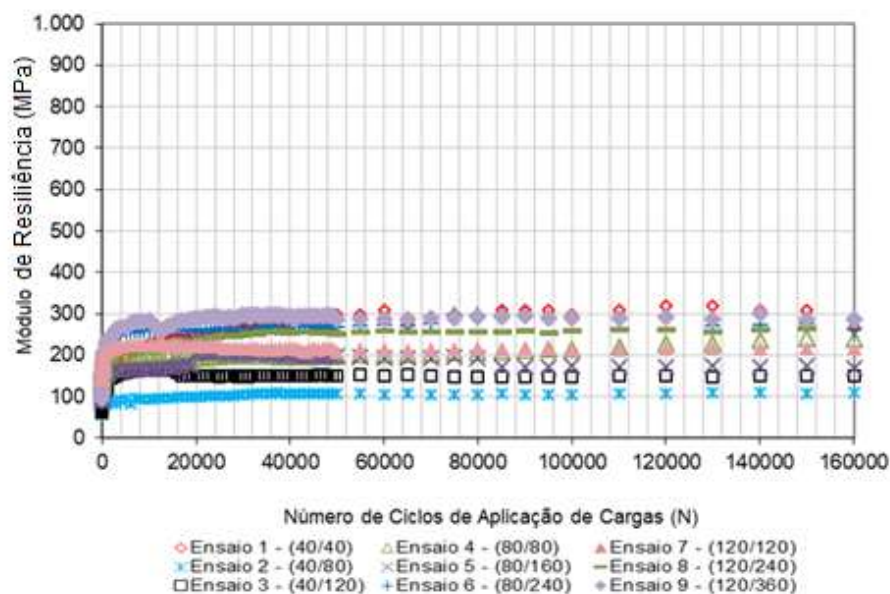


Figura 4.24 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para mistura M1 desta pesquisa

O objetivo da realização da mistura M1 de solo-brita era encontrar valores menores resultantes do ensaio de DP e melhores valores de MR. O solo NA' que foi usado para compor a mistura, apresentou DP total de 4,18 mm com 123 MPa de MR médio, apresentando comportamento do nível B, em relação ao *shakedown*. A brita resultou em dados de DP total de 2,23 mm com MR de 356 MPa com comportamento do nível B. A mistura M1 resultou em valores de DP total de 4,14 mm com MR de 173 MPa, sendo classificada como de nível B referente ao estudo do *shakedown*. Conclui-se que essa mistura não atendeu ao objetivo proposto, pois apresentou DP total elevada e baixo valor de MR em relação à brita pura, ficando suas características mais próximas do próprio solo puro. Também apresentou problemas em relação a homogeneização do material, dificultando ainda mais sua aplicação em campo.

4.8 Resultados dos Ensaios de DP para a Mistura M2

Na mistura M2 foi utilizado o solo NG' e brita, com a composição apresentada no capítulo 3. Adotou-se para o ensaio de DP os pares de tensões proposto por GUIMARÃES (2009), com 160.000 ciclos de aplicação de cargas com 2 Hz de frequência de aplicação, como observado na Tabela 4.3.

Essa mistura apresentou o mesmo comportamento que a mistura M1, para a definição da umidade ótima e se adotou, para a moldagem dos corpos de prova, a umidade

de 8,5%. Para comparação, são apresentadas curvas de deformação permanente do material compactado com a 9,5% de umidade, nas tensões mais críticas a que o material é submetido. Observa-se pela Tabela 4.6 que o valor de deformação máxima obtido para essa mistura foi de 2,69 mm, sendo este valor considerado admissível para uma camada do pavimento.

A Tabela 4.6 apresenta os valores máximos resultantes para a deformação permanente das amostras de 8,5% de umidade e a Tabela 4.7 os dados de deformação referentes à umidade de 9,5%, somente para três corpos de provas.

Tabela 4.6 – Valores da DP total acumulada da mistura M2 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 8,5%

Ensaio	UMIDADE 8,5%		
	Tensão (kPa)		N=160.000
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)
1	40		0,20
2	80	40	0,45
3	120		1,17
4	80		0,56
5	160	80	1,83
6	240		2,05
7	120		0,95
8	240	120	1,72
9	360		2,69

Tabela 4.7 – Valores da DP total acumulada da mistura M2 para 160.000 ciclos, compactada na umidade de 9,5%

Ensaio	UMIDADE 9,5%		
	Tensão (kPa)		N=160.000
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)
3	120	40	2,46
6	240	80	5,51
9	360	120	9,53

Comparando a Tabela 4.6 e a Tabela 4.7, percebe-se que os mesmos pares de tensões apresentaram valores diferentes quando aplicados em materiais com variação de umidade de 1%, e na umidade de 8,5 % a maior DP foi 2,69 mm e na umidade de 9,5%

maior deformação foi 9,53 mm, muito elevado quando se trata da mesma mistura com a variação de umidade de compactação de somente 1%.

Na Figura 4.25, os corpos de prova compactados na umidade de 8,5%, apresentaram o mesmo comportamento inicial da mistura M1, onde nos primeiros ciclos há um rápido acúmulo da deformação permanente, porém, para esta mistura M2, a deformação tende a estabilizar.

Nota-se na Figura 4.25, que nos ensaios 1 e 2 da M2, a deformação permanente foi bem baixa, pelo fato das tensões aplicadas serem baixas resultando em valores de deformação menores que 0,5 mm, e o ensaio 3, com tensão desvio maior de 120 kPa, apresenta deformação de 1,2 mm.

Para as demais curvas das tensões confinantes de 80 e 120 kPa, nota-se o mesmo comportamento observado nas curvas para a mistura M1: que quanto maior a tensão aplicada, maior a deformação resultante.

Na umidade de 8,5% a deformação máxima foi de 2,69 mm para o ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa) com 160.000 ciclos de aplicação como mostra a Figura 4.28. Para a umidade de 9,5% a DP foi maior que 9,5 mm no ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa) com apenas 650 ciclos de aplicação de carga, mostrado na Figura 4.26, configurando ruptura do corpo de prova, comportamento do tipo C. Para melhor observação, o resultado do ensaio deste corpo de prova está ampliado na Figura 4.27, mostrando o crescimento acelerado da DP.

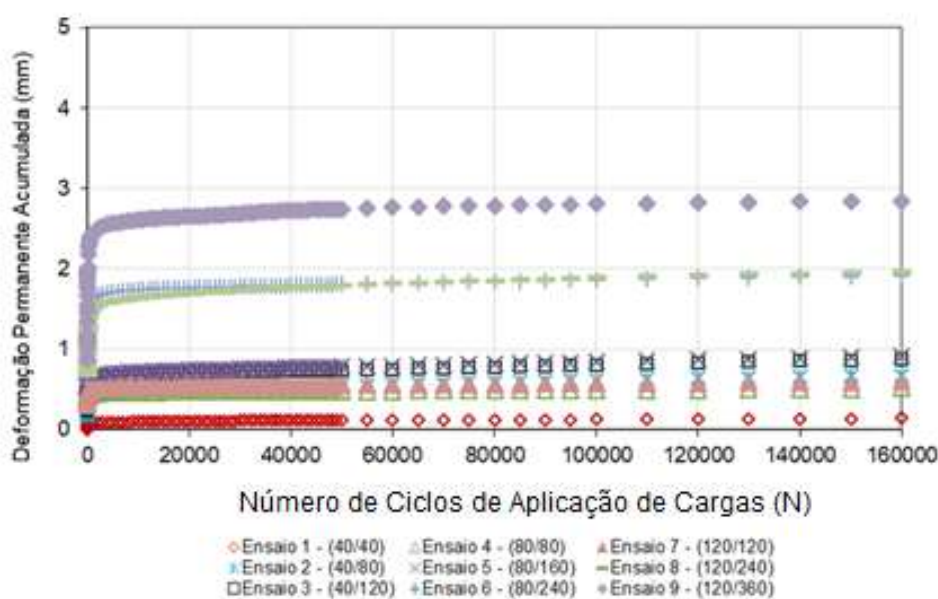


Figura 4.25 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 8,5%

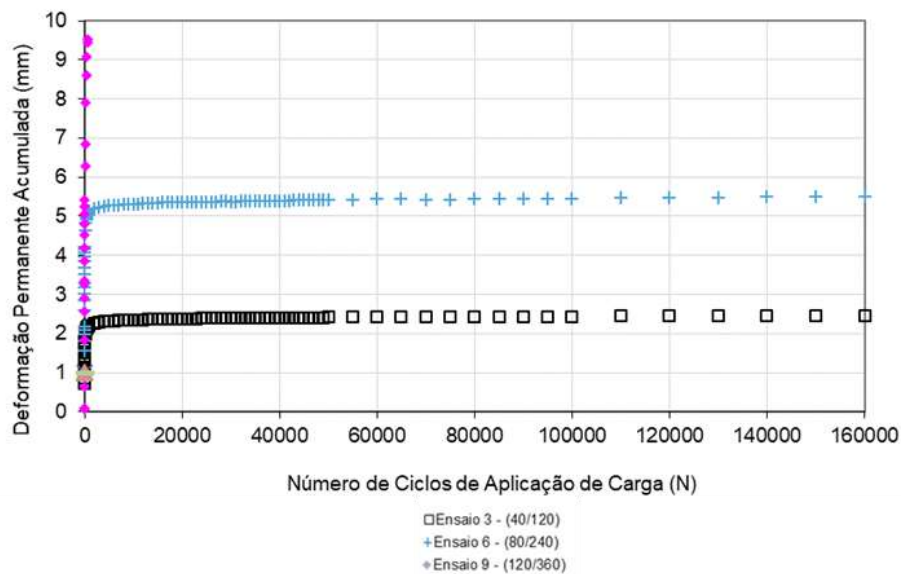


Figura 4.26 – Resultado do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 9,5%

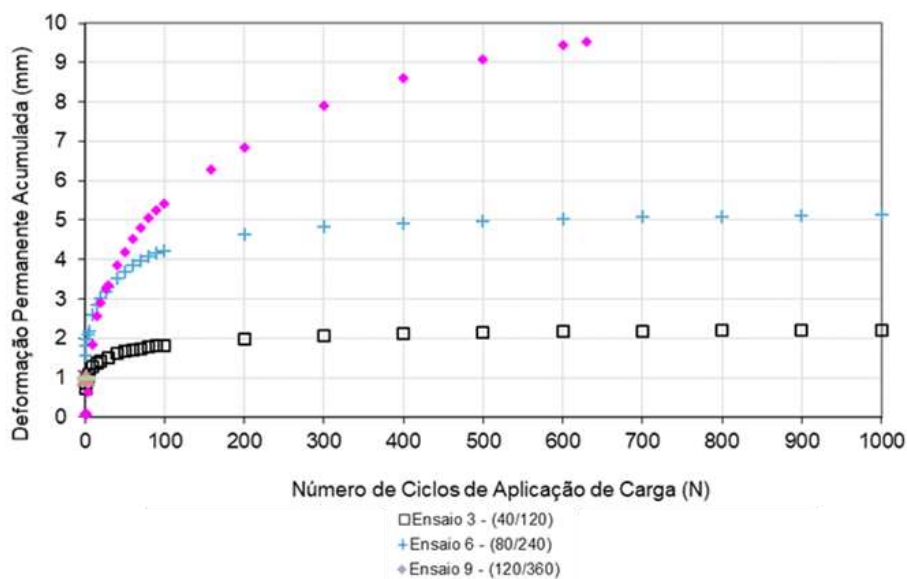


Figura 4.27 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M2 na umidade de compactação de 9,5% em escala ampliada

Para o estudo do *Shakedown*, foi utilizado o modelo baseado na taxa de crescimento e os resultados são apresentados na Figura 4.28. Nota-se que apenas as curvas 1, 2 e 4 apresentam taxa de deformação na ordem de 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga), apresentando acomodamento. Porém, os demais ensaios estão entre 10^{-6} e 10^{-7} (x 0,001 m/ ciclo de aplicação de carga), e com isso, a M2 é classificada com comportamento

do nível B, escoamento plástico. Pode ser que as curvas atingissem o *shakedown* para um número maior de ciclos porque parecem tender a taxa nula.

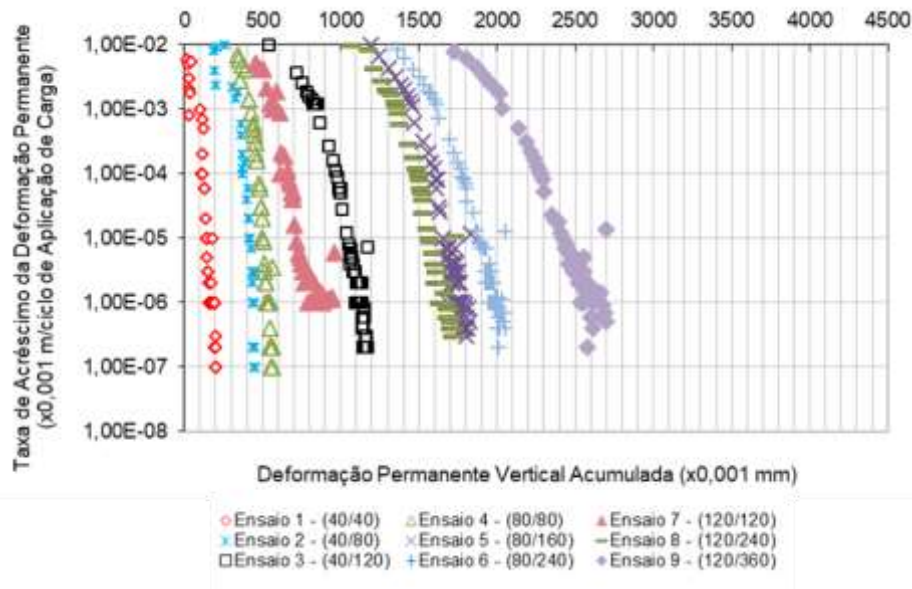


Figura 4.28 – Gráfico da taxa de DP da mistura M2 para definição do acomodamento

A Figura 4.29 apresenta a deformação elástica resultante do ensaio de deformação permanente. Observa-se que a deformação resiliente nos ciclos iniciais diminuiu rapidamente e para os ensaios 1, 2, 4, 5, 7 e 8 tendeu a um nível constante de deformação. O ensaio que apresentou maior deformação resiliente foi o ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa), devido as maiores tensões. As curvas de módulo de resiliência para este material, são apresentadas na Figura 4.30, onde se observa que os valores de módulo variam entre 200 e 550 MPa.

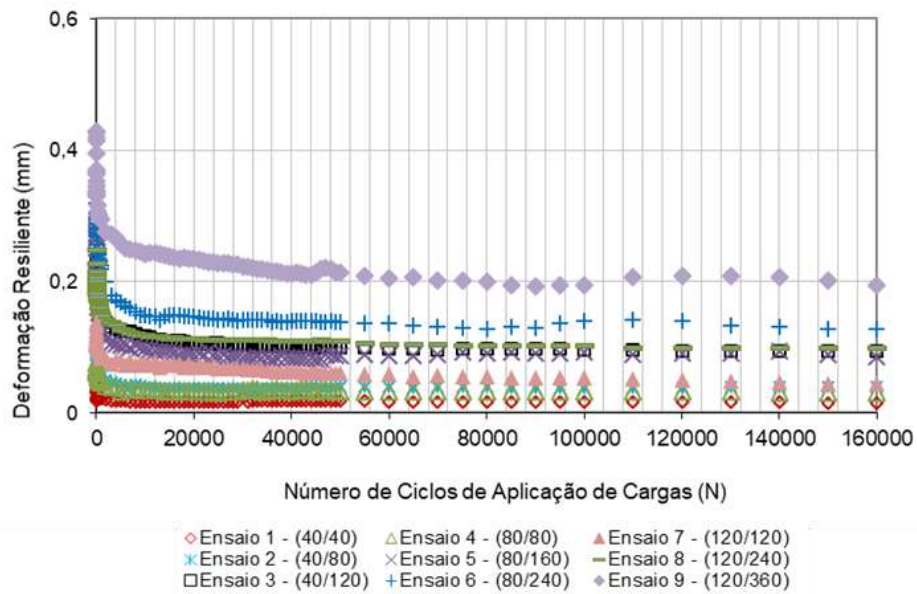


Figura 4.29 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M2 desta pesquisa

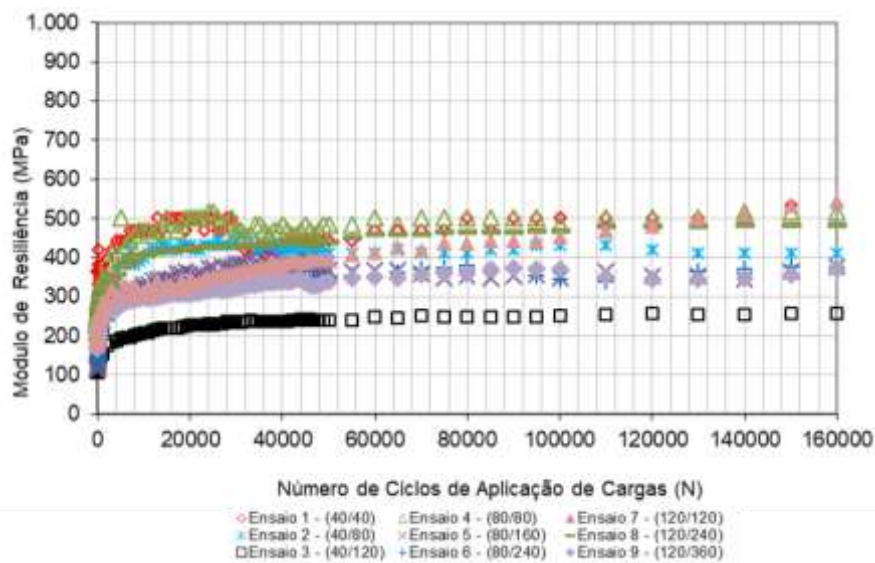


Figura 4.30 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para a mistura M2 desta pesquisa

Para a mistura M2 de solo-brita foi utilizado o solo NG' que resultou em valores de DP total de 4,30 mm e 303 MPa de MR, apresentando, em relação ao *shakedown* comportamento do nível B. Os dados da brita pura de DP total foram de 2,23 mm com MR de 356 MPa e comportamento do nível B. A mistura M2 resultou em valores de DP total de 2,69 mm com MR de 156 MPa, sendo classificada como de nível B referente ao estudo do *shakedown*. Conclui-se que a mistura M2 apresentou valores de DP menores

em relação a mistura M1 (4,30 mm), porém, em relação a valores de MR, ainda assim apresentou valores baixos, de 156 MPa, resultando em baixa rigidez.

4.9 Resultados dos Ensaios de DP para M3

Nesta mistura solo-brita M3, com 30% solo LG' e 70% brita foram usados 160.000 ciclos de carga com a frequência de carregamento de 2Hz, como apresentado na Tabela 4.3.

Ao longo deste item, serão apresentados e discutidos os dados resultantes da deformação permanente, do estudo do shakedown a deformação elástica e o módulo de resiliência desta mistura.

Para essa mistura encontrou-se valor de deformação permanente total máximo de 2,84 mm, que é aceitável, considerado que o afundamento de trilha de roda limite para uma rodovia com alto volume de tráfego é de 12,5 mm.

Conforme se aumenta a tensão desvio para a mesma tensão confinante, nota-se o aumento dos valores de deformações, comportamento também observado nas misturas M1 e M2. Os valores mais expressivos foram encontrados para os ensaios 3, 6 e 9, que são os valores de tensão desvio mais altos para as tensões confinantes de 40, 80 e 120 kPa, respectivamente.

A deformação permanente, como mostrada nas curvas da Figura 4.31, foi acumulada rapidamente nos ciclos iniciais e foi diminuindo a taxa de crescimento com a aplicação dos ciclos de cargas. Outro fator a ser considerado, é a tendência de a taxa de deformação ser nula com a aplicação de carga. Em alguns ensaios, como o 1, 2 e 4, observou-se isso, mas não nos demais. GUIMARÃES (2009) e LIMA (2016) comentam que, em alguns ensaios realizados por eles em materiais granulares, constatou-se que a taxa de acréscimo não era nula, mas diminuía bastante.

Observa-se pela Figura 4.31 que o ensaio 1 resultou em baixíssima deformação tendendo ao acomodamento das suas partículas, o que parece não acontecer nos outros dois ensaios, 2 e 3, também com baixas deformações iniciais, mas ao longo do carregamento, apresentam deformação crescente. Já para as tensões de 80 e 120 kPa, a deformação permanente também cresce com as tensões aplicadas ao longo dos ciclos de carga, e apresentaram os maiores valores de DP desta mistura.

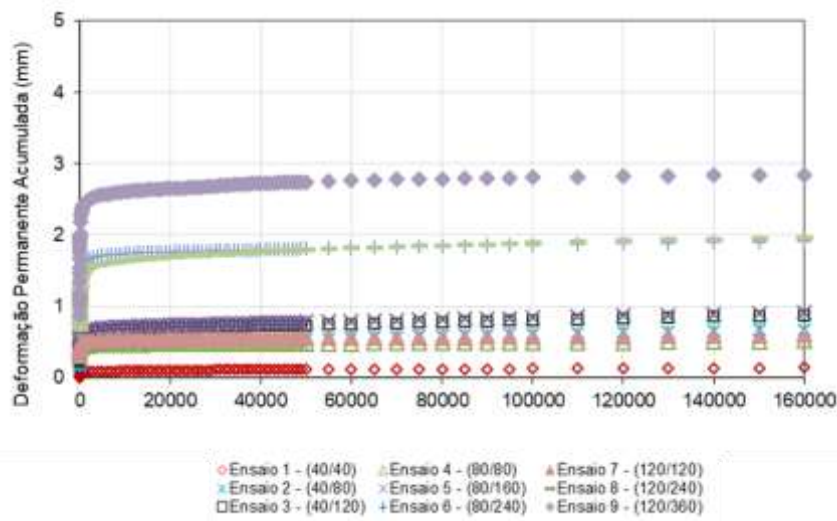


Figura 4.31 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M3 desta pesquisa

A Figura 4.32 apresenta a taxa de crescimento em relação à deformação permanente vertical acumulada, apresentando taxa de acréscimo de 10^{-6} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga). Nenhuma curva chegou até o patamar de 10^{-7} (x 0,001 m), com isso, a análise do *Shakedown* indica que essa mistura apresenta comportamento do tipo B, ou seja, escoamento plástico.

Pode ser que para número maior de ciclos de carga, houvesse acomodamento, mas mais provável é que a granulometria adotada pode não ter sido a melhor para estes dois materiais combinados. Nas Figura 4.33 e Figura 4.34 as deformações elásticas e o módulo de resiliência apresentam o mesmo comportamento observado nos outros materiais onde inicialmente a deformação elástica apresenta tendência a diminuir com a aplicação dos ciclos de cargas e após, ficam praticamente constantes.

Na Figura 4.33 são expressas as deformações elásticas resultantes dos ensaios de DP da M3 e nota-se que o ensaio 1 apresentou comportamento semelhante ao da primeira mistura, resultando em valores baixos de deformação elástica, e o ensaio que apresentou maior deformação elástica, foi o ensaio 9 ($\sigma_d=360$ kPa e $\sigma_3=120$ kPa) com razão de tensão de 3. Nota-se que os ensaios 1, 2, 3 e 4 apresentam comportamento muito parecido, que é o MR constante ao longo da aplicação de cargas, o que não é observado nos demais ensaios.

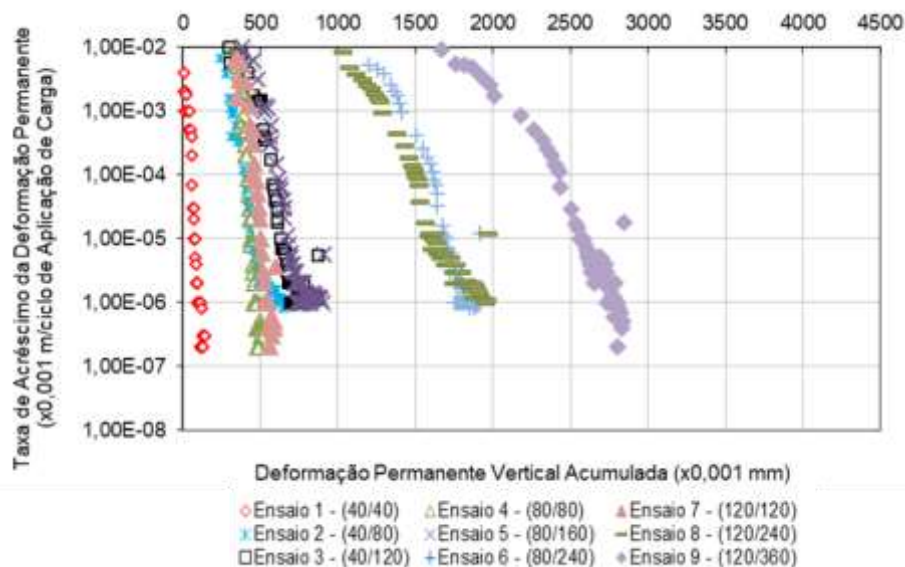


Figura 4.32 – Gráfico da taxa de DP da mistura M3 desta pesquisa para definição do acomodamento

A Figura 4.34 expressa o módulo resiliente do material em relação ao número de ciclos de cargas. A curva que apresentou o maior módulo foi o ensaio 4, com cerca de 1000 MPa. Observa-se uma grande variação dos resultados, em relação as tensões aplicadas. Os valores de MR ficaram entre 150 e 1000 MPa.

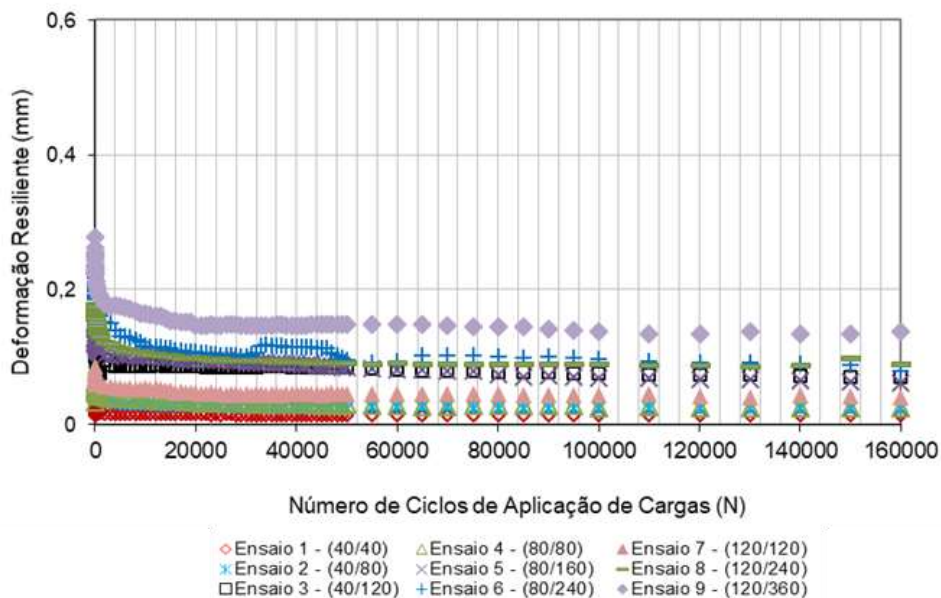


Figura 4.33 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M3 desta pesquisa

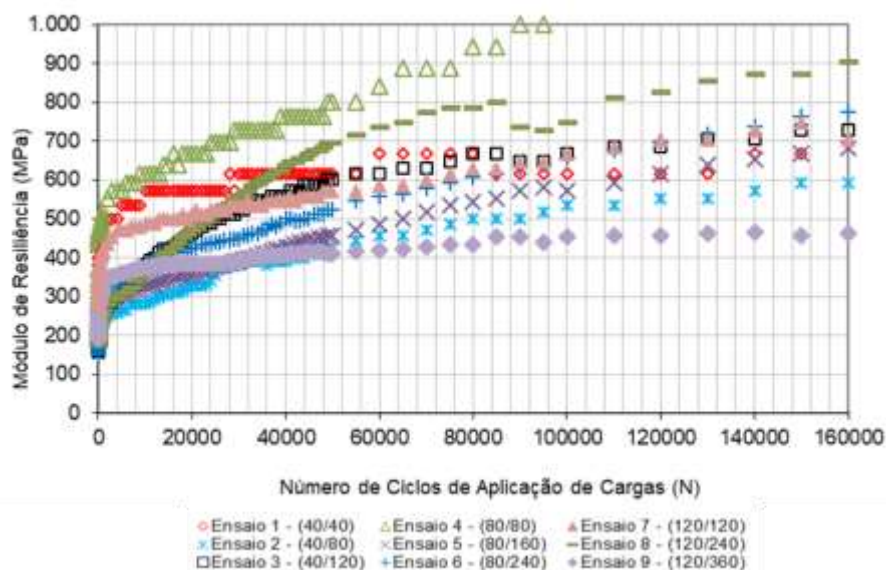


Figura 4.34 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para a mistura M3 desta pesquisa

4.10 Resultados dos Ensaio no Triaxial para M4

Optou-se por fazer essa mistura M4, com 30% solo NG' e 70% brita, em proporção, para que os resultados gerados pudessem ser comparados com os dados da mistura M3. O objetivo é testar se a natureza do solo influencia, já que as normas não citam este aspecto. A ideia é comparar uma mistura solo-brita com um solo de comportamento laterítico, com outra mistura na mesma proporção, mas com solo não laterítico.

Para a realização dos ensaios, os corpos de prova foram moldados na umidade ótima da mistura M4 e feitos ensaios com 160.000 ciclos de aplicação de carga, para a frequência de carregamento de 2 Hz, como mostra a Tabela 4.3.

São apresentadas a seguir as análises da deformação permanente, do estudo do Shakedown, a deformação elástica e o módulo de resiliência da mistura M4.

São apresentadas na Figura 4.35 os dados de deformação permanente após a aplicação de 160.000 ciclos de cargas. Observa-se que essa mistura apresentou deformação permanente total maior que 2,25 mm, o que é considerado um valor aceitável. Comparando esse valor com o valor máximo de deformação da mistura M3 que foi de 2,84 mm, nota-se que foi menor.

De forma geral, os valores de deformação total desta mistura em relação à mistura M3 têm comportamentos semelhantes: tensões mais baixas apresentaram menores valores de deformação e para as maiores tensões, tem-se maior deformação, como esperado.

Na Figura 4.35 apresentam-se as curvas de DP para esta mistura M4, e, observa-se que o material apresentou acomodamento da DP ao longo da aplicação de cargas. Outro aspecto é que todas as curvas ficam paralelas ao eixo horizontal, reafirmando o comportamento de acomodamento geral. Observa-se na Figura 4.38 que os ensaios 1, 2 e 3, correspondentes à tensão confinante de 40 kPa, apresentam DP total menores que 1 mm, o mesmo observado na M3.

Pela Figura 4.36, nota-se que somente as curvas referentes aos ensaios 2, 3, 4 e 5 apresentaram taxa de acréscimo de 10^{-7} (x 0,001 m/ciclos de aplicação de carga), a curva 1 claramente acomodou por estar paralela ao eixo y, e as demais curvas dos ensaios, ficaram na faixa entre 10^{-6} e 10^{-7} (x 0,001 m/ ciclos de aplicação de carga), mas tendendo a serem paralelas ao eixo y no final.

Por isso, pode-se dizer que por meio do estudo do Shakedown, a mistura M4 tem comportamento do tipo A, ou seja, escoamento elástico. Na mistura M3, a maioria das curvas apresentaram patamar de 10^{-6} (x 0,001 m), com comportamento classificado como nível B, sendo escoamento plástico, com baixas deformações totais.

Assim, para estes dois solos, LG' e NG', aparentemente a natureza pedológica não influenciou significativamente o comportamento à DP.

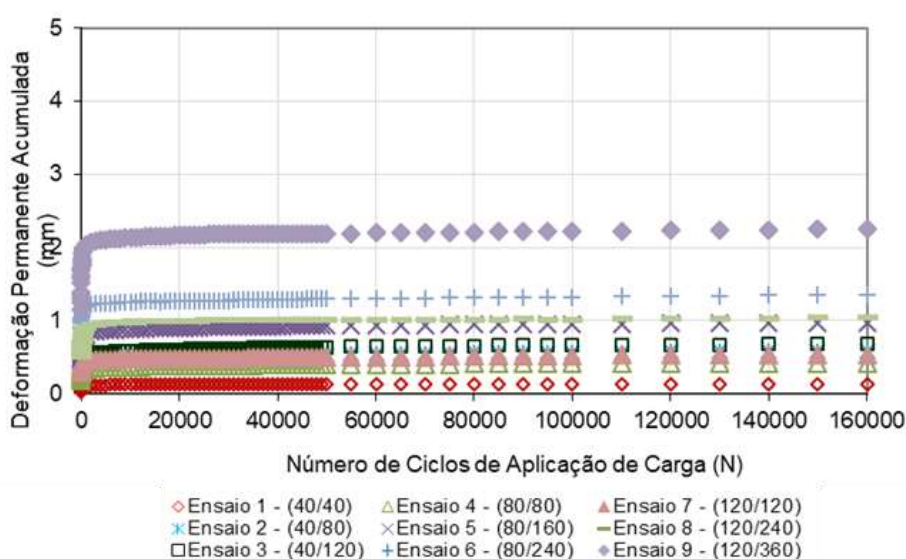


Figura 4.35 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa

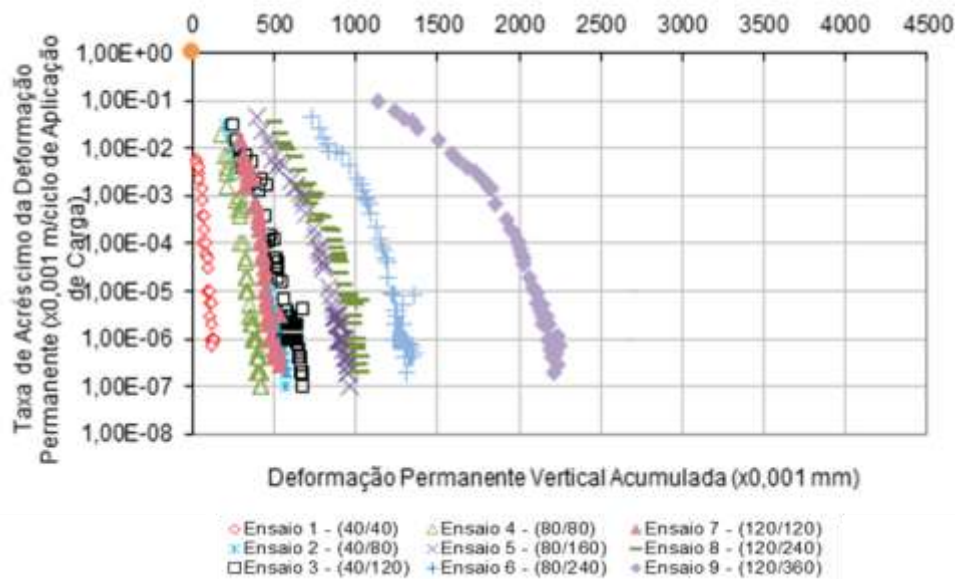


Figura 4.36 – Gráfico da taxa de DP da mistura M4 desta pesquisa para definição do acomodamento

Na Figura 4.37 estão mostradas as deformações elásticas referentes à mistura M4 de solo-brita, que apresentam comportamento de diminuição da deformação elástica nos ciclos iniciais de aplicação da carga e posteriormente as deformações tendem a ser constantes.

Na Figura 4.38 é possível observar os valores de módulo de resiliência apresentados pela mistura M4, com faixa de módulo variando de 300 a 900 MPa.

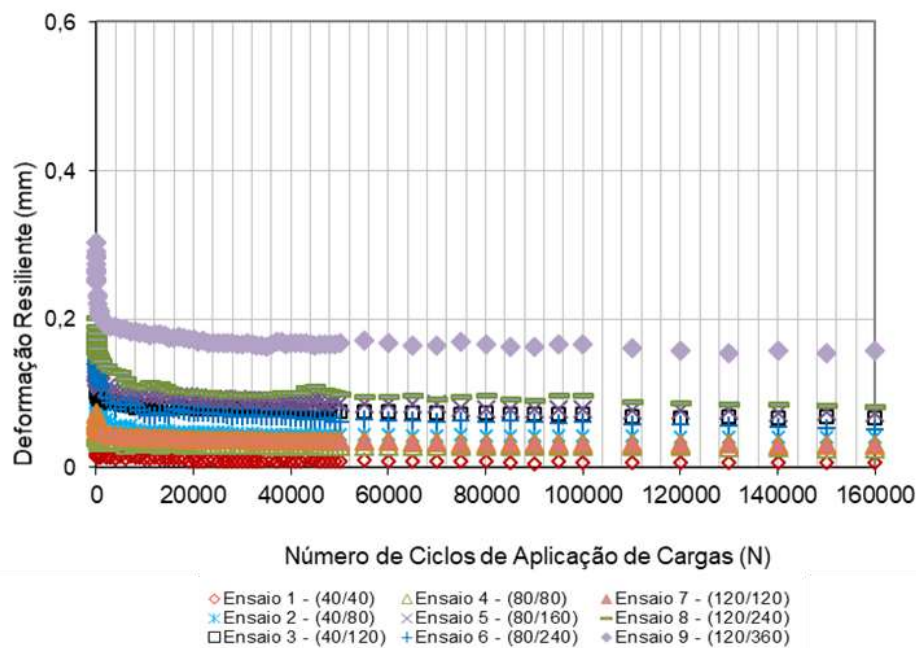


Figura 4.37 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa

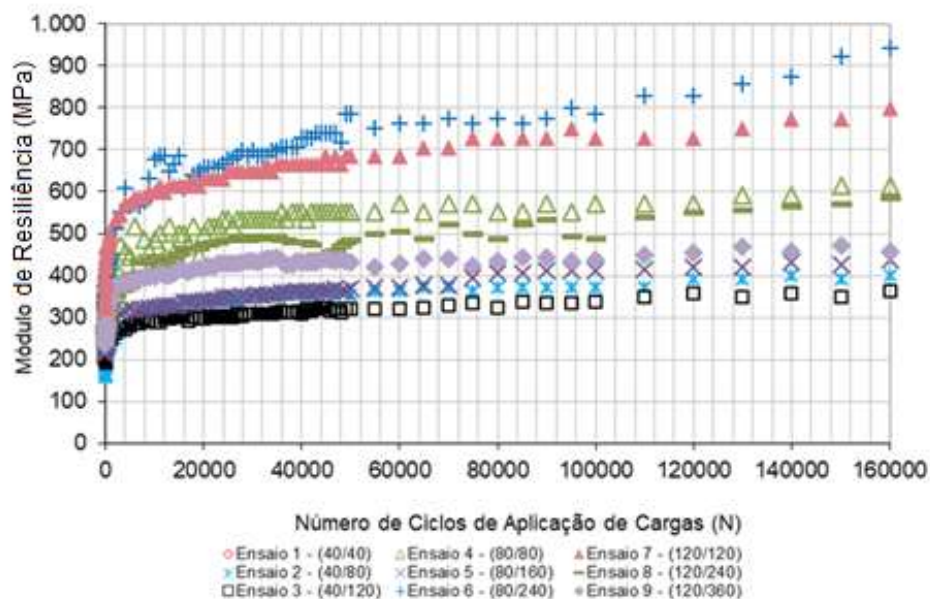


Figura 4.38 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa

Na Tabela 4.8 pode-se observar os valores de DP totais para as misturas M3 e M4 que possuem a mesma proporção de matérias em sua composição, mudando somente o tipo de solo que as constitui.

A mistura M3 por ter sido feita com o solo NG', apresentou DP total de 4,30 mm, e maior DP em relação a mistura M4 que tem em sua composição o solo LG', que

deformou 3,02 mm. Em relação ao estudo do *Shakedown* o solo LG' apresenta nível A, enquanto o solo NG' nível B, e as misturas M3 e M4 apresentam nível B e A, respectivamente. Com isso, pode-se dizer que a mistura M3 apresentou melhor desempenho em relação ao estudo do *Shakedown* comparado com a mistura M4, ou seja, pode-se concluir que como indicado pelo comportamento da mistura M4 o método de proporção de materiais não se mostrou o mais adequado.

Tabela 4.8 – Valores de DP para as mistura M3 e M4 desta pesquisa

Tensões	DP Total	
	M3	M4
	Solo NG'+Brita	Solo LG'+Brita
40/40	0,11	0,12
40/80	0,68	0,57
40/120	0,87	0,67
80/80	0,51	0,42
80/160	0,91	0,96
80/240	0,91	1,35
120/120	0,59	0,53
120/240	1,97	1,04
120/360	2,84	2,25

4.11 Resultados dos Ensaios de DP para M5

Este item é sobre a análise dos resultados da mistura de 20% de solo LG' e 80% de brita combinadas em frações por peneira. Para a realização dos ensaios, as amostras foram moldadas na umidade ótima de 7% na energia do Proctor Intermediário, e os ensaios triaxiais realizados conforme os dados apresentados na Tabela 4.3, com aplicação de 160.000 ciclos de carga e frequência de carregamento de 2Hz.

O objetivo desta nova combinação do solo LG' com a brita é mostrar se quanto melhor enquadrada na faixa proposta pela norma, melhor comportamento em relação à deformação permanente da mistura.

Nota-se pela Figura 4.39 que a maior deformação foi apresentada no ensaio 9, sendo 1,68 mm. Vale salientar, que esta é a mistura que resultou em menores deformações quando comparada a todas as outras e aos materiais usados nesta pesquisa.

Observa-se, assim como nos demais materiais e misturas, que os ensaios 3, 6 e 9 apresentam maiores valores de deformação, bem como os ensaios 1, 4 e 7 apresentam os menores valores de deformação, ou seja, a razão das tensões influencia na deformação permanente: quanto maior a razão de tensão, maior a deformação permanente apresentada pela amostra.

A Figura 4.39, expressa graficamente as curvas de DP da mistura M5 após 160.000 ciclos de cargas. Constatou-se o crescimento acelerado nos ciclos iniciais de aplicação da carga e, posteriormente, o acomodamento da deformação. Outro aspecto é que as curvas tendem a ficar paralelas entre si, com o aumento da aplicação dos ciclos de cargas, comprovando o acomodamento de suas partículas.

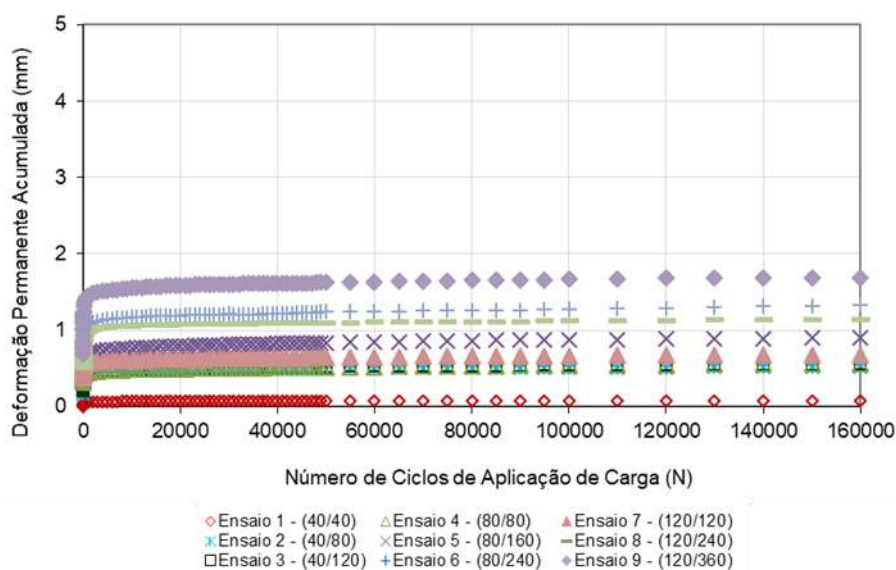


Figura 4.39 – Resultados do ensaio de DP para a mistura M5 desta pesquisa

Ainda sobre a Figura 4.39, observa-se que as curvas dos primeiros pares de tensão tendem ao acomodamento mais rapidamente, pelo fato das tensões aplicadas serem menores quando comparado com os ensaios que apresentam razão de tensões maiores. Os ensaios 1, 2 e 3 apresentaram deformações menores que 0,6 mm, diferentemente dos ensaios 6 e 9, que apresentaram deformações de 1,3 mm. Todos os valores são muito baixos e aceitáveis para compor camadas de pavimentos.

Na Figura 4.40 apresentam-se os gráficos para o estudo do *Shakedown*. Observa-se que a taxa de acréscimo resultante das curvas ensaiadas é maior que 10^{-6} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga), porém, somente os ensaios 1, 2, 7 e 9 atingiram a grandeza de 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de aplicação de carga), ou seja, o material seria classificado como comportamento de nível B, apresentando escoamento plástico. Porém, ficaram muito próximos de alcançar, e com DP totais tão baixas que justificariam considerar este material como do tipo A acomodamento elástico.

Na Figura 4.41 é expressa a variação da deformação resiliente obtida no ensaio de DP pelo número de aplicação de ciclos de carga. As deformações elásticas referentes ao solo-brita M5 apresentam diminuição na deformação elástica nos ciclos iniciais de aplicação da carga e, posteriormente, as deformações tenderam a ficar constante.

Na Figura 4.42 é possível observar os valores de módulo de resiliência apresentados pela mistura solo-brita M5, com faixa de MR entre 300 a 600 MPa.

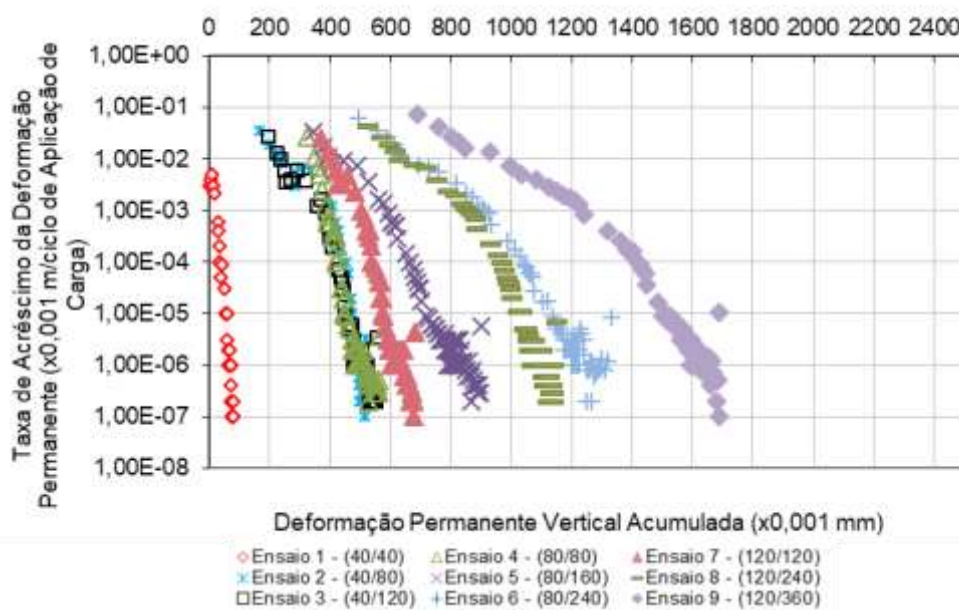


Figura 4.40 – Gráfico da taxa de DP da mistura para definição do acomodamento

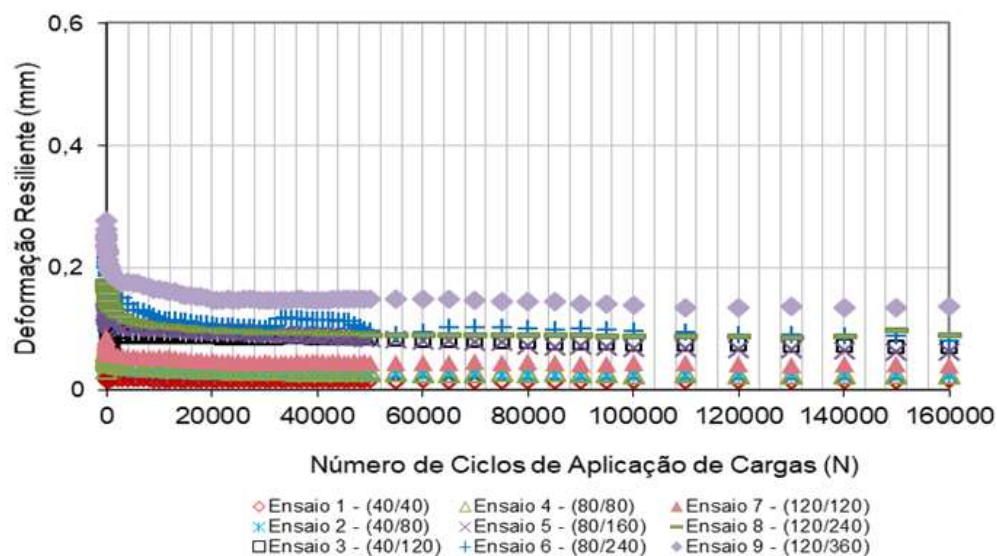


Figura 4.41 – Deformação elástica durante o ensaio de DP para a mistura M4 desta pesquisa

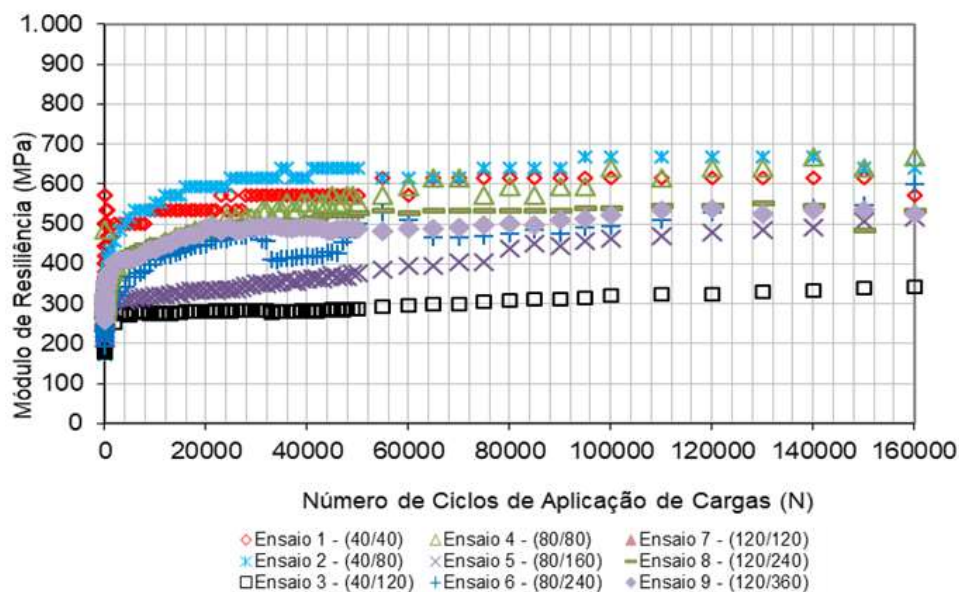


Figura 4.42 – Módulo de resiliência resultante do ensaio de DP para mistura M desta pesquisa

É correto afirmar que após todos esses dados apresentados, a mistura que apresentou melhor comportamento dentre as cinco misturas realizadas, foi a mistura M5, pelo fato da sua composição granulométrica ser feita por fração de material retido nas peneiras especificadas em norma e não por proporção de material, ou seja, a mistura M5 é a mais indicada para ser utilizada em campo por apresentar menor DP e também

comportamento em relação ao *shakedown* de nível A, acomodando suas partículas ao longo da aplicação dos ciclos.

4.12 Análise Conjunta das DP dos Materiais desta Pesquisa

Para finalizar as análises dos dados obtidos por meio do ensaio de deformação permanente, na Tabela 4.9 são expressos os valores de DP máximos para cada par de tensões aplicada nos materiais e misturas estudadas nesta pesquisa, bem como a classificação em relação ao estudo do *Shakedown*.

Observa-se pela Tabela 4.9 que os valores mais expressivos de deformação foram os resultantes dos pares de tensão referente ao ensaio 9, que apresenta tensão confinante de 120 kPa e tensão desvio de 360 kPa. Os valores maiores foram para o solo NG' e a mistura M1.

Sobre os solos desta pesquisa, o NA' e o NG' não apresentaram valores de deformação muito satisfatórios, o que era esperado por se tratar de solos com comportamento não-laterítico, porém poderia se supor quando esses materiais fossem misturados com a brita, resultassem em valores menores de DP, o que de fato não ocorreu, como pode ser observado nas misturas M1 e M2. Já o solo LG' por ser laterítico, apresentou deformação permanente satisfatória, apresentando bons resultados quando misturado com brita, como mostram as misturas M3 e M5.

Dos valores resultantes das cinco misturas, as que apresentaram maiores deformações são as misturas M1 e M2, pelo fato de ter sido utilizados para sua composição granulométrica três tamanhos nominais de brita, a brita 1, a brita 0 e o pó-de-pedra, como especificado pela norma. Nota-se que as demais misturas, a M3, a M4 e a M5, por apresentarem na sua composição granulométrica apenas brita 1 e brita 0, apresentaram melhores valores de deformação permanente total.

Sobre o estudo do *Shakedown*, observa-se que a maioria dos materiais apresentaram comportamento B, escoamento plástico, mas em geral a taxa de deformação caiu bastante, indicando crescimento muito lento da DP, embora pelo critério adotado de análise, não se possa afirmar que o material está em *Shakedown*. O solo LG', a mistura M4 e M5, apresentaram comportamento do tipo A, onde o material entra em *Shakedown* ou acomodamento elástico, não contribuindo muito para o afundamento do pavimento.

São plotados na Figura 4.43 as DP totais em relação às razões de tensões σ_d/σ_3 somente para os pares de tensões mais críticos, que as amostras foram submetidas. Nota-se que na razão igual a 1 as deformações permanentes são menores, e conforme aumenta-se esta razão, os valores resultantes apresentam expressivas deformações permanentes para alguns. Observa-se que a relação de tensão que resulta em maiores valores de deformação permanente para o material, e também pelo fato de ter a maior tensão desvio, é a razão 3.

Tabela 4.9 – Deformação total máxima resultante de aplicação de 160.000 ciclos para cada par de tensão

Nome	Composição	DP total (mm) para 160.000 ciclos									Shakedown
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Brita	Brita	0,54	1,0	1,08	0,73	1,56	2,31	1,03	1,56	2,23	B
LG'	Solo LG'	0,32	0,63	1,26	0,35	0,84	1,51	0,80	1,99	3,02	A
NA'	Solo NA'	0,32	1,29	1,91	1,13	2,85	3,73	2,49	2,45	4,18	B
NG'	Solo NG'	0,41	0,56	1,18	1,20	1,52	3,79	2,46	4,94	4,30	B
M1	Solo NA' + Brita	0,45	1,13	1,72	0,85	1,82	2,83	1,25	2,64	4,14	B
M2	Solo NG' + Brita	0,20	0,45	1,17	0,56	1,83	2,05	0,95	1,72	2,69	B
M3	Solo LG' + Brita	0,11	0,68	0,87	0,51	0,91	0,91	0,59	1,97	2,84	B
M4	Solo NG' + Brita	0,12	0,57	0,67	0,42	0,96	1,35	0,53	1,04	2,25	A
M5	Solo LG' + Brita	0,08	0,51	0,55	0,56	0,89	1,33	0,68	1,14	1,68	A

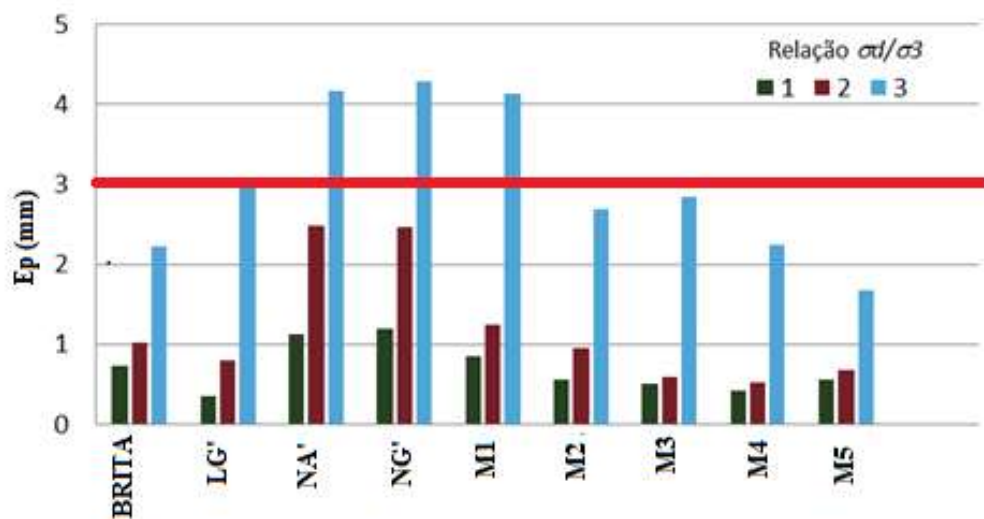


Figura 4.43 – Efeito da razão de tensão σ_d/σ_3 nos valores de DP totais para os materiais desta pesquisa

Foram encontrados os parâmetros do Modelo de GUIMARÃES (2009) pela regressão não linear com o *software Statistica 13.0* dos resultados obtidos no ensaio de deformação permanente dos materiais e das misturas após os 150.000 ou 160.000 ciclos de aplicação de carga

As equações 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21 e 22 apresentam a expressão de deformação permanente com os parâmetros obtidos pelo modelo, apresentadas, na ordem dos itens anteriores, sendo $\varepsilon_{p,1}$ para a brita, $\varepsilon_{p,2}$ para o solo LG', $\varepsilon_{p,3}$ para o solo NA', $\varepsilon_{p,4}$ para o solo NG', $\varepsilon_{p,5}$ para M1, $\varepsilon_{p,6}$ para M2, $\varepsilon_{p,7}$ para M3, $\varepsilon_{p,8}$ para M4 e $\varepsilon_{p,9}$ para M5, com as tensões em kgf/cm².

$$\varepsilon_{p,1}(\%) = 0,3422 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,4534} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,1154} \cdot N^{0,05313} \quad R^2 = 0,96 \quad (\text{Brita}) \quad (14)$$

$$\varepsilon_{p,2}(\%) = 0,3294 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,0901} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,2154} \cdot N^{0,0588} \quad R^2 = 0,96 \quad (\text{LG}') \quad (15)$$

$$\varepsilon_{p,3}(\%) = 0,5772 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,7156} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,2738} \cdot N^{0,0546} \quad R^2 = 0,77 \quad (\text{NA}') \quad (16)$$

$$\varepsilon_{p,4}(\%) = 0,3952 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,8443} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,5409} \cdot N^{0,0672} \quad R^2 = 0,81 \quad (\text{NG}') \quad (17)$$

$$\varepsilon_{p,5}(\%) = 0,6825 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,2955} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,1252} \cdot N^{0,0353} \quad R^2 = 0,99 \quad (\text{M1}) \quad (18)$$

$$\varepsilon_{p,6}(\%) = 0,4450 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,2580} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,0514} \cdot N^{0,0467} \quad R^2 = 0,95 \quad (\text{M2}) \quad (19)$$

$$\varepsilon_{p,7}(\%) = 0,2702 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,1479} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,3330} \cdot N^{0,0623} \quad R^2 = 0,98 \quad (\text{M3}) \quad (20)$$

$$\varepsilon_{p,8}(\%) = 0,2472 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,3451} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,3707} \cdot N^{0,0425} \quad R^2 = 0,98 \quad (\text{M4}) \quad (21)$$

$$\varepsilon_{p,9}(\%) = 0,3149 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,0674} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,8565} \cdot N^{0,0517} \quad R^2 = 0,97 \quad (\text{M5}) \quad (22)$$

Estão representadas na Tabela 4.10, os valores de Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 e também os valores de R^2 para cada material e mistura desta pesquisa. Observa-se que os materiais que não apresentaram valores negativos para o parâmetro de tensão confinante Ψ_2 foram os solos NA', NG' e M5. Para o parâmetro referente à tensão desvio Ψ_3 , todos os materiais e misturas estudadas apresentaram valores positivos, indicando que quanto maior a tensão desvio, maior a deformação permanente resultante. Em relação aos parâmetros encontrados para o número de ciclos de carga, o Ψ_4 , todos os valores foram

muito próximos, variando entre 0,03 e 0,06, exercendo influência semelhante para os materiais, e menor do que as tensões.

Ainda pela Tabela 4.10, observa-se que somente o material NA' apresentou valor de R^2 inferior a 0,8, sendo as demais, todos acima deste valor. A M5, apresentou valor muito próximo a 1, sendo valores maiores que 0,8 considerados bons do ponto de vista estatístico.

A partir disso, pode-se concluir que, de maneira geral, quando a tensão confinante aumenta (parâmetro Ψ_2) e a DP diminui, ocorrendo o inverso para a tensão desvio (parâmetro Ψ_3), que exerce maior influência no aumento das deformações permanentes acumuladas para os materiais desta pesquisa.

Tabela 4.10 – Parâmetros do Modelo de GUIMARÃES (2009) para os materiais desta pesquisa

Materiais	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	R^2
Brita	0,34	-0,45	1,11	0,05	0,96
LG'	0,32	-0,09	1,21	0,05	0,96
NA'	0,57	0,71	0,27	0,05	0,77
NG'	0,39	0,84	0,54	0,06	0,81
M1- Mistura 1	0,68	-0,29	1,12	0,03	0,99
M2- Mistura 2	0,44	-0,25	1,05	0,04	0,95
M3- Mistura 3	0,27	-0,14	1,33	0,06	0,98
M4- Mistura 4	0,24	-0,34	1,37	0,04	0,98
M5- Mistura 5	0,31	0,06	0,85	0,05	0,97

4.13 Parâmetros de Módulo de Resiliência

Os parâmetros de MR aqui analisados foram os encontrados pelos resultados do ensaio normalizado realizados em três corpos de provas moldados especificamente para este procedimento, na umidade ótima de cada material e mistura. A partir desses resultados, utilizou-se o *software Statistica 13.0* para encontrar os valores dos parâmetros baseado no modelo composto, dado pela equação 23:

$$MR = k_1(\sigma_3)^{k_2} \cdot (\sigma_d)^{k_3} \quad (23)$$

Onde:

MR: módulo de resiliência, em MPa;

σ_3 : tensão confinante, em MPa;

σ_d : ($\sigma_3 - \sigma_d$) é a tensão desvio aplicada repetidamente, em MPa;

k1, k2 e k3 são os coeficientes de regressão.

Na Tabela 4.11 encontram-se os valores resultantes em relação aos parâmetros do modelo composto. São apresentados os coeficientes de regressão k1, k2 e k3, o valor de R^2 resultante de cada material e mistura e o valor mínimo e máximo de MR encontrado para os ensaios, todos referentes a esta pesquisa. Para encontrar o valor médio de MR utilizou-se a média encontrada dos 3 corpos de prova ensaiados.

Ao analisar a Tabela 4.11 com os valores do MR de todos os materiais e misturas, observa-se que todos os valores do coeficiente k2 (correspondente a σ_3) são positivos, sendo o maior valor obtido para M3, indicando que o MR aumenta com o aumento de σ_3 . O coeficiente k3 é negativo, sendo os maiores valores obtidos para os solos mais finos, apresentando valores menores para a brita e as misturas, indicando que a tensão desvio exerce menor influência para esse material e essas misturas do que para solos. Em relação aos valores de R^2 , os solos LG', NA' e NG' juntamente com a mistura M4 apresentaram valores maiores que 0,8, sendo que os demais materiais apresentando valores menores, indicando correlação deficiente. Esse comportamento é expresso graficamente pelas Figura 4.44 e Figura 4.45, que ilustram a influência das duas tensões para cada material.

O valor médio de MR para cada material e mistura está indicado na Tabela 4.11. A brita apresentou valor médio de 356 MPa, o solo de comportamento laterítico LG' de 353 MPa, os solos não-lateríticos NA' e NG' apresentaram 123 e 303 MPa, respectivamente, e para as misturas a variação foi de 156 a 433 MPa.

Em BERNUCCI *et al.* (2010), é comentado que o valor de MR médio para uma brita graduada pode ser entre 100 e 400 MPa, podendo este valor apresentar variação dependendo da distribuição granulométrica, natureza dos agregados, estado de tensões e estado de compactação. O valor apresentado para a brita utilizada nesta pesquisa é condizente com estes valores indicados nesta literatura.

Para os solos lateríticos, BERNUCCI *et al.* (2010) explicitam que os valores médios de MR estão entre 100 e 500 MPa para aplicação em camada de base de pavimento, o que foi observado para o solo LG' que apresentou valor de 476 MPa.

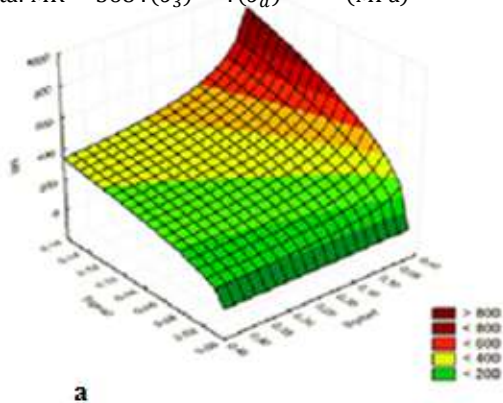
Já para solos não lateríticos, BALBO (2007) indica que NA' apresenta valores entre 32 e 80 MPa, e solos NG' em torno de 125 MPa. Os materiais NA' e NG' da presente pesquisa apresentaram valores médios de MR maiores do que estes indicados nesta referência, sendo o NA' com MR de 123 MPa e o solo NG' valor de 303 MPa.

Sobre as misturas solo-brita não foi encontrada na literatura valores que delimitam um máximo ou mínimo. Mas observa-se que as misturas foram as que apresentaram maiores valores de MR, em relação ao solo e a brita individualmente, indicando melhoria no comportamento mecânico em relação a parâmetros de rigidez da mistura.

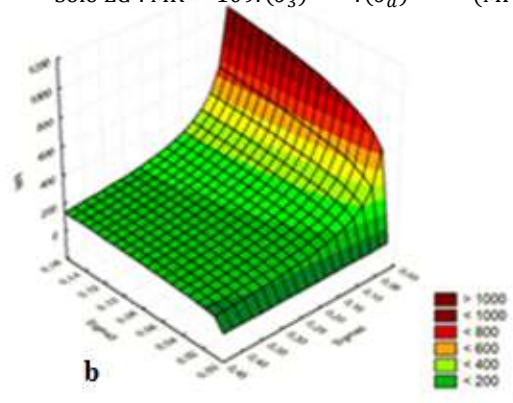
Tabela 4.11 – Parâmetros do modelo composto de MR para os materiais desta pesquisa

Materiais	k1	k2	k3	R ²	MR Min.	MR Máx.	MR médio
Brita	569,9	0,42	-0,33	0,62	47	331	356
LG'	109,4	0,17	-0,68	0,90	124	476	353
NA'	51,8	0,36	-0,79	0,79	45	331	123
NG'	135,2	0,26	-0,65	0,85	110	890	303
M1- Mistura 1	215,8	0,16	-0,23	0,17	35	135	173
M2- Mistura 2	146,2	0,34	-0,44	0,65	89	150	156
M3- Mistura 3	501,8	0,45	-0,46	0,68	245	928	398
M4- Mistura 4	325,7	0,35	-0,55	0,83	189	998	433
M5- Mistura 5	531,3	0,29	-0,23	0,41	242	691	385

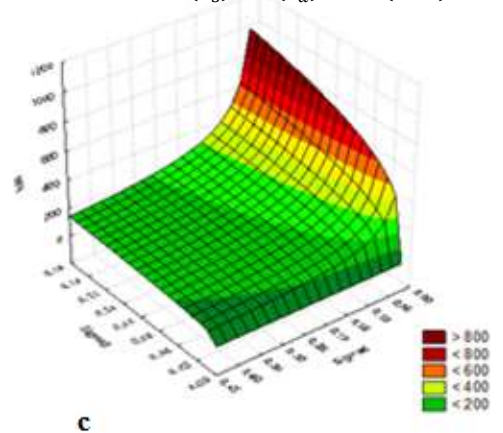
Brita: $MR = 568 \cdot (\sigma_3)^{0,42} \cdot (\sigma_d)^{-0,32}$ (MPa)



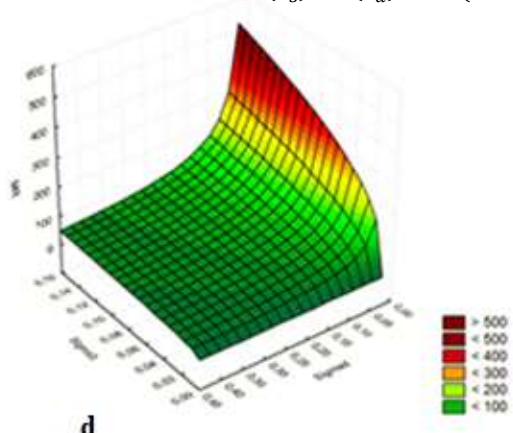
Solo LG': $MR = 109 \cdot (\sigma_3)^{-0,17} \cdot (\sigma_d)^{-0,68}$ (MPa)



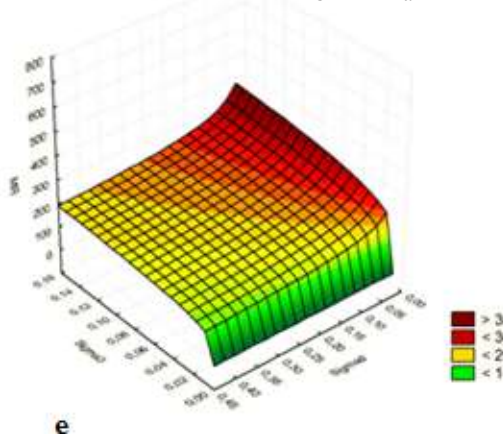
Solo NG': $MR = 135 \cdot (\sigma_3)^{0,26} \cdot (\sigma_d)^{-0,65}$ (MPa)



Solo NA': $MR = 51 \cdot (\sigma_3)^{0,36} \cdot (\sigma_d)^{-0,79}$ (MPa)



M1: $MR = 215 \cdot (\sigma_3)^{0,16} \cdot (\sigma_d)^{-0,23}$



M2: $MR = 146 \cdot (\sigma_3)^{0,34} \cdot (\sigma_d)^{-0,44}$

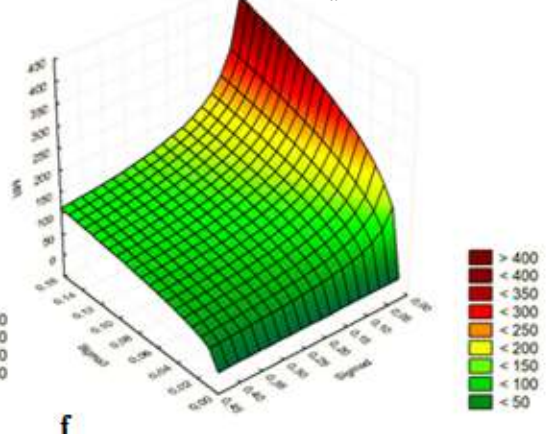


Figura 4.44 – Representação gráfica do modelo composto do MR da brita (a); LG' (b); NG' (c); NA' (d); M1 (e) e M2 (f)

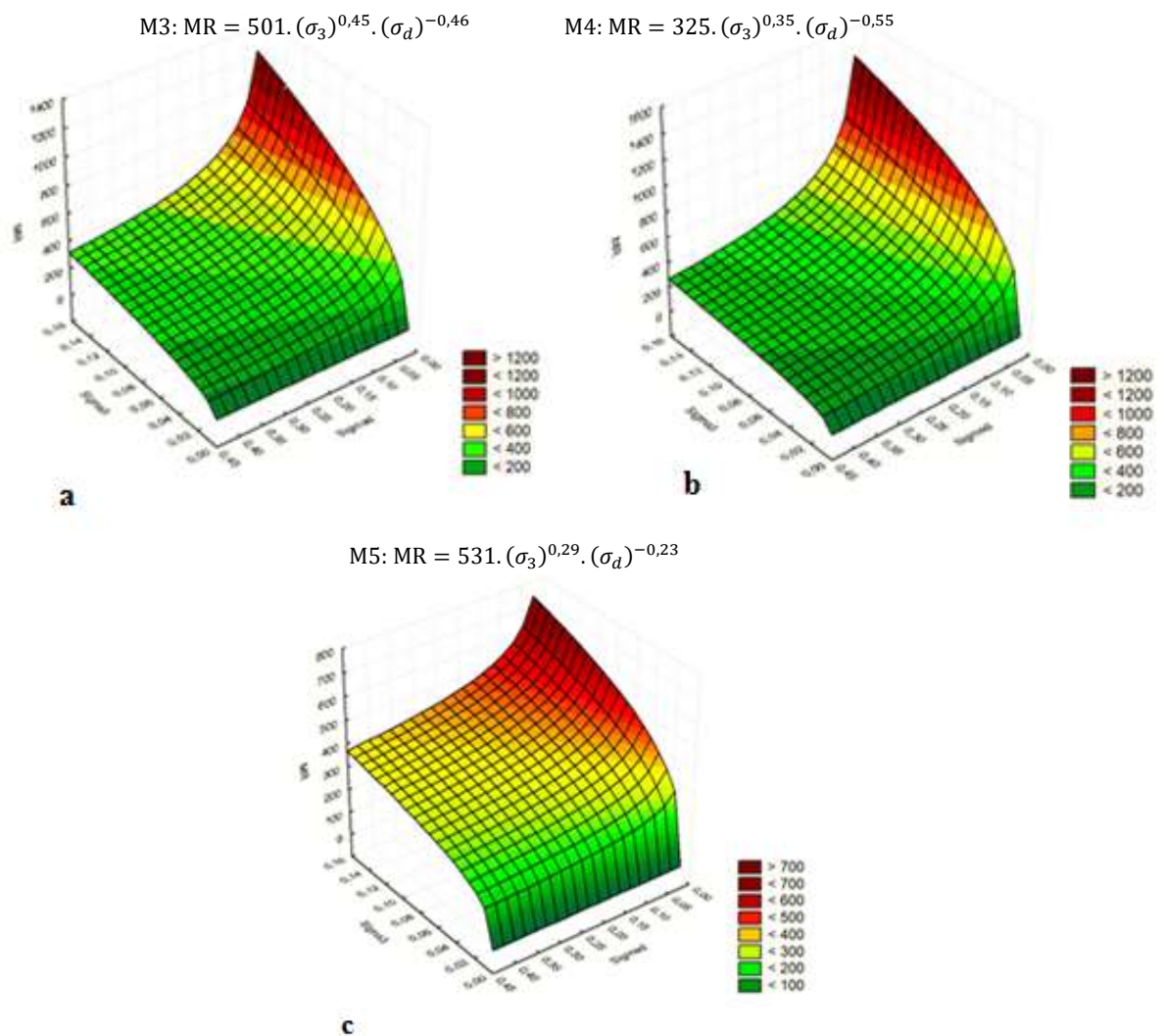


Figura 4.45 – Representação gráfica do modelo composto do MR para M3(a); M4 (b) e M5(c).

4.14 Comparação com Dados de Outras Pesquisas

Os resultados desta pesquisa são comparados com os de outros autores em duas tabelas: Tabela 4.12 e Tabela 4.13 para deformação permanente, modelo de GUIMARÃES (2009), e para o módulo de resiliência, modelo composto. Como normalizado no Brasil até o momento, todos os materiais são ensaiados para MR e DP com os mesmos pares de tensão, independentes da posição no pavimento, e mesmo o subleito.

A Tabela 4.12 apresenta o modelo de GUIMARÃES (2009) para a deformação permanente tanto para os solos e misturas desta pesquisa, quanto para alguns solos ensaiados por GUIMARÃES (2009), e alguns materiais de LIMA (2016) referentes a brita graduada. Em relação à pesquisa de GUIMARÃES (2009), foram utilizados para análise a Laterita de Porto Velho, classificada como pedregulho, a Argila de Ribeirão Preto, denominada LG' (solo laterítico argiloso), a Areia Argilosa do ES de classificação LG' (solo laterítico argiloso), e o Solo Papucaia que é NS'/NA' (solo não laterítico silte/arenoso). Quanto aos materiais de LIMA (2016), as curvas C1 e C4 da amostra 1 são correspondentes a uma BGS de uma pedreira usada em uma obra urbana do Rio de Janeiro, e C6 e C7 da amostra 2 são com agregados da pedreira Petra (RJ).

Os coeficientes de correlação R^2 do modelo de GUIMARÃES (2009) variaram de 0,77 a 0,99, o que pode ser considerado como comportamento satisfatório para todos os materiais, sendo que o material que apresenta menor valor de R^2 , é o solo NA' desta pesquisa.

Os valores de Ψ_2 , referente à tensão confinante, foram em geral positivos para os solos e negativos para as britas, indicando que o confinamento atua de forma diferenciada para os materiais granulares, diminuindo a deformação permanente com o aumento do confinamento. Já os parâmetros referentes à tensão desvio, Ψ_3 , todos apresentaram valores positivos, como esperado, visto que a tensão vertical é a principal responsável pela deformação permanente. Em relação aos parâmetros encontrados para o número de ciclo de carga, o Ψ_4 , todos os valores foram muito próximos, exercendo influência semelhante para os materiais, sendo menos influente do que as tensões, tendo em vista o acomodamento, mesmo parcial, que acontece com o crescimento do N. Também no campo se observa que os locais onde há ATR, em geral, este defeito surge nos primeiros meses de abertura ao tráfego.

Conclui-se que quando o parâmetro Ψ_2 (tensão confinante), apresenta negativo, indica influência inversa nas deformações permanentes, e que o parâmetro Ψ_3 (tensão desvio), positivo exerce maior influência no aumento das deformações permanentes acumuladas, como esperado, mas há ainda o efeito da relação σ_d/σ_3 , ou seja, quanto maior for a tensão desvio em relação a tensão confinante, maiores serão as deformações permanentes resultantes.

Pode ser observado que os materiais que apresentaram maiores deformações em mm foram os solos desta pesquisa NA' e NG', e a Argila de Ribeirão Preto de

GUIMARÃES (2009), sendo esses valores maiores que 4 mm para 150.000 ciclos de carga. Já em relação às britas, percebe-se que o valor máximo de deslocamento se limitou a 2,44 mm.

Ao analisar a Tabela 4.13 com os valores do MR de todos os materiais desta pesquisa e de outros autores, observa-se que a grande maioria dos valores do coeficiente k_2 é positivo, sendo os maiores valores obtidos para as britas indicando que a tensão confinante exerce muita influência sobre o MR para estes materiais. O coeficiente k_3 é na maioria negativo, sendo os maiores valores obtidos para os solos mais finos, e, como esperado, para materiais granulares a tensão desvio exerce menor influência. Como a maioria destes materiais apresenta grande não linearidade do MR com as tensões é difícil uma comparação direta, mas o módulo médio dá uma ideia relativa. Na pesquisa de BEZERRA NETO (2004), foram obtidos resultados de duas misturas solo-brita, e observa-se que o valor das duas primeiras misturas desta pesquisa a M1 e a M2, apresentam valores parecidos.

Tabela 4.12 – Resultados do modelo de GUIMARÃES (2009) para os materiais desta pesquisa e de outros autores

Materiais	$\varepsilon_{\rho}(\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$					Referência
	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	R^2	
Brita	0,34	-0,45	1,11	0,05	0,96	Este estudo
LG'	0,32	-0,09	1,21	0,05	0,96	
NA'	0,57	0,71	0,27	0,05	0,77	
NG'	0,39	0,84	0,54	0,06	0,81	
M1- Mistura 1	0,68	-0,29	1,12	0,03	0,99	
M2- Mistura 2	0,44	-0,25	1,05	0,04	0,95	
M3- Mistura 3	0,27	-0,14	1,33	0,06	0,98	Guimarães (2009)
M4- Mistura 4	0,24	-0,34	1,37	0,04	0,98	
M5- Mistura 5	0,31	0,06	0,85	0,05	0,97	
Laterita de Porto Velho	0,18	0,47	0,33	0,04	0,80	
Argila Ribeirão Preto	0,20	-0,24	1,34	0,03	0,98	Lima (2016)
Areia Argilosa do ES	0,45	0,09	1,57	0,05	0,90	
Solo Papucaia	0,24	0,41	1,30	0,06	0,94	
C1 – Amostra 1	0,16	-0,09	0,52	0,07	0,81	
C4 – Amostra 1	0,10	-0,18	0,90	0,07	0,84	
C6 – Amostra 2	0,12	-0,06	1,10	0,07	0,92	
C7 – Amostra 2	0,07	-0,23	1,14	0,08	0,95	

Tabela 4.13 – Resultados do modelo composto para os materiais desta pesquisa e de outros autores

Materiais	k1	k2	k3	R ²	MR médio	Referência
Brita	569,9	0,42	-0,33	0,62	356	Este estudo
LG'	109,4	0,17	-0,68	0,90	353	
NA'	51,8	0,36	-0,79	0,79	123	
NG'	135,2	0,26	-0,65	0,85	303	
M1- Mistura 1	215,8	0,16	-0,23	0,17	173	
M2- Mistura 2	146,2	0,34	-0,44	0,65	156	
M3- Mistura 3	501,8	0,45	-0,46	0,68	398	
M4- Mistura 4	325,7	0,35	-0,55	0,83	433	
M5- Mistura 5	531,3	0,29	-0,23	0,41	385	
Laterita Porto Velho	203	0,16	-0,32	0,77	-	Guimarães (2009)
Argila Ribeirão Preto	446,5	0,26	-0,08	0,85		
Areia Argilosa do ES	102,5	-0,09	-0,26	0,72		
Solo Papucaia	177	0,24	-0,35	0,38		
C1 – Amostra 1	1401	0,57	0,03	0,965	-	Lima (2016)
C4 – Amostra 1	1202	0,50	-0,02	0,87		
C6 – Amostra 2	695	0,47	-0,19	0,62		
C7 – Amostra 2	1033	0,44	-0,05	0,83		
Solo Arenoso-Brita (50/50)	1884	0,43	-0,06	0,78	207	Bezerra Neto (2004)
Solo Argiloso-Brita (30/70)	603	0,25	-0,32	0,73	236	

4.15 Misturas Adicionais de Solo-Brita

Para entender melhor o comportamento em relação ao módulo de resiliência de misturas solo e brita, decidiu-se realizar misturas nas proporções 10, 30, 50, 70 e 90% em peso de brita para cada solo usado nesta pesquisa, totalizando quinze amostras moldadas. Para isso, adotou-se como parâmetro a mistura que resultou menor deformação permanente e, a partir disso, foram calculadas as proporções de brita 1 e brita 0. Para cada mistura com cada um dos três solos desta pesquisa, foi usada a mesma quantidade de brita para que os valores resultantes pudessem ser comparados. Não foi possível realizar também os ensaios de DP porque são ensaios demorados e o tempo de mestrado curto.

É citada em BERNUCCI *et al.* (2010) que, na maioria das vezes, é utilizado para mistura solo-brita a quantidade de 50 a 70% em peso de brita, visto que quanto maior a quantidade de finos presentes na mistura, maior a contração por perda de umidade,

podendo acarretar em fissuração. Assim, é indicado na literatura e também nas normas vigentes de solo-brita que seja utilizado menos que 50% em peso de solo nas misturas.

NOGAMI e VILLIBOR (1995) indicam a utilização de 80% brita- 20% solo ou no máximo 70% brita e 30% solo, para ser empregado como material de base em vias de tráfego médio a pesado com resultados satisfatórios. Resolveu-se extrapolar as proporções citadas para observar a estrutura das misturas.

A seguir, são apresentadas as misturas desta pesquisa, com as 5 proporções de brita por meio de fotos das amostras serradas, bem como os parâmetros do modelo composto resultantes do ensaio de módulo de resiliência das amostras anteriores e destas novas misturas.

4.15.1 Misturas Adicionais Solo-Brita com Solo LG'

Como comentado, para o solo LG' foram moldados cinco corpos de prova nas proporções de 10, 30, 50, 70 e 90% em peso de brita cada um, no cilindro tripartido de 10x20 cm. Para melhor entender o comportamento da mistura solo-brita, após as amostras serem submetidas ao ensaio de módulo de resiliência, todas foram cortadas ao meio para mostrar como os agregados se comportam na massa de solo, como pode ser observado na Figura 4.46.



Figura 4.46 – Exemplo do processo de serragem dos corpos de prova de solo-brita

Na Figura 4.47, são apresentados os corpos de prova nas diferentes proporções. Do lado esquerdo, o corpo de prova moldado e do lado direito já cortado. Observa-se que

nas misturas com 10, 30 e 50% de brita o comportamento é dominado pelo solo, visto que a quantidade de solo dessas misturas e a matriz dominante são do solo. Já a mistura de 70% brita apresenta um maior empacotamento dos materiais, ou seja, nessa mistura nota-se que o esqueleto pétreo bem distribuído preenchido, não contendo região com poucos agregados em relação às outras 3.

Para a amostra com 90% brita percebe-se nitidamente que os vazios não foram totalmente preenchidos com solo. Foi possível a realização do ensaio de módulo de resiliência nesta condição, porém quando foi retirada a membrana, o esqueleto pétreo não conseguiu se manter e ocorreu o desmoronamento notado na figura.

A Tabela 4.14 apresenta os valores de MR obtidos destas misturas LG' +% brita por meio do módulo composto. Nota-se que os coeficientes k_2 são positivos, apresentando maiores valores conforme maior proporção de brita adicionada. Já o coeficiente k_3 é negativo, resultando em valores maiores para as misturas que contém mais solos em sua composição. Sobre os valores de R^2 , todos apresentam valores menores que a 0,8, não sendo valores bons do ponto de vista estatístico.

Sobre os valores de MR, conforme a proporção de brita utilizada é maior a rigidez da mistura também é maior, menos para a mistura com 90% brita, por não apresentar o embricamento das suas partículas e com isso, apresentar muitos vazios no esqueleto pétreo.

Na Figura 4.48 estão apresentados os modelos compostos de forma gráfica para todas as combinações do solo LG' com a brita.

Tabela 4.14 – Resultados do MR expresso pelo modelo composto das misturas Solo LG' +% brita dessa pesquisa

Materiais	k1	k2	k3	R ²	MR. Médio
LG' + 10% brita	166,1	0,163	-0,454	0,444	181
LG' + 30% brita	150,8	0,132	-0,568	0,573	290
LG' + 50% brita	356,3	0,390	-0,463	0,614	298
LG' + 70% brita	537,2	0,401	-0,388	0,668	451
LG' + 90% brita	521,1	0,414	-0,375	0,639	370

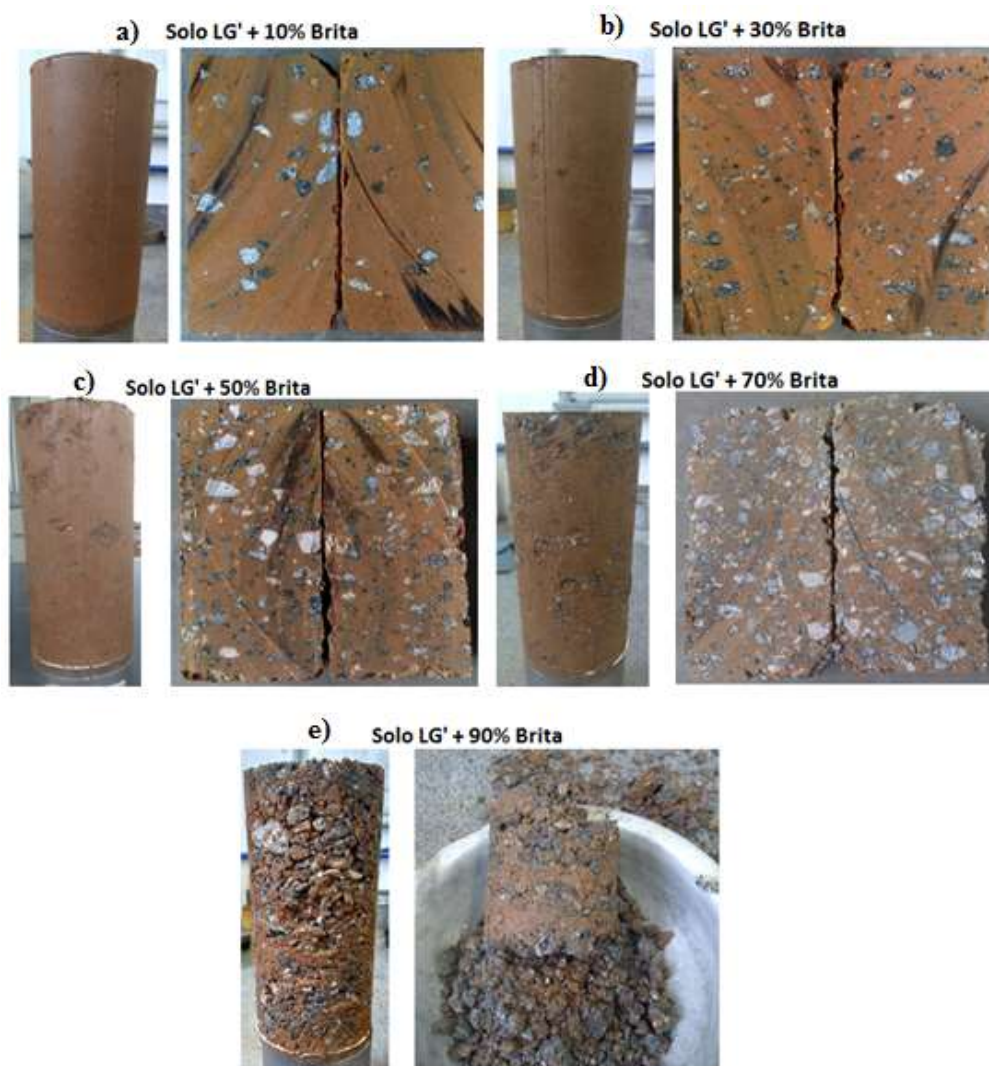
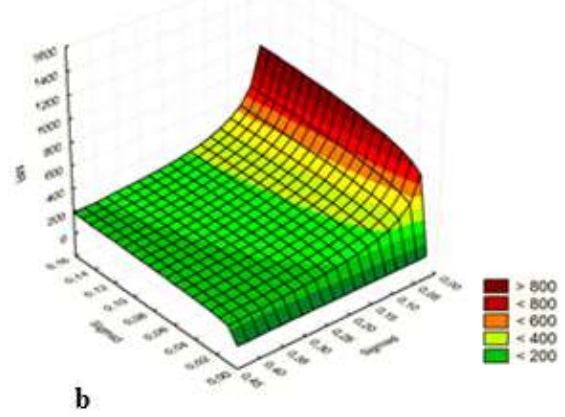
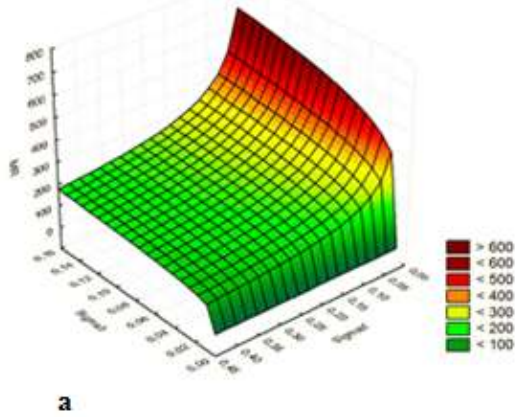


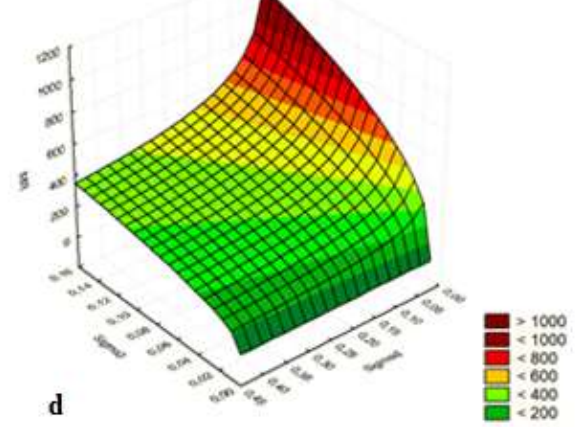
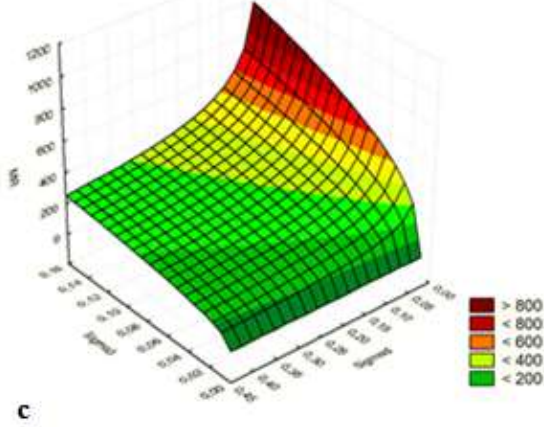
Figura 4.47 – Foto dos corpos-de-prova do solo LG' moldados (à direita) e serrados (à esquerda) nas respectivas proporções : 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)

Solo LG' + 10% Brita: $MR = 166. (\sigma_3)^{0,16}. (\sigma_d)^{-0,45}$ Solo LG' + 30% Brita: $MR = 150. (\sigma_3)^{0,13}. (\sigma_d)^{-0,56}$



Solo LG' + 50% Brita: $MR = 356. (\sigma_3)^{0,39}. (\sigma_d)^{-0,46}$

Solo LG' + 70% Brita: $MR = 537. (\sigma_3)^{0,40}. (\sigma_d)^{-0,38}$



Solo LG' + 90% Brita: : $MR = 521. (\sigma_3)^{0,41}. (\sigma_d)^{-0,37}$ (MPa)

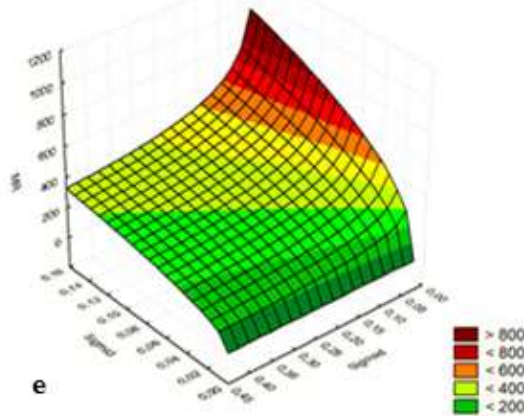


Figura 4.48 – Representação gráfica dos valores resultantes do modelo composto para as misturas com Solo LG': 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)

4.15.2 Misturas Adicionais Solo-Brita com Solo NA'

Para o segundo solo utilizado nesta pesquisa, o solo NA', também foram realizados cinco corpos de prova nas proporções de 10, 30, 50, 70 e 90% em peso de brita, no cilindro tripartido de 10 centímetros de diâmetro e 20 centímetros de altura. A mistura de 90% brita não foi submetida ao ensaio de módulo de resiliência, pois como este solo é o que apresenta pior comportamento, dentre os três da pesquisa, não foi possível a retirada do corpo-de-prova do cilindro tripartido. Provavelmente havia muito pouco fino na mistura proposta, e, por isso, o esqueleto pétreo não apresentou estrutura suficiente para ficar inteiro.

A Figura 4.49 apresenta os corpos de prova nas proporções comentadas para o solo NA'. Observa-se que para a mistura de 70% em peso de brita, no momento de serrar a amostra, houve perda da mesma, pelo fato do material apresentar comportamento arenoso, o que dificultou a serragem. As misturas que apresentaram melhor arranjo solo-brita foram as misturas com 50 e 70% em peso de brita, pois se percebe que todos os vazios da mistura foram preenchidos.

Na Tabela 4.15 são expressos os valores dos parâmetros do modelo composto de cada mistura realizada para esse solo. Percebe-se que os coeficientes k_2 são positivos e o coeficiente k_3 é negativo, apresentando o mesmo comportamento observado na mistura realizada anteriormente. Sobre os valores de R^2 , todos apresentam valores menores que 0,8. Em relação ao MR, percebe-se que há um aumento de rigidez conforme aumenta-se a proporção de brita utilizada na mistura.

Tabela 4.15 – Resultados do MR expresso pelo modelo composto das misturas Solo NA' + % brita desta pesquisa

Materiais	k1	k2	k3	R ²	MR Médio
NA' + 10% brita	298,8	0,429	-0,467	0,347	131
NA' + 30% brita	354,72	0,441	-0,424	0,356	150
NA' + 50% brita	376,2	0,417	-0,426	0,476	226
NA' + 70% brita	489,8	0,450	-0,468	0,716	414

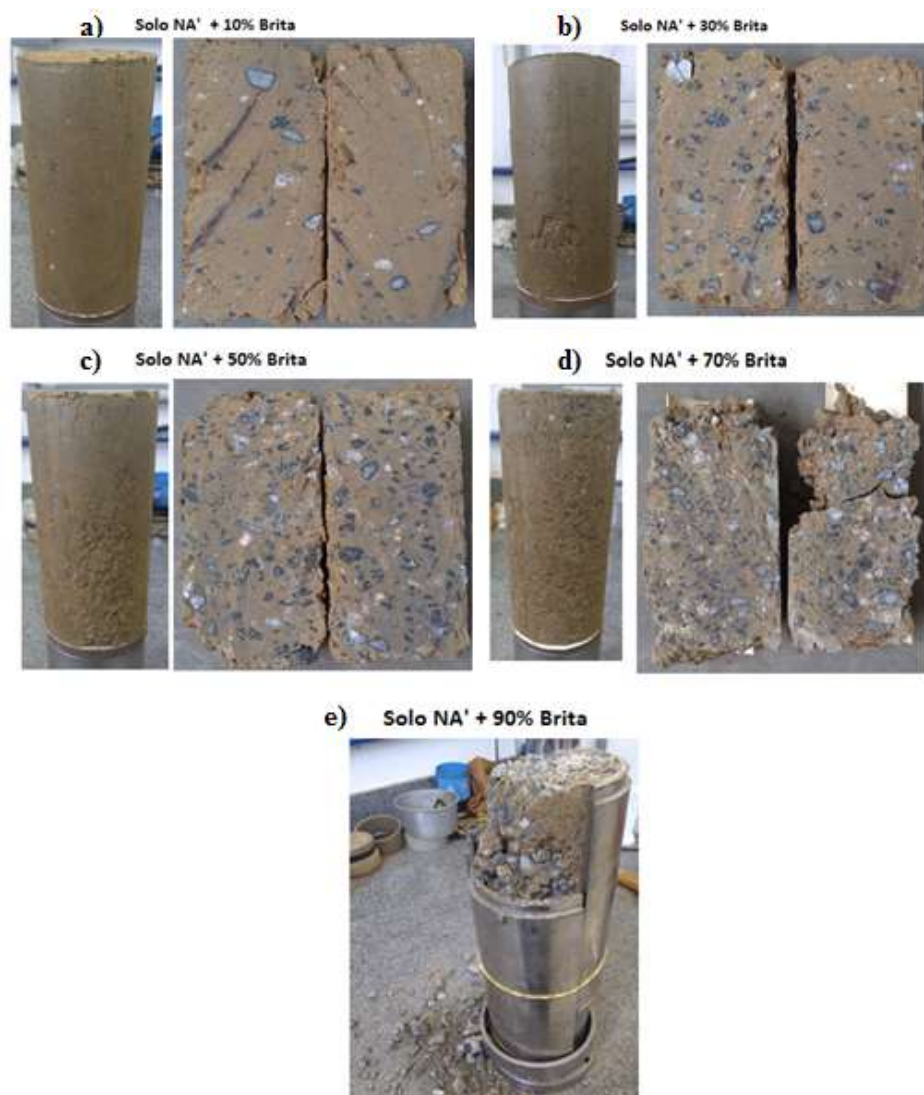


Figura 4.49 – Foto dos corpos-de-prova do solo NA' moldados (à direita) e serrados (à esquerda) nas respectivas proporções : 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)

Solo NA' + 10% Brita: $MR = 298. (\sigma_3)^{0,42}. (\sigma_d)^{-0,46}$ Solo NA' + 30% Brita: $MR = 354. (\sigma_3)^{0,44}. (\sigma_d)^{-0,42}$

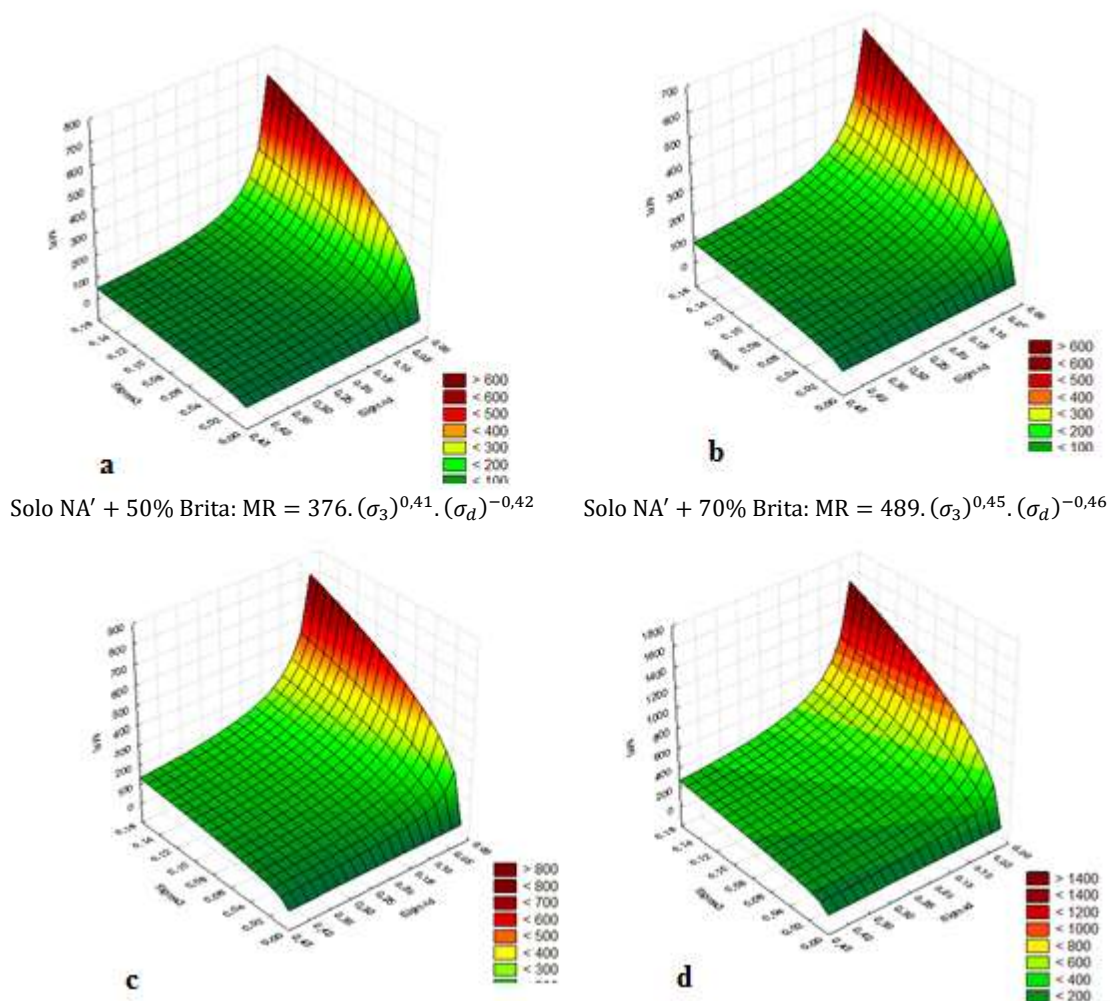


Figura 4.50 - Representação gráfica dos valores resultantes do modelo composto para as misturas com Solo NA': 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)

4.15.3 Misturas Solo-Brita com Solo NG'

Por fim, realizou-se para o terceiro solo da pesquisa, o solo NG, as mesmas proporções de 10, 30, 50, 70 e 90% em peso de brita, com o cilindro tripartido de 10x20 cm.

Para melhor entender o comportamento da mistura solo-brita, após as amostras serem submetidas ao ensaio de módulo de resiliência, todas foram serradas ao meio para mostrar como os agregados se comportam na massa de solo, como pode ser observada na Figura 4.54.

Para essas misturas propostas foram realizados o ensaio de módulo de resiliência e com os dados resultantes, calculados os coeficientes por meio do modelo composto. Na

Tabela 4.16 são apresentados esses valores e, posteriormente, ilustrados na Figura 4.55. Observa-se que todos os valores de k_3 são negativos, e apenas a mistura com 30% brita apresentou valor negativo. Em relação ao R^2 , todos apresentaram valores abaixo de 0,80.

Sobre os valores médios de MR, a mistura que apresentou maior módulo do a que possui 90% da sua composição de brita, pois quanto mais brita é adicionada a mistura maior a sua rigidez.

Tabela 4.16 – Resultados do MR expresso pelo modelo composto das misturas solo NG' + %brita desta pesquisa

Materiais	k1	k2	k3	R ²	MR Min.	MR Máx.	MR médio
NG' + 10% brita	124,9	0,14	-0,61	0,56	87	513	202
NG' + 30% brita	70,9	-0,28	-0,35	0,43	118	623	262
NG' + 50% brita	245,8	0,18	-0,46	0,55	218	797	409
NG' + 70% brita	461,0	0,38	-0,39	0,68	268	571	392
NG' + 90% brita	384,9	0,36	-0,48	0,62	257	763	443

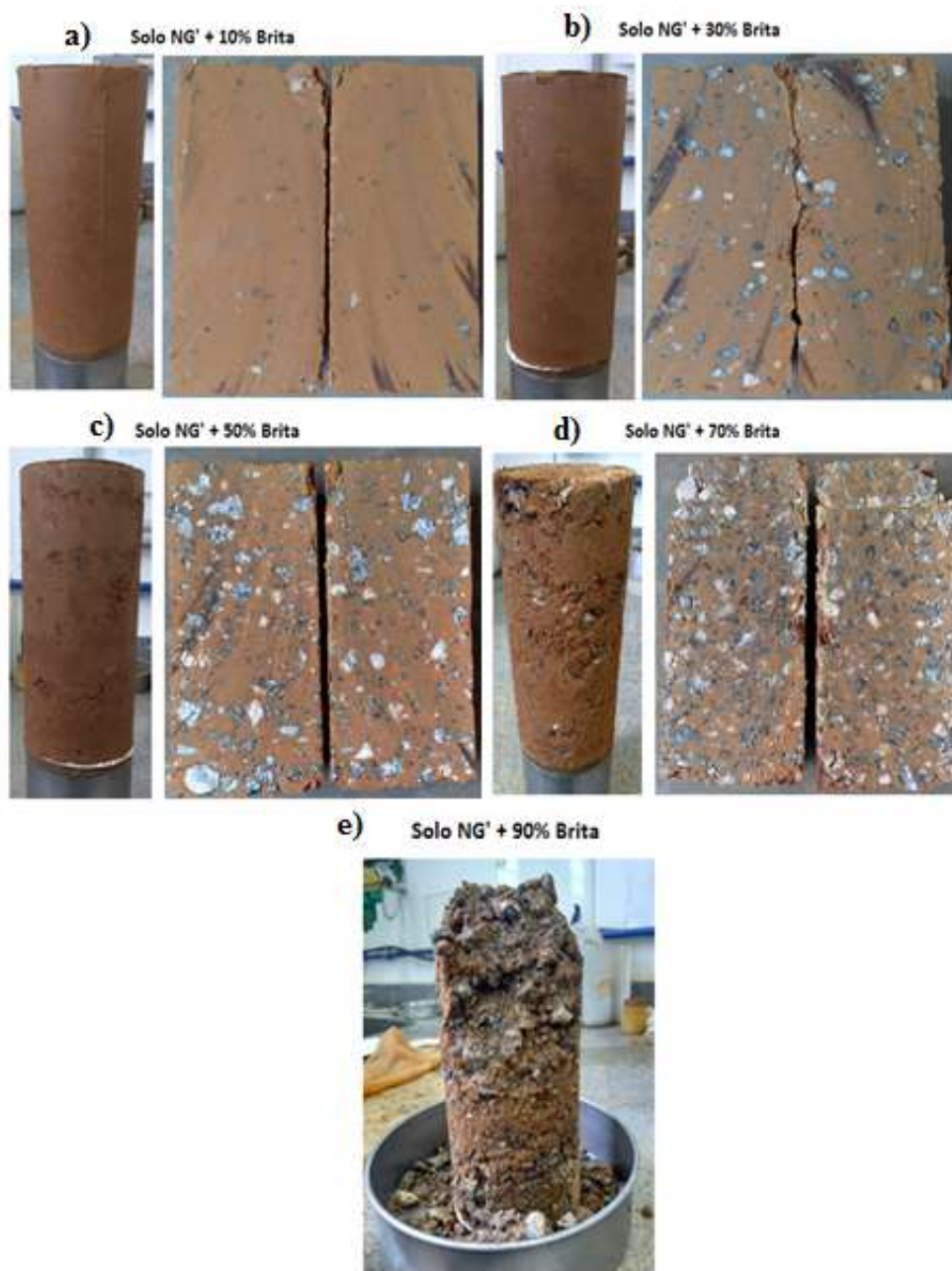
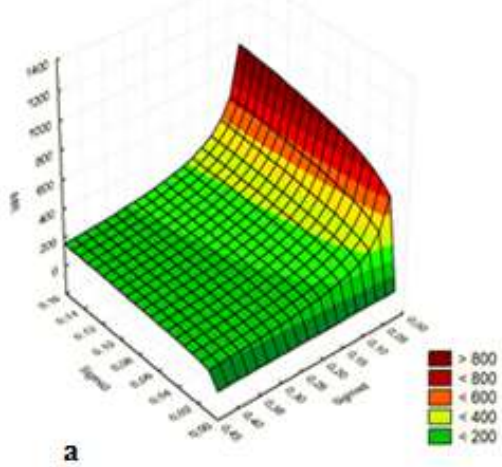
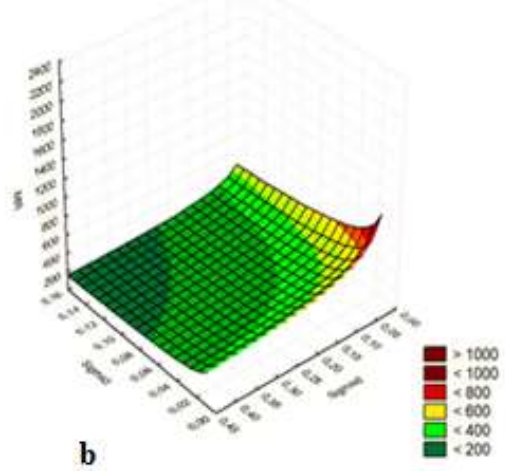


Figura 4.51 - Foto dos corpos-de-prova do solo NG' moldados (à direita) e serrados (à esquerda) nas respectivas proporções : 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)

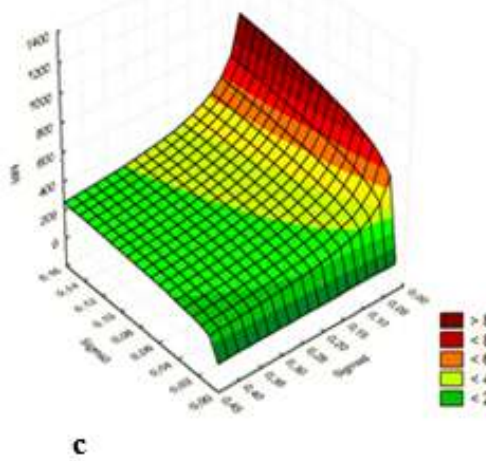
Solo NG' + 10% Brita: $MR = 124. (\sigma_3)^{0,14}. (\sigma_d)^{-0,61}$



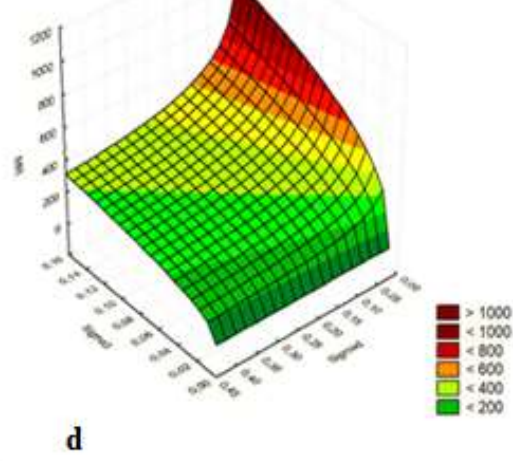
Solo NG' + 30% Brita: $MR = 70. (\sigma_3)^{0,28}. (\sigma_d)^{-0,35}$



Solo NG' + 50% Brita: $MR = 245. (\sigma_3)^{0,18}. (\sigma_d)^{-0,46}$



Solo NG' + 70% Brita: $MR = 461. (\sigma_3)^{0,38}. (\sigma_d)^{-0,39}$



Solo NG' + 90% Brita: $MR = 384. (\sigma_3)^{0,36}. (\sigma_d)^{-0,48}$

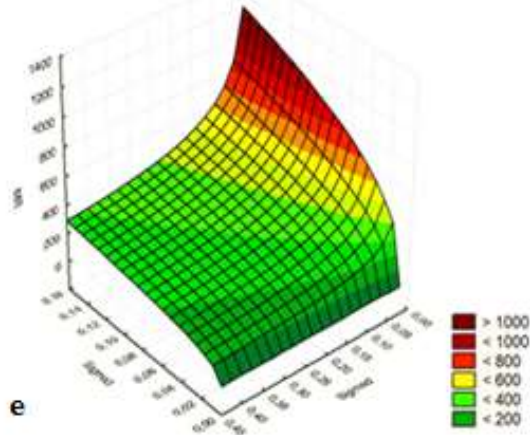


Figura 4.52 - - Representação gráfica dos valores resultantes do modelo composto para as misturas com Solo NG': 10% brita(a); 30% brita(b); 50% brita(c); 70% brita(d) e 90% brita(e)

4.16 Análise Paramétrica Utilizando o MeDiNa

Com todos os dados resultantes dos ensaios triaxial realizados ao longo da pesquisa, achou-se interessante analisar o comportamento destes, quando utilizados como camada de base ou sub-base de um pavimento, com a ajuda de algum software. Para isso, foi utilizado o MeDiNa, que ainda está em fase de ajuste, mas é parte fundamental do novo método de dimensionamento.

Para essas análises, criaram-se sete estruturas de pavimentos baseados nos materiais utilizados nesta pesquisa. Na primeira estrutura, a base é composta por solo LG', a segunda estrutura apresenta base do material granular, já nas demais estruturas, as camadas de base e sub-base foram definidas em relação às misturas solos-brita realizadas nesta pesquisa, e que serão detalhadas a seguir.

É importante ressaltar que para realização destas análises usou-se alguns critérios que foram fixados e utilizados para todas as simulações. Um deles é que a camada de revestimento para todas as estruturas definidas é um concreto asfáltico com dados de CAP 30/45 e PG 70-16. Do mesmo modo, adotou-se para todas, o mesmo N de projeto de 10^6 para um período de 10 anos do pavimento e, por fim, foi fixada como camada de subleito, para todas as estruturas, o solo NG', adotando-se as espessuras da camada de revestimento de 10 cm e de base e sub-base de 20 cm cada.

Para que pudesse ser avaliado essas estruturas propostas, o programa exige alguns parâmetros de entrada, onde em relação os dados de DP, pede-se os parâmetros definidos pelo modelo de GUIMARÃES (2009) e também se entra com valores médios de MR de cada material, para que o programa possa analisar a estrutura e apresentar a estimativa da DP total ao fim da vida do pavimento.

A Figura 4.53a mostra a estrutura 1 adotada para simular as camadas do pavimento, onde usou-se como revestimento um concreto asfáltico a camada de base adotada é o solo LG', a camada de sub-base, o solo NA' e para o subleito foi adotado o solo NG', como comentado, para um N de projeto de 10^6 , para um período de 10 anos. O programa resultou em uma DP total de 10,4 mm, com as seguintes contribuições: a camada de base havia deformado 4,82 mm, a camada de sub-base, 3,55 e o subleito, 2,0 mm.

A estrutura 2, como mostrado na Figura 4.53b, apresenta como camada de base a brita, sub-base o solo LG' e subleito o solo NG'. Utilizando os mesmos valores de N, tipo

de via e período de projeto, o resultado obtido foi uma DP total de 7,6 mm, sendo que a camada de base deformou 3,89 mm, a sub-base 1,46 mm e o subleito contribuiu com 2,27 mm.

O programa apresenta, no final da análise, um relatório com dados da estrutura analisada, meses de vida útil, N de projeto resultante para cada mês e DP total entre as rodas e sob as rodas também em relação aos meses.

Assim, fez-se a plotagem dos dados de DP sob as rodas, em relação ao período de vida útil do pavimento. Observa-se na Figura 4.54 as curvas de DP total, em relação aos meses definidos pelo projeto nota-se que a deformação aumenta conforme os meses de vida do pavimento, e que a deformação resultante do pavimento para esses materiais adotados não entra em Shakedown com o N de projeto adotado.

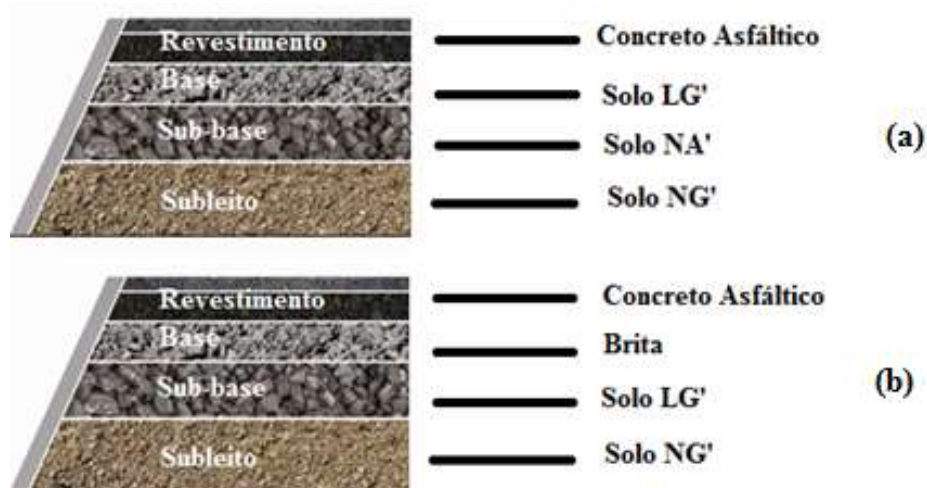


Figura 4.53 – Estrutura de base do pavimento com solo LG' (a) e base de brita (b)

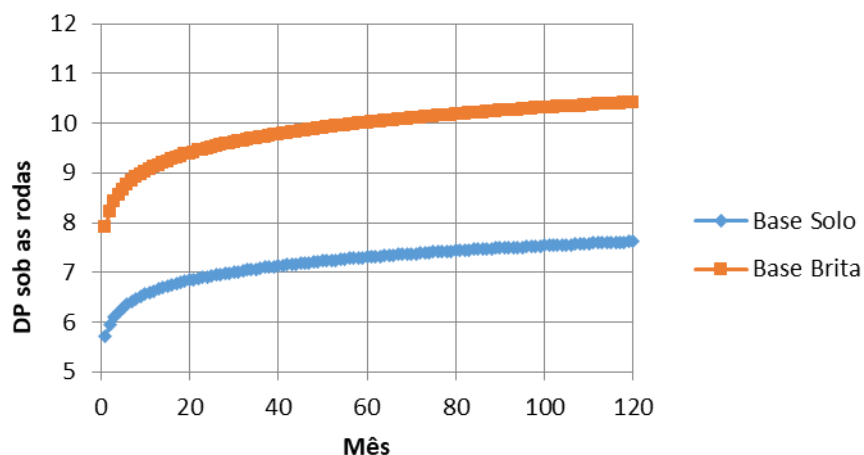


Figura 4.54 – DP sob as rodas em relação aos meses de vida útil do pavimento simulado nesta pesquisa

Em relação às estruturas propostas com as misturas ensaiadas nesta pesquisa adotou-se como camada de base a própria mistura (M1, M2, M3, M4 e M5) e para camada de sub-base o solo que compõe a mistura em questão.

A Figura 4.55a, apresenta como camada de base a mistura M1 e, conseqüentemente, a sub-base com o solo NA' que compõe a mistura. Utilizando os mesmos valores de N, tipo de via e período de projeto, o programa resultou em uma DP total resultante de 9,1 mm, sendo a camada de base responsável por 5,37 mm de deformação, a camada de sub-base apresentou 4,47mm e o subleito 2,30 mm.

Na estrutura expressa pela Figura 4.55b, como camada de base usou-se a mistura M2 e nas camadas de sub-base e subleito adotou-se o solo NG', resultando em uma DP total de 7,9 mm, sendo 4,16 mm de deformação da base, 1,19 mm da sub-base e o subleito 2,33 mm de deformação.

Já a estrutura observada na Figura 4.55c, como base a M3, sub-base de solo LG', com uma DP total de 9,5 mm, com a camada de base deformando 4,57 mm, a camada de sub-base 2,60 e o subleito 2,33 mm.

Na Figura 4.55d utilizou-se como camada de base a mistura M4, na camada de sub-base o solo NG', com uma DP total de 7,3 mm, com a camada de base deformando 3,82 mm, a camada de sub-base, 1,21 mm e o subleito, 2,32 mm.

Por fim, para a última estrutura proposta na Figura 4.55 e, usou-se como camada de base a mistura M5 e como sub-base o solo LG', com uma DP total de 7,7 mm, sendo a camada de base responsável pela deformação de 2,55 mm, a camada de sub-base 2,61mm e o subleito 2,33 mm.

Pode-se concluir, então, que as estruturas apresentadas na Figura 4.54 e na Figura 4.56 resultam em valores de DP abaixo do valor limite de deformação do pavimento como um todo, que é de 12,5 mm tipicamente. Na Figura 4.59 é plotado a DP total sob as rodas pelos meses de uso do pavimento para as cinco estruturas propostas. Observa-se o mesmo comportamento que na Figura 4.54, onde as deformações aumentam com o tempo para o valor de N estipulado.

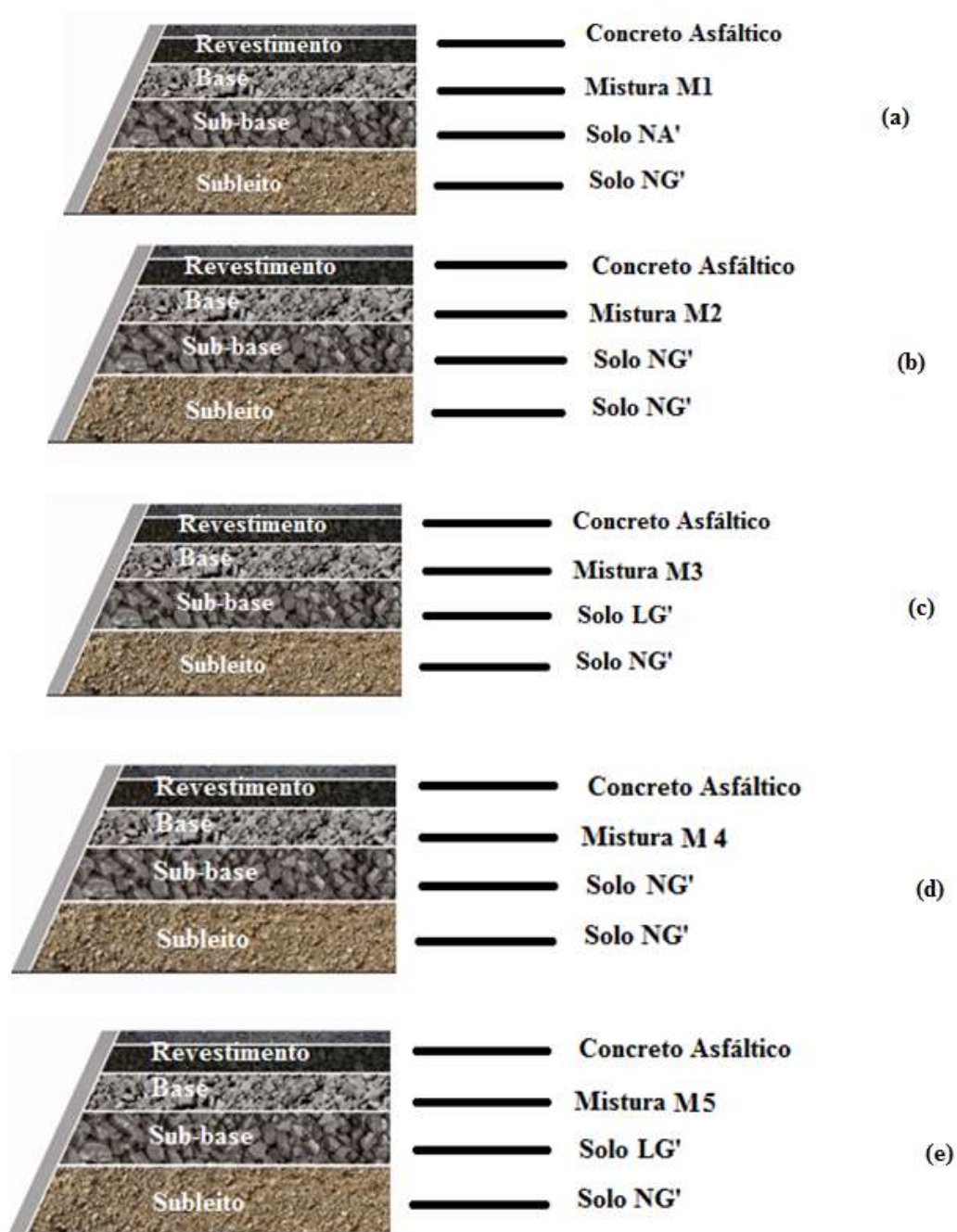


Figura 4.55 – Estrutura do pavimento como camada de base a mistura M1(a); camada de base a mistura M2(b); camada de base a mistura M3(c); camada de base a mistura M4(d) e camada de base a mistura M5(e)

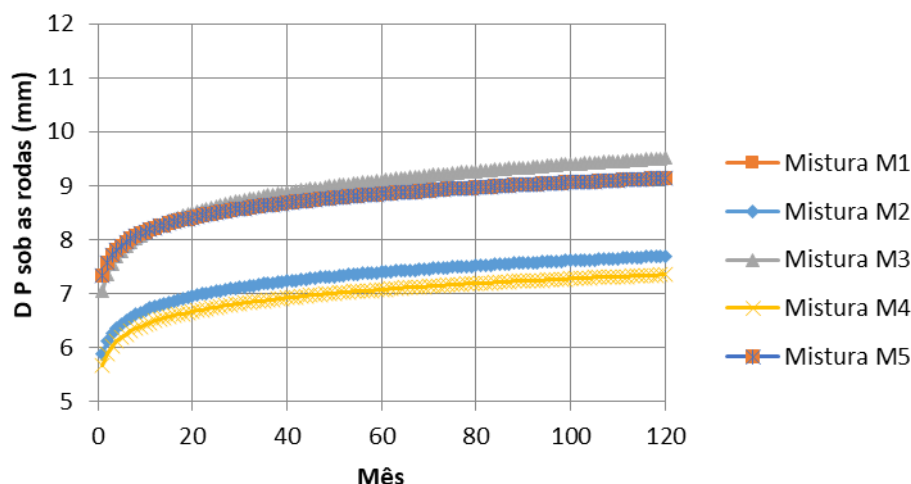


Figura 4.56 - DP sob as rodas em relação aos meses de vida útil do pavimento para camada de base usando as misturas M1; M2; M3; M4 e M5

4.17 Considerações Finais

Neste item faz-se uma análise geral em relação aos ensaios realizados ao longo desta pesquisa, os resultados obtidos e as dificuldades encontradas.

Como comentado, para as primeiras misturas (M1 e M2) utilizou-se a norma DER/SP ET-P00/006, onde é indicada a utilização de material granular em três tamanhos nominais diferentes. Porém, encontrou-se certa dificuldade na homogeneização dessas misturas, de materiais com granulometrias de tamanhos diferentes, como solo e brita.

Utilizou-se também a norma DER/SP ET-P00/003 para as demais misturas (M3, M4 e M5). Nas misturas M3 e M4 usou-se proporções de materiais para enquadramento na faixa, e para a mistura M5, foi utilizada fração de material retido nas peneiras especificados pela norma. Pelo fato da utilização do material se dar pela forma descontínua, torna-se mais fácil a definição das curvas por meio da homogeneização.

Outro ponto que é importante ressaltar que nenhuma das normas consultadas refere-se aos métodos de compactação ou homogeneização em laboratório a ser empregado neste tipo de mistura.

Observou-se que o melhor enquadramento na faixa especificada pelas normas foi para a mistura M5 que também apresentou menor deformação total nos ensaios mecânicos. Assim, pode-se dizer que esta mistura é a que apresentou melhor

comportamento, concluindo que tem melhor comportamento as misturas que utilizam a proporção por peneiras.

Os ensaios de deformação permanente (DP) foram em 9 amostras: três solos, uma brita e cinco misturas solos-brita, podendo-se dizer que a grande maioria destas, apresentou valores de deformações permanentes resultantes satisfatórias, e somente os materiais NA', NG' e a mistura M1 apresentaram valores totais após 150.000 ciclos entre 4,10 e 4,30 mm, e os demais materiais e mistura apresentaram deformação máxima na ordem de 3,0 mm, todos para as maiores tensões normalizadas. A mistura M5, por se tratar da composição com o solo de comportamento laterítico e por apresentar melhor enquadramento na faixa granulométrica especificada na norma, apresentou menor deformação permanente, sendo considerada a melhor mistura dentre as projetadas nesta pesquisa.

Sobre os resultados obtidos do ensaio de DP, pode-se calcular os coeficientes do modelo de GUIMARÃES (2009), que foram comparados com os de outras pesquisas. O ajuste dos dados experimentais ao modelo pode ser considerado bom, visto que a correlação R^2 resultou em valores maiores que 0,8 para a maioria dos materiais e misturas.

Em relação ao Shakedown o comportamento das misturas variou entre o nível A (Shakedown ou acomodamento elástico) e B (creep ou escoamento plástico), em todos os níveis de tensão ao longo dos ensaios.

Sobre os valores encontrados para MR, pode-se concluir que os valores resultantes estão condizentes com o que a literatura indica.

É interessante comentar que o ensaio LA da brita resultou na ordem de 30%, considerado um valor baixo, comparado com dados de outras pedreiras do estado do Rio de Janeiro, no entanto, o material granular apresentou quebra durante o ensaio de compactação.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

5.1 Conclusões

O objetivo desta dissertação foi estudar a aplicabilidade das normas solo-brita especialmente quanto à natureza do solo usado para compor camadas de base ou sub-base de pavimentos, por meio de ensaios mecânicos. Para isso, tentou-se enquadrar tanto os materiais, quanto as misturas nas faixas granulométricas especificadas por algumas das normas vigentes por dois métodos: por fração retida nas peneiras e por proporção de material. Foram realizados 211 corpos de provas ao longo desta pesquisa, no cilindro tripartido com dimensões de 10 x 20 cm. Realizaram-se vários ensaios de caracterização dos materiais, mas o enfoque principal é o comportamento mecânico nos ensaios triaxiais de carga repetida para deformação permanente e módulo de resiliência. Baseado em estudos realizados nas diferentes bibliografias e também nos resultados obtidos para os materiais e misturas desta pesquisa, pode-se definir as seguintes conclusões:

- a) Para fazer uma boa mistura solo-brita alguns fatores devem ser considerados alguns fatores, como a granulometria da brita empregada, a natureza do solo utilizada, os limites dos ensaios indicados pela norma, e as diferentes faixas de enquadramento especificada pela norma;
- b) Sobre as normas solo-brita utilizadas, conclui-se que deve ser feita uma revisão referente as faixas granulométricas propostas para que haja um melhor enquadramento dos materiais e também possa ser utilizada outros métodos como o de empacotamento, bailey, etc;
- c) O modelo de GUIMARÃES (2009) utilizado para encontrar os parâmetros em relação ao afundamento de trilha de roda mostrou-se adequado para analisar cada material e misturas, e a tensão desvio exerceu maior influência nas amostras do que a tensão confinante, de maneira geral;
- d) Os materiais deste estudo apresentaram comportamento dependente do estado de tensões usados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas, tanto para MR quanto para DP;
- e) As deformações permanentes resultantes foram altas para tensões elevadas, não sendo recomendável a utilização desses materiais em camadas de pavimento

que terão solicitação de tensões da ordem de grandeza das maiores simuladas nos ensaios;

- f) Os solos NA' e NG' da pesquisa apresentaram valores de deformação permanente maiores que 4mm para 150.000 ciclos, sem acomodamento em alguns pares de tensão, o que pode ser considerado um valor muito alto para apenas uma camada, quando se sabe que o pavimento como um todo se dimensiona para um ATR de 12,5 mm ao fim da vida útil;
- g) A brita graduada montada para a pesquisa a partir de B1, B0 e Pó apresentou acomodamento e a deformação permanente total foi menor do que dos solos, como esperado e coerente com outros autores, nas condições de ensaio;
- h) Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados para todos os cps depois do ensaio de deformação permanente e também foram moldados 3 corpos de provas de cada mistura e material, exclusivamente para ser ensaiado como indicado por norma. Observou-se que o MR realizado depois do ensaio de deformação permanente, pelo fato da amostra de ter recebido um número muito grande de aplicação de cargas, apresentou maior enrijecimento do que amostras do mesmo material quando submetido somente ao ensaio tradicional, ou seja, todos os materiais e misturas da pesquisa com a aplicação de cargas apresentam enrijecimento, resultando em valores de MR maiores;
- i) A expansibilidade dos solos foi medida com o ensaio LNEC e os resultados obtidos estavam dentro do limite que a norma especifica de 10%, comprovando o comportamento previsto ensaio de difração por raios-X;
- j) A maioria dos materiais e misturas realizadas nesta pesquisa apresentaram comportamento em relação ao estudo do shakedown do tipo A (shakedown ou escoamento elástico) e B (creep ou escoamento plástico), dependendo no caso dos solos e da brita, da umidade de compactação e da aplicação insuficiente do número de ciclos de cargas e, em relação as misturas, uma das hipóteses é em relação a granulometria adotada. Nenhum material apresentou ruptura;
- k) Realizaram-se também para complemento das análises e interpretações, misturas solos-brita em diferentes proporções de brita, entre 10 e 90% que foram ensaiadas e analisadas em relação ao ensaio de módulo de resiliência, o que resultou em um enrijecimento e aumento da resistência com a adição crescente brita na mistura até o percentual de 90%;

- l) Por fim, testou-se os parâmetros encontrados pelo modelo de GUIMARÃES (2009) juntamente com os valores de MR encontrados pelo modelo composto no software MeDiNa. Os valores resultantes de previsão de ATR podem ser considerados dados condizentes, para a condição testada, com o valor limite de ATR que um pavimento deve apresentar ao fim da vida útil, que é de 12,5 mm.

5.2 Sugestões para Pesquisas Futuras

- a) Aumentar os tipos de solos e de brita para utilização de solo com desempenho mecânico melhor para resultar em deformações menores e com isso ATR também menores;
- b) Estudar critérios de empacotamento para definir as proporções de solo e-brita e discutir as faixas normalizadoras;
- c) Realização das misturas solos-brita em diferentes energias de compactação, para comparação da influência da capacidade no DP e índice de vazios e analisar o empacotamento resultante;
- d) Construção de trecho experimental para avaliar em campo o comportamento de DP obtido em laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO T304, 2008, *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate. (As influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO T326, 2005, *Uncompacted Void Content of Coarse Aggregate. (As influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (1997). T-19 – Unit Weight and Voids in Aggregate. American Association of State Highways Transportation Officials.
- ABNT NBR 51, 2000, *Agregado graúdo - Ensaio de abrasão “Los Angeles”*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR NM 248, 2003, *Agregados – Determinação da composição granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR NM 7182, 1986, *Ensaio de Compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR 6459: *Determinação do Limite de Liquidez: Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR 6508: *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm: Determinação da massa específica dos grãos*. Rio de Janeiro.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR 7180: *Solo: Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR 7181: *Solo: Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1986. NBR 6457: *Preparação de Amostras de Solo para Ensaio Normal de Compactação e Ensaio de Caracterização: Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.
- BARROS, C.T., 1978, *Bases estabilizadas executadas com solo argiloso laterizados*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP.
- BALBO, José Tadeu. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. São Paulo: Oficina de texto, 2007. 558 p.

- BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., et al., 2010, *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 4. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobrás, ABEDA.
- BEZERRA METO, R.S., 2004, “*Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*”. Tese de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, SP.
- BILODEAU, J.P., DOE’R, J., *Relating resiliente behavior of compacted unbound base granular materials to matrix and interlock characteristics*. Construction and Building Materials. 37.p. 220-228, 2012.
- CASTRO, A. L., e PANDOLFELLI, V. C., 2009, “Conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para produção de concretos especiais aplicados na construção civil”. *Cerâmica*, 55, p. 18-32.
- CUNHA, M. B., 2004, *Avaliação do Método de Bailey de Seleção Granulometria de Agregados para Misturas Asfálticas*. Tese de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.
- COUTO J.B., 2009, *Estudo de Misturas de Solo-Agregado em Bases e Sub-Bases Rodoviárias do Rio Grande do Sul: Caracterização de Laboratório e Execução de Trecho Experimental*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS.
- DAWSON, A. e KOLISOJA, P., 2004, “Permanent Deformation”. ROAD EX II, Northern Periphery.
- DAWSON A. R. e WELLNER F., 1999, *Plastic behavior of granular materials*. Final Report ARC Project 933, University of Nottingham. Reference PRG99014, April.
- DER/SP ET-DE-P00/008, 2005, *Sub-base ou Base de Brita Graduada*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.
- DER/PR ES-P-05, 2005, *Pavimentação: Brita Graduada*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná.
- DNER ME 035, 1998, *Agregados - determinação da abrasão “Los Angeles”*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.
- DNER ME 054, 1997, *Equivalente de areia*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. 1994b. ME-256. *Perda de massa por imersão*. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro: IPR.
- DNER ME 081, 1998, *Agregados - determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.
- DNER ME 084, 1995, *Agregados miúdo – Determinação da densidade real*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.
- DNER ME 195, 1997, *Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.
- DNIT ME 134, 2010, *Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.
- DNIT 160/2012: Solos – *Determinação da expansibilidade – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 2012.
- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. 1994a. ME-258. *Solos compactados em equipamento miniatura. Mini-MCV*. Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro: IPR.
- DNIT. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de Pavimentação*. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 247p.
- FARIA, P.D.O. (1999) Shakedown Analysis in Structural and Geotechnical Engineering, Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Wales, Swansea.
- FRANCO, F. A. C. P., 2007, *Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- FRITZEN, M. A., 2005, *Avaliação de soluções de reforço de pavimentos asfálticos com simulador de tráfego da rodovia Rio Teresópolis*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- GUIMARÃES, A. C. R., 2009, *Um Método Mecânico-Empírico para a previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- GUIMARÃES, A. C. R., 2001, *Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- BORRÉ, G., 2013, “*Estudo das misturas de solo-agregado para uso em bases e sub-bases de pavimentos econômicos*”. Unijuí. Ijuí, RS.

- HUANG, Y.H., 1993, *Pavement analysis and design*, Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.
- KORKIALA – TANTTU, L., 2009, *Calculation Method for Permanent Deformation of Unbound Pavement Materials*. Tese de Doutorado. VIT PUBLICATIONS 702 Helsinki University of Tecnology. Espoo, Finland.
- LIMA, C.D.A., 2016, “*Estudo da deformação permanente de brita graduada*”. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- MACEDO, M. M., 2004, *Solos Modificados com Cimento – Efeito no Módulo de Resiliência e no Dimensionamento de Pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Pernambuco/PE.
- MARANGON, M., 2004, *Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Regiões de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- MARMITT, H.M., 2002, *Caracterização de Propriedades Resilientes de Três Britas Graduadas Utilizadas em Pavimentos no Sul do Brasil*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS.
- MEDINA, J., MOTTA, L. M. G., *Mecânica dos Pavimentos*. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2015.
- MEDINA, J., PREUSSLER, E. S., *Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos*. Solos e Rochas. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Rio de Janeiro, RJ., vol 3, n 1, p. 3-26, 1980.
- MEDINA, J. *Mecânica dos Pavimentos*. 2. Ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2005. 380 P.
- MOTTA. L. M. G., 1991, *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas*. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- MOTTA. L. M. G., 1999, Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F (1981). *Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias*. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA COPPE/UFRJ; CNPQ; ABMS, p30-41 Rio de Janeiro, RJ.

- NOGAMI, J.; VILLIBOR, D.F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Villibor, 1995.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F., 1995. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, 240p.
- OLIVEIRA, R.F.V. de. *Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos*. 2011.148f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) –Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.
- PANDOLFELLI, V.C. et al., *Dispersão e empacotamento de partículas: princípios e aplicações em processamento cerâmico*. São Paulo: Fazendo Arte, 2000. 224p.
- PINTO, Carlos de Sousa. *Curso Básico de Mecânica dos Solos: em 16 aulas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247p.
- PREUSSLER, E.S. 1978. *Ensaaios Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- RAAD, L., MINASSIAN, G. H., GARTINS, S., Characterization of saturated granular bases under repeated loads. Transportation Research Record, Washington, D.C., n 1369, p. 73-82, 1992.
- RESENDE, L. R., 1999. Técnicas alternativas para a construção de bases de pavimentos rodoviários. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- ROBERTS, F. L., P. S. Kandhal, E. R. Brow, D. Y. Lee e T. W. Kennedy (1991). Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction. Ed. NAPA Education Foundation Lanham, Maryland.
- RAMOS, C. R., 2003, *Estudo para o Desenvolvimento de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis do Município do Rio de Janeiro*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- RIBEIRO, M.R., 2013, *Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- SEED, H. B., CHAN, C. K., LEE, C. E., “Resilience characteristics of subgrade soil and their relation to fatigue failures in asphalt pavements”. International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 1-23. University of Michigan, Ann Arbor, Michigan. 1962

- SILVA, C.F.S.C., 2014, *Análise de tensões em pavimentos a partir de modelo físico instrumentado*. Tese de Mestrado. Programam de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- SILVEIRA, J., 2000, *Metodologia para Projeto de Pavimentos Flexíveis em Vias Urbanas da Região Metropolitana de Porto Alegre*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS.
- SOURA, M.L., 1979. Método de projeto de pavimentos flexíveis. MT – DNER – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 35 p.
- SVENSON, M., 1980, *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.
- SHEN e YU, 2011, “Characterize packing of aggregate particles for paving materials: Particle size impact”. *Construction and Building Materials* v 25, pp 1362-136.
- TAKEDA, M. de C., A influência da Variação de Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista. 255p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- TUTIKIAN, B.F., 2007, *Proposição de um método de dosagem experimental para concretos auto adensáveis*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS.
- TUTUMLUES, E. e PAN, T., 2008, “Aggregate Morphology Affecting Strength and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregate Materials”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.20, n.9, (Setember), pp. 617-627
- UZAN, J. Characterization of Granular Material. Transportation Reseach Record, Washington, D.C., n. 1022, p52-59, 1985
- VAVRIK, W. R., HUBER, G., PINE, W. et al., 2002, “Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design”. *Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044*. Outubro. Washington, D. C., EUA.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. *Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 292 p. il.
- YANG, S.R., HUANG, W.H., LIAO, C.C., *Correlation between Resilient Modulus and Plastic Deformation for Cohesive Subgrade Soil under Repeated Loading*. Transportation Research Record, Washington, D.C., n. 2053, p.72-79, 2008.

- YIDETI, T.F.; 2014, *Packing Theory-based Framework for Performance Evaluation of Unbound Granular Materials*. Ph.D Thesis. KTH Royal Institute of Technology.
- YODER, E.J., WITCZAK, M.W. *Principles of pavements design*. New York: Wiley. 1975.
- ZAGO, J.P., 2016, “*Estudo da Deformação Permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria-RS*”. Tese de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Santa Maria, RS.
- WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F., 2001, “*Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept*”. Transportation Research Record nº 01-0152, Washington, DC.

ANEXO I – CURVAS DA MINERALOGIA DOS SOLOS

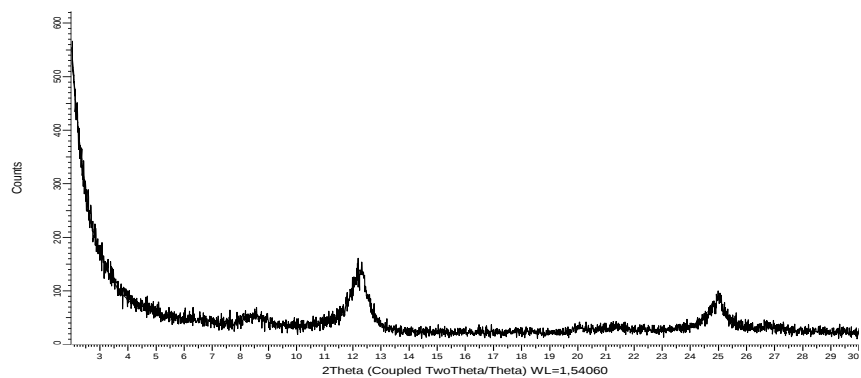


Figura A.1 – Difratograma da amostra argila natural do solo NA' desta pesquisa

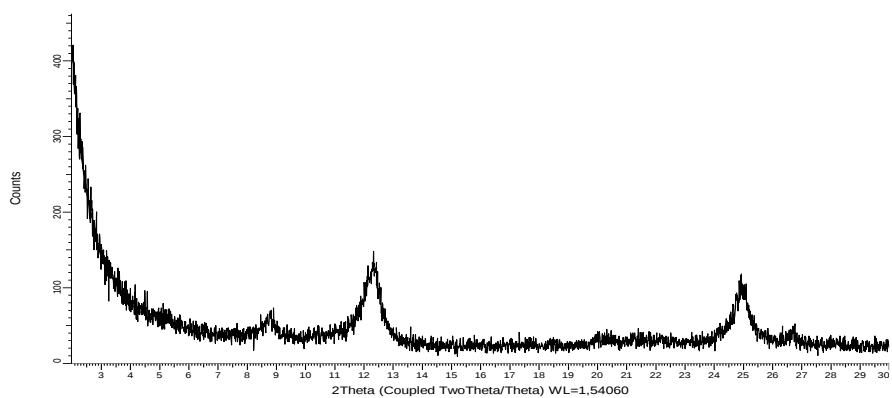


Figura A.2 – Difratograma da amostra argila glicoladado solo NA' desta pesquisa

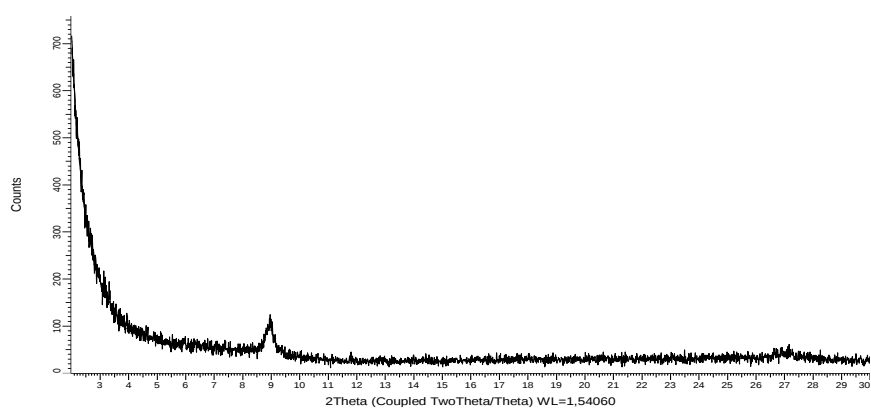


Figura A.3 – Difratograma da amostra argila aquecida solo NA' desta pesquisa

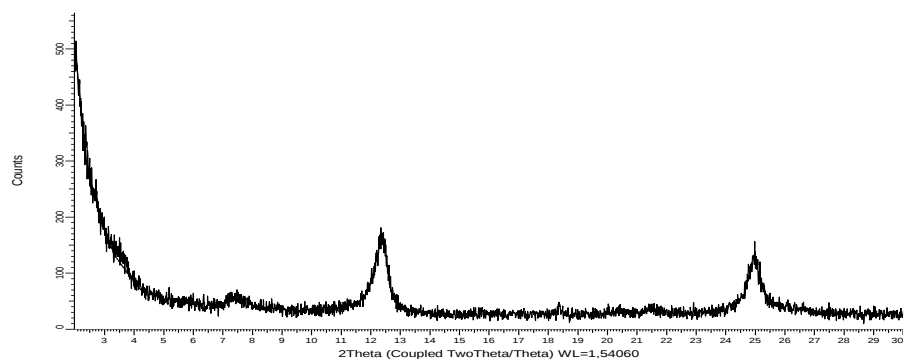


Figura A.4 – Difratoograma da amostra argila natural solo NG' desta pesquisa

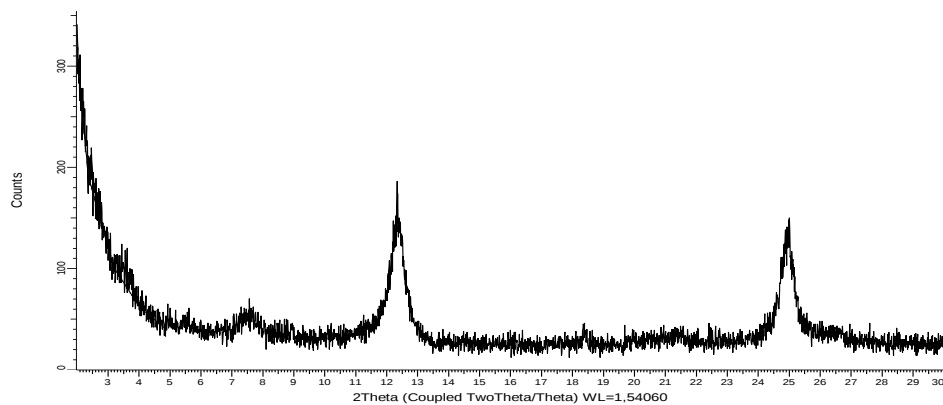


Figura A.5 – Difratoograma da amostra argila glicolada solo NG' desta pesquisa

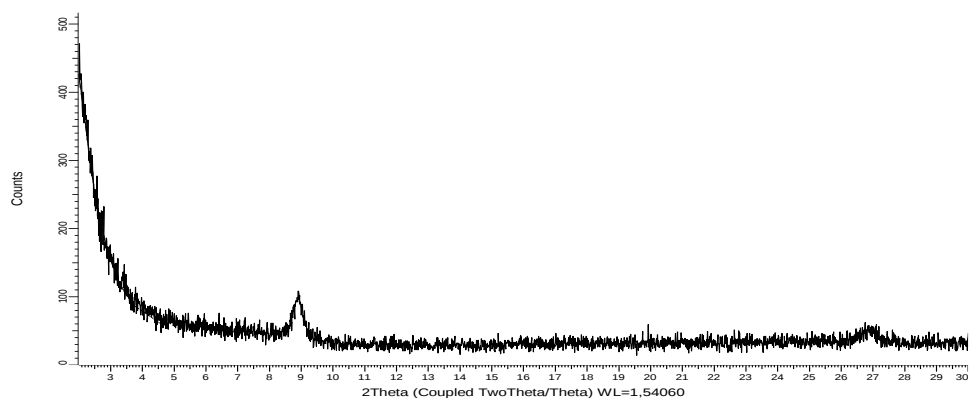


Figura A.5 – Difratoograma da amostra argila aquecida solo NG' desta pesquisa