



CONTRIBUIÇÃO PARA PROJETO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS NA REGIÃO NORTE DO ESTADO DO MATO GROSSO

Ana Elza Dalla Roza

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
Agosto de 2018

CONTRIBUIÇÃO PARA PROJETO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS NA REGIÃO NORTE DO ESTADO DO MATO GROSSO

Ana Elza Dalla Roza

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. Antonio Carlos Rodrigues Guimarães, D.Sc.

Prof.^a Lilian Ribeiro de Rezende, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO DE 2018

Dalla Roza, Ana Elza

Contribuição para projeto mecânico - empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso/ Ana Elza Dalla Roza. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

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

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

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

Referências Bibliográficas: p. 120-130.

1. Pavimentos asfálticos. 2. Mecânica dos Pavimentos. 3. Solos tropicais. I. Motta, Laura Maria Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Everything that drowns me makes me wanna
fly. Everything that kills me makes me feel
alive*

DEDICATÓRIA

À minha família:

Meu pai Adeonir Dalla Roza

Minha mãe Neusa Marisa Dalla Roza

Meu irmão Fernando Henrique Dalla Roza

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus e ao meu Anjo da Guarda por me proteger e me guiar sempre.

Agradeço à minha família por sempre me apoiar nas minhas escolhas e me incentivar a estudar. Principalmente agradeço ao meu irmão Fernando por auxiliar nas coletas dos solos, na descrição dos perfis de lateritas e por ser meu parceiro para todas as horas.

À Professora Laura, agradeço pela impecável orientação, pelos ensinamentos repassados com maestria e principalmente pela compreensão nos momentos mais difíceis por mim enfrentados durante esta pesquisa.

Agradeço aos meus amigos de Sinop pelas conversas, rodas de tereré e BFFs que me fizeram, por muitas vezes, descansar a mente durante o período desta pesquisa. Agradeço à Katiane e Mayany por assumirem durante o meu mestrado os projetos da Dalla Roza Engenharia.

Agradeço aos meus alunos, por me fazerem seguir em frente e me mostrarem todos os dias que estou em sala de aula o quão importante é o papel de um professor na formação de um profissional.

Aos colegas de profissão Augusto Romanini, Flavio Crispim, Julio Benatti e Rogério Riva, agradeço pelo incentivo e pelo apoio dentro da UNEMAT, durante o período que estava cursando as disciplinas do mestrado.

Agradeço aos amigos Alex, Carine, Fernando, Larissa, Patrícia, Ricardo, Flávia, Thaísa e Gustavo pela companhia e troca de ideias. Aos amigos Pedro, Mônica, Cristiano e André do Apartamento 101 que me receberam como hóspede temporária.

Agradeço à amiga Caroline Lima, pela imensa ajuda prestada durante a realização desta pesquisa, desde a ajuda nos ensaios de laboratório até nas análises de dados, sempre prestativa e paciente em ouvir as minhas dúvidas.

Agradeço à COPPE e à UFRJ, pelo ensino gratuito e de excelência oferecidos à comunidade. Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Pavimentos que auxiliaram nos ensaios e nas análises de resultados. Agradeço também aos estagiários do CEFET – RJ.

Agradeço à professora Helena Polivanov pelas contribuições e ensinamentos sobre pedologia. Agradeço também aos alunos do Instituto de Geologia pelo auxílio na confecção das lâminas de drx e lâminas petrográficas.

Agradeço à Transterra Terraplenagem e Pavimentação pelo auxílio financeiro para transporte das amostras de solos do Mato Grosso até o Rio de Janeiro. Agradeço à Constru

Câmera por abrir as portas do laboratório e da usina para coleta de amostras de concreto asfáltico.

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

CONTRIBUIÇÃO PARA PROJETO MECANÍSTICO - EMPÍRICO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS NA REGIÃO NORTE DO ESTADO DO MATO GROSSO

Ana Elza Dalla Roza

Agosto/2018

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Nesta pesquisa apresenta-se um estudo sobre 17 solos do estado do Mato Grosso para o uso em camadas de pavimentos asfálticos. Doze amostras de solos de textura fina e cinco lateritas das cidades de Nova Mutum, Lucas do Rio Verde, Sorriso, Sinop e Alta Floresta foram caracterizadas, física e mecanicamente. Para os solos de textura fina foram realizados ensaios de granulometria, expansibilidade, difração de raios x, perda de massa por imersão e compactação miniatura, estes dois últimos utilizados para a classificação MCT das amostras. Para as lateritas, além destes ensaios, realizou-se ensaios de absorção da fração granular e a descrição do perfil morfológico das jazidas. A caracterização mecânica foi realizada com os ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente. Com os resultados destes ensaios, propõe-se estruturas de pavimentos dimensionadas com o *software* MeDiNa. As análises realizadas mostram que estes solos do Mato Grosso apresentam bom comportamento mecânico para utilização direta em camadas de base e sub-base de pavimentos asfálticos até determinado nível de tráfego. Os ensaios de deformação permanente mostram comportamento satisfatório com acomodamento plástico para dezesseis solos estudados. A classificação MCT apresentou boa correlação com os parâmetros mecânicos do solo. As estruturas dimensionadas pelo *software* MeDiNa compõem um catálogo de sugestões de combinações de materiais que podem ser usadas para pavimentos novos.

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

CONTRIBUTION TO MECHANISTIC-EMPIRICAL PROJECT OF ASPHALTIC
PAVEMENTS IN THE NORTHERN REGION OF THE STATE OF MATO GROSSO

Ana Elza Dalla Roza

August/2018

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This research presents a study of 17 soils from the State of Mato Grosso for use in layers of asphalt pavements. Twelve samples of fine textured soils and five laterites of the cities of Nova Mutum, Lucas do Rio Verde, Sorriso, Sinop and Alta Floresta were characterized, physically and mechanically. For the fine textured soils, particle size, expansibility, x-ray diffraction, immersion loss and miniature compaction were performed, the last two used for the MCT classification of the samples. For the laterites, in addition to these tests, absorption of the granular fraction and the description of the morphological profile of the deposits were carried out. The mechanical characterization was performed with the resilient modulus and permanent deformation tests. With the results of these tests, pavement structures dimensioned with MeDiNa software are proposed. The analysis carried out show that these soils of Mato Grosso exhibit good mechanical behaviour for direct use in base and subbase layers of asphaltic pavements up to a certain level of traffic. The permanent deformation tests show satisfactory behavior with plastic accommodation for sixteen studied soils. The MCT classification showed a good correlation with the mechanical parameters of the soil. The structures designed by the MeDiNa software compose a catalogue of suggestions of combinations of materials that can be used for new pavements.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	CARACTERÍSTICAS DO ESTADO DE MATO GROSSO	5
2.1.1	CLIMA.....	6
2.2	TRÁFEGO.....	10
2.3	SOLOS TROPICAIS.....	15
2.4	SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS	19
2.4.1	Pedologia.....	19
2.4.2	Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).....	20
2.4.3	Classificação TRB.....	21
2.4.4	Classificação MCT.....	23
2.5	MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO.....	27
2.5.1	Materiais de Reforço do subleito, Sub-Base e Base.....	27
2.5.2	Revestimentos	29
2.6	DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS NOVOS.....	36
2.6.1	Método do DNER.....	36
2.6.1	Método Mecânico - Empírico.....	38
2.6.1	Valores típicos de módulo de resiliência e deformação permanente de alguns solos brasileiros	42
2.6.1	Critérios de dimensionamento do revestimento	44
2.6.2	Software MeDiNa.....	45
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	50
3.1	ORIGEM E COLETA DOS SOLOS.....	50
3.1.1	Coleta dos solos de textura fina.....	51
3.1.2	Coleta das lateritas.....	52
3.2	CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLO.....	53
3.2.1	Caracterização granulométrica e massa específica.....	53

3.2.2	Classificação MCT	55
3.2.3	Descrição da morfologia dos perfis de laterita	56
3.2.4	Difração de raios X.....	57
3.2.5	Ensaio de expansibilidade LNEC.....	58
3.3	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS SOLOS	59
3.3.1	Preparação dos corpos de prova	60
3.3.2	Ensaio de Módulo de Resiliência (MR)	62
3.3.3	Ensaio de Deformação Permanente (DP).....	63
3.4	REVESTIMENTO	64
3.4.1	Características dos revestimentos utilizados nas análises	65
3.5	DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO - EMPÍRICO	65
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	67
4.1	SOLOS DE TEXTURA FINA	67
4.1.1	Caracterização e Classificação	67
4.1.1.1	Caracterização granulométrica e de massa específica	67
4.1.1.2	Resultados dos ensaios de difratometria de raios X.....	70
4.1.1.3	Resultados dos ensaios de expansibilidade (LNEC).....	70
4.1.1.4	Classificação MCT	71
4.1.2	Resultados dos ensaios de compactação.....	77
4.1.3	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência dos 12 solos de textura fina	80
4.1.4	Resultados dos ensaios de deformação permanente dos 12 solos de textura fina desta pesquisa	84
4.2	SOLOS GRANULARES.....	90
4.2.1	Caracterização e classificação das lateritas	90
4.2.1.1	Caracterização morfológica dos perfis de laterita.....	90
4.2.1.2	Caracterização granulométrica, massa específica e absorção.....	95
4.2.1.3	Resultados dos ensaios de difratometria de raios x.	99
4.2.1.4	Resultados dos ensaios de expansibilidade (LNEC).....	100

4.2.1.5 Classificação G-MCT	100
4.2.2 Resultados dos ensaios de compactação.....	102
4.2.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência	106
4.2.4 Resultados dos ensaios de deformação permanente	107
4.3 PROPOSIÇÃO DE ESTRUTURAS PARA PAVIMENTOS NOVOS	109
5. CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	117
5.1 CONCLUSÕES.....	117
5.2 RECOMENDAÇÕES.....	118
5.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	120
ANEXO A – RELATÓRIO DE DIMENSIONAMENTO DO MeDiNa.....	131
ANEXO B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DA MISTURA ASFÁLTICA COLETADA NA REGIÃO DE ESTUDO	134
ANEXO C – GRÁFICOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DAS TENSÕES DESVIO E CONFINANTE PARA 17 SOLOS DESTA PESQUISA ..	135
ANEXO D – DEFORMAÇÃO PERMANENTE ACUMULADA DOS 17 SOLOS DESTA PESQUISA	141
ANEXO E – ESTUDO DO SHAKEDOWN DOS 17 SOLOS DESTA PESQUISA....	147
ANEXO F – RELATÓRIOS DOS ENSAIOS DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X.....	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa Mato Grosso destaque mesorregião norte	5
Figura 2 - Média de precipitações mensais	7
Figura 3 - Balanço hídrico da cidade de Sinop	7
Figura 4 - Variação anual Nível da Água em poços monitorados no município de Sinop	8
Figura 5 - Variação da temperatura no ano cidade de Sinop.....	9
Figura 6 – Configuração eixo simples de roda dupla (A) vista traseira; (B) vista lateral	10
Figura 7 - VMD mensal BR - 163 km 715.....	12
Figura 8 - Tipos de veículos km 715 BR – 163.....	13
Figura 9 - Intensidade do intemperismo em função do clima	15
Figura 10 - Intemperismo na rocha mãe.....	16
Figura 11 - Ocorrências de Latossolos no Mato Grosso	17
Figura 12 - Transporte de óxidos no solo.....	18
Figura 13 - Níveis de classificação pedológica dos solos	20
Figura 14 - Quadro para a classificação TRB dos solos.....	22
Figura 15 - Etapas dos ensaios da classificação MCT	24
Figura 16 - Ábaco classificação MCT.....	25
Figura 17 – Ábaco de classificação MCT proposto por Vertamatti (1988).	26
Figura 18 - Ábaco classificação G-MCT	26
Figura 19 - Classificação G-MCT	27
Figura 20 - Representação da granulometria pelo método SHRP.....	31
Figura 21 - Resumo dos ensaios para determinação PG do ligante asfáltico	32
Figura 22 - Fluxograma da dosagem <i>Superpave</i> de concreto asfáltico	34
Figura 23 - Gráfico dimensionamento de pavimentos asfálticos novos.....	38
Figura 24 - Determinação das espessuras método pelo método do CBR.....	38
Figura 25 - Tendência de acomodamento – <i>shakedown</i> – de solo no ensaio de deformação permanente	41
Figura 26 - Eixo padrão considerado no MeDiNa	46
Figura 27 – Janela de inserção dos parâmetros referentes ao tráfego no MeDiNa	46
Figura 28 – Estrutura inicial do programa MeDiNa.....	46
Figura 29 – Janela de parâmetros da camada do pavimento, um exemplo do solo Buritis desta pesquisa.....	47
Figura 30 – Considerações do MeDiNa para o cálculo da deformação permanente.....	49
Figura 31 - Cidades de coleta das amostras desta pesquisa	50
Figura 32 – Exemplo de execução de base com laterita na cidade de Sorriso	52

Figura 33 – Algumas etapas dos ensaios da classificação MCT realizados nesta pesquisa.....	56
Figura 34 – Etapas de preparação das amostras de argila para difração de raios X nesta pesquisa	58
Figura 35 – Procedimentos do ensaio de expansão LNEC usado na presente pesquisa	59
Figura 36 - Procedimento de preparação dos corpos de prova para ensaios de MR e DP nesta pesquisa.....	61
Figura 37 - Sequência de procedimentos para os ensaios de carregamento cíclico de MR e DP	62
Figura 38 – Aspecto dos 12 solos de textura fina avaliados na presente pesquisa.....	67
Figura 39 – Curvas granulométricas com defloculante dos 12 solos finos deste estudo.....	68
Figura 40 – Comparação dos resultados de granulometria com e sem defloculante.....	70
Figura 41 - Classificação MCT dos solos textura fina - ábaco tradicional e as áreas hachuradas representam o ábaco de solos transicionais de Vertamatti (1988)	72
Figura 42 - Determinação do parâmetro At no ensaio de MCT (MARSON, 2004)	75
Figura 43 - Curvas Pi <i>versus</i> Mini MCV para os solos de textura fina desta pesquisa.....	75
Figura 44 – Variação dos parâmetros e' e d' com o aumento da perda de massa por imersão ...	77
Figura 45 – Relação entre % Argila, teor de umidade e massa específica seca máxima	78
Figura 46 - Curvas de compactação dos 12 solos de textura fina estudados.....	79
Figura 47 - Aderência do solo Panambi e o soquete (esquerda) e quantidade de solo restante no molde (direita).....	79
Figura 48 –Deformação permanente total com variação da tensão confinante para os 12 solos de textura fina desta pesquisa.....	87
Figura 49 – Variação da deformação permanente total dos 12 solos finos desta pesquisa	88
Figura 50 – Afundamentos de trilha de rodas pouco ou nada evidentes nas rodovias: Rodovia MT 249 em Nova Mutum (foto da esquerda) e BR 163 na praça de pedágio entre as cidades de Sorriso e Sinop.....	90
Figura 51 – Amostras das 5 lateritas utilizadas neste estudo	95
Figura 52 – Curvas granulométricas das cinco lateritas desta pesquisa	96
Figura 53 – Patamar característico das lateritas de Rondônia estudadas por Guimarães (2009)	97
Figura 54 – Patamar característico de uma laterita do Estado do Acre estudada por Guimarães (2009).....	97
Figura 55 – Curvas granulométricas das lateritas estudadas por Santos (1998)	97
Figura 56 – Limites das faixas granulométricas da norma DNIT 098 – 2007 e as curvas granulométricas das lateritas deste estudo.....	98
Figura 57 – Gráfico do parâmetro k1 com relação à absorção das lateritas estudadas.	99
Figura 58 – Classificação da fração granular das lateritas deste estudo pela metodologia G-MCT	101
Figura 59 - Aspecto Laterita Mutum antes (esquerda) e depois do período de câmara úmida	

(direita).....	103
Figura 60 - Exsudação de água do corpo de prova da Laterita Lucas desta pesquisa.....	103
Figura 61 – Cinco corpos de prova do ensaio de compactação da Laterita Lucas compactados e secos em estufa.....	104
Figura 62 - Quebra da fração pedregulho das lateritas desta pesquisa.....	105
Figura 63 – Proposição de estruturas de pavimentos com os materiais da cidade de Nova Mutum	111
Figura 64 - Proposições de estruturas com os materiais de Lucas do Rio Verde.....	112
Figura 65 - Estruturas dimensionadas para o solo Parque dos Poderes e Laterita Sorriso.....	112
Figura 66 - Estruturas de pavimentos asfálticos propostos para o solo Mont Serrat SR e Laterita Sorriso	113
Figura 67 - Estruturas de pavimento propostas para o solo Supermassa e Laterita Sinop	113
Figura 68 - Estruturas de pavimentos propostas para o solo Villa Verde e Laterita Sinop.....	114
Figura 69 - Estruturas de pavimentos dimensionadas com o solo Terra Rica e Laterita Sinop	114
Figura 70 - Estruturas de pavimentos dimensionadas com o solo Curitiba e Laterita Sinop	114
Figura 71 - Estruturas dimensionadas para o solo Aquarela das Artes e Laterita Sinop.....	115
Figura 72 - Estruturas dimensionadas com o solo Panambi e Laterita Sinop	115
Figura 73 - Estruturas dimensionadas com o solo Belvedere e Laterita Sinop.....	116
Figura 74 - Estruturas de pavimentos propostas para solo Almeida Prado e Laterita Alta Floresta	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação das vias pela Prefeitura de São Paulo	14
Tabela 2 - Classificação SUCS de solos	21
Tabela 3 - Faixas Granulométricas do DNIT para concreto asfáltico	30
Tabela 4 - Espessura e tipo de revestimento adotado pelo método de dimensionamento de pavimentos novos do DNIT (2006b).....	37
Tabela 5 - Coeficiente estrutural dos materiais de pavimentação asfáltica usado no método ISC (CBR)	37
Tabela 6 - Parâmetros do modelo composto para diversos solos brasileiros	43
Tabela 7 - Parâmetros do modelo de deformação permanente para alguns solos brasileiros	44
Tabela 8 - Limites das classes de desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação permanente	48
Tabela 9 – Condições de aderência entre as camadas do pavimento	49
Tabela 10 – Identificação das coletas de solos de textura fina desta pesquisa.....	51
Tabela 11 – Localização e pedologia da região de coleta das lateritas deste estudo.....	53
Tabela 12 – Limites de uniformidade da distribuição granulométrica.....	54
Tabela 13 - Tensões confinantes e desvio para o ensaio de MR.....	63
Tabela 14 - Tensões de confinamento e desvio para o ensaio de DP.....	64
Tabela 15 – Parâmetros das misturas asfálticas utilizadas nesta pesquisa.	65
Tabela 16 - Caracterização dos 12 solos de textura fina desta pesquisa	68
Tabela 17 – Distribuição granulométrica dos solos de textura fina desta pesquisa	69
Tabela 18 – Resultados de expansão dos 12 solos de textura fina estudados nesta pesquisa	71
Tabela 19 - Classificação MCT dos solos de textura fina.....	72
Tabela 20 – Classificação dos solos de textura fina desta pesquisa pelos critérios de Vertamatti (1988), Nogami e Villibor (1995) e Marson (2004).....	76
Tabela 21 – Teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima dos 12 solos finos desta pesquisa, na energia intermediária	78
Tabela 22 – Parâmetros da regressão do modelo composto a partir dos ensaios de MR para os 12 solos de textura fina deste estudo.....	80
Tabela 23 - Parâmetros da regressão do modelo composto a partir dos ensaios de MR para os solos de Santos (1998)	81
Tabela 24 – Matriz de correlação dos parâmetros do MR e parâmetros físicos dos 12 solos finos deste estudo	82
Tabela 25 – Matriz de correlação dos parâmetros MCT e MR para os 12 solos finos deste estudo	83
Tabela 26 – Matriz correlação dos parâmetros MCT e MR com os 178 solos disponíveis no banco	

de dados de Marangon (2004).....	83
Tabela 27 – Valores médios dos parâmetros de MR para esta pesquisa comparados com a média da literatura.....	84
Tabela 28 – Parâmetros do modelo de deformação permanente proposto por Guimarães (2009) para os 12 solos de textura fina desta pesquisa	84
Tabela 29 – Matriz de correlação dos parâmetros de deformação permanente, MEAS, w _{ót} e fração argila com defloculante	85
Tabela 30 – Matriz de correlação entre os parâmetros MCT e da deformação permanente	85
Tabela 31 – Valores dos parâmetros de regressão do modelo de deformação permanente com relação à média de valores encontrados na literatura	86
Tabela 32 – Avaliação dos 12 solos de textura fina desta pesquisa com relação ao acomodamento	89
Tabela 33 – Caracterização granulométrica e massa específica dos grãos das cinco lateritas desta pesquisa	95
Tabela 34 – Caracterização da distribuição granulométrica das lateritas desta pesquisa	98
Tabela 35 – Valores do ensaio de absorção das cinco lateritas desta pesquisa	99
Tabela 36 – Resultados dos ensaios de expansibilidade LNEC das lateritas desta pesquisa	100
Tabela 37 – Classificação G-MCT das 5 lateritas deste estudo	101
Tabela 38 – Valores de teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima para as 5 lateritas deste estudo	102
Tabela 39 – Resultados da regressão não linear do modelo composto para as 5 lateritas deste estudo	106
Tabela 40 – Matriz de correlação entre os parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência e os coeficientes CC e CNU.....	107
Tabela 41 – Matriz de correlação das frações granulométricas e os parâmetros do modelo de módulo de resiliência	107
Tabela 42 – Parâmetros do modelo de deformação permanente proposto por Guimarães (2009) para as 5 lateritas desta pesquisa	108
Tabela 43 – Matriz de correlação parâmetros do modelo de deformação permanente e frações granulométricas	108
Tabela 44 – Parâmetros de módulo de resiliência e de deformação permanente dos solos utilizados para o dimensionamento nesta pesquisa.....	110

1. INTRODUÇÃO

A escolha dos materiais e a determinação das suas propriedades mecânicas são um dos fatores mais importantes para o bom dimensionamento das camadas de um pavimento.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos tradicionais, normatizados hoje no Brasil, estão sendo revisados e atualizados e junto com estas revisões destaca-se o novo método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos que substituirá o método puramente empírico em vigor.

Com o novo método mecanístico-empírico, há a alteração dos ensaios para a determinação dos parâmetros utilizados no dimensionamento. O antigo ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) é substituído por ensaios de Módulo de Resiliência e de Deformação Permanente, realizados em equipamentos triaxiais, desenvolvidos para este fim.

Os métodos mecanísticos-empíricos vêm sendo estudados e aplicados no Brasil desde a década de 1980, e, apesar de ser uma metodologia já consagrada no âmbito da pesquisa, na área prática é pouco ou até mesmo desconhecida em algumas regiões do país.

No Estado do Mato Grosso as empresas de pavimentação pouco sabem a respeito do novo método proposto e ainda há dúvidas em relação ao dimensionamento por esta via, sobre as considerações de projeto, o controle em campo e o conhecimento dos materiais da região sob o enfoque da nova metodologia.

Os materiais mais utilizados regionalmente para execução das camadas de base e sub-base de pavimentos são as lateritas (regionalmente conhecidas como cascalhos), e a utilização deste tipo de material se dá pela escassez de pedreiras na região. As classificações tradicionais, que levam em conta, principalmente, os Limites de Plasticidade e Índice de Plasticidade como parâmetros classificatórios, muitas vezes excluem este tipo de solo para uso em camadas de pavimentos. O mesmo acontece para os solos finos classificados como de comportamento de sofrível a mau pelas metodologias tradicionais.

Os solos tropicais apresentam comportamento diferente dos solos de regiões de clima temperado, e este fato motivou a criação de uma metodologia classificatória para os solos tropicais, conhecida como MCT (Miniatura, Compactada, Tropical).

A utilização da classificação MCT para a escolha de materiais de base, sub-base

e subleito dos pavimentos têm se mostrado adequada para os solos brasileiros como citam muitos autores, alguns deles citados a seguir. Castro (2002) mostra que a classificação MCT e o seu desdobramento proposto por Vertamatti (1988) para solos transicionais, permitem realçar a possibilidade de utilização de solos finos lateríticos em camadas de pavimentos. Marangon (2004) verificou que a classificação MCT é uma ferramenta adequada para a previsão do comportamento de solos para fins rodoviários. Santos (2006) realizou a comparação entre as classificações tradicionais TRB e SUCS com a classificação MCT e verificou que o comportamento laterítico e não laterítico indicado na classificação MCT coincidem com a gênese dos solos. Villibor e Nogami (2009) evidenciam as principais características de trechos executados com bases de SAFL (Solo Arenoso Fino Laterítico) no estado de São Paulo. O sucesso deste tipo de estrutura se deu, principalmente, pela metodologia de escolha dos materiais. O DER, em suas especificações técnicas (ET - DE- P001/001; ET – DE – P00/002; ET- DE – P00/003; ET-DE-P00/015; entre outras) desde muitos anos especifica esta classificação para seleção de solos para pavimentação.

Por estes fatos, esta pesquisa se torna importante para a divulgação, apresentação e implementação do método mecanístico-empírico na região norte do Estado. A validação da utilização de materiais como lateritas e solos finos tropicais regionais, tidos como de comportamento de sofrível a mal nas classificações tradicionais, vai se basear nas inúmeras evidências positivas de trechos já construídos e nos novos métodos de avaliação e seleção que mostram como estes são materiais com potencial de utilização em camadas de pavimentos.

Esta pesquisa tem como objetivo principal contribuir para a divulgação e aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos novos em cidades do Estado do Mato Grosso, para área urbana e estradas vicinais, inicialmente, com foco na avaliação de amostras de solos tropicais da mesorregião Norte do estado, e aplicando as informações no programa MeDiNa, Método de Dimensionamento Nacional, do DNIT.

Para atingir este objetivo, foram selecionadas 17 amostras de solo e para avaliação de suas características foram realizados os seguintes ensaios:

- Granulometria;
- Massa específica seca máxima;
- Composição mineralógica;
- Expansão;

- Classificação MCT;
- Compactação;
- Módulo de resiliência;
- Deformação permanente.

Com os parâmetros determinados foi possível apresentar estruturas de pavimentos dimensionadas pelo método mecanístico-empírico MeDiNa com os materiais de base, sub-base e subleito disponíveis na região Norte.

1.1 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação está organizada em cinco capítulos assim distribuídos:

O Capítulo 1 é o presente capítulo de introdução no qual constam a justificativa e os objetivos desta pesquisa

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica de tópicos importantes para o entendimento de conceitos referentes ao dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos, à classificação e à caracterização de materiais para pavimentação.

O Capítulo 3 trata da metodologia e materiais utilizados nesta pesquisa.

O Capítulo 4 apresenta os resultados e discussões referentes ao dimensionamento de pavimentos em um contexto regional.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões desta pesquisa e sugestões para pesquisas futuras.

Apresentam-se também sete anexos:

Anexo A- Relatório de dimensionamento do MeDiNa

Anexo B – Resultados dos ensaios da mistura asfáltica coletada na região de estudo

Anexo C – Gráficos de módulo de resiliência em função das tensões desvio e confinante para os 17 solos desta pesquisa

Anexo D – Deformação permanente acumulada dos 17 solos desta pesquisa

Anexo E – Estudo do *Shakedown* dos 17 solos desta pesquisa.

Anexo F – Relatórios dos ensaios de difração de raios x.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CARACTERÍSTICAS DO ESTADO DE MATO GROSSO

Mato Grosso é um Estado com 906.806 km², que corresponde a 10,61% da área total do país, e a grandeza deste Estado não é somente no tamanho físico, mas também nos números de sua economia. Mato Grosso deteve em 2016 o maior rebanho bovino do país, de acordo com o Indea (Instituto de Defesa Agropecuária do Estado de Mato Grosso) e é o segundo maior produtor nacional de grãos, com 9.118,6 mil hectares de cultivo segundo a Conab (Companhia Nacional de Abastecimento) (IMEA, 2017).

Dada a vasta distribuição de serviços e atividades, realizadas no território estadual, torna-se inevitável a segmentação do Estado, e assim, os diversos órgãos e entidades elaboraram mapas de divisões regionais a fim de facilitar a aquisição de dados e a distribuição de investimentos. Para Seplan (2016) o Estado do Mato Grosso divide-se em 5 mesorregiões, que são norte, centro sul, nordeste, sudeste e sudoeste, sendo a região norte a maior em território, conforme Figura 1.

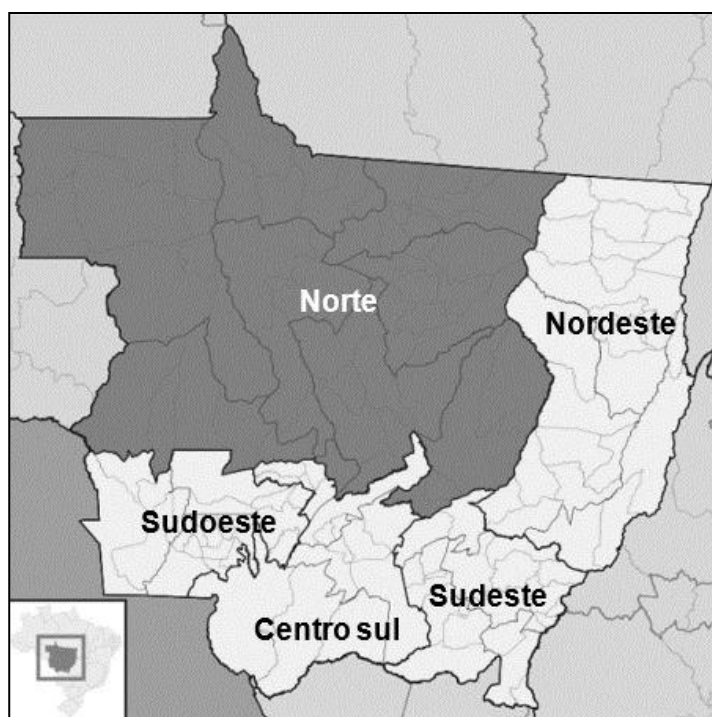


Figura 1 - Mapa Mato Grosso destaque mesorregião norte
Fonte: Adaptado de Abreu (2006)

A região Norte do Estado se destaca somente pelas dimensões e também pela produção agrícola e pelo crescimento populacional nos últimos anos. De acordo com

IBGE (2010) entre as 20 cidades mais populosas do Estado, oito estão localizadas ao Norte, com destaque para a cidade de Sinop ocupando a posição de 4º mais populosa do Estado. O principal fator de crescimento destas cidades é a presença da BR 163, segundo Cunha (2006) uma das mais importantes rodovias para escoamento de produção do Brasil, ligando de sul a norte do país. A rodovia auxilia no escoamento da produção de grãos das cidades de Sorriso, Lucas do Rio Verde e Nova Mutum, além de ser uma das principais rotas para o transporte de gado proveniente da cidade de Alta Floresta, todas cidades desta mesorregião.

O crescimento da produção agropecuária e a geração de empregos trouxe, a estas cidades, o aumento da área urbana e o consequente aumento na malha viária dos municípios. Assim, a necessidade de novos pavimentos e de manutenção dos existentes tem crescido acentuadamente.

2.1.1 CLIMA

A grande extensão territorial do Mato Grosso lhe confere variedades climáticas ao longo do Estado. De acordo com Zoneamento Sócio Econômico Ecológico do Estado do Mato Grosso (SEPLAN, 2002) o clima mato-grossense se divide em:

- Clima Tropical Continental Alternadamente Úmido e Seco, encontrado nas Chapadas, Planaltos e Depressões;
- Clima Sub-Equatorial Continental Úmido com Estação Seca Definida, no Planalto dos Parecis;
- Clima Equatorial Continental Úmido com Estação Seca Definida da Depressão Sul Amazônica, ao qual pertence a região Norte do Estado.

A estação seca predomina entre os meses de outubro a abril e a chuvosa entre os meses de maio a setembro. Esta característica é observada na Figura 2, que ilustra a média das precipitações mensais, dos últimos dez anos, das cidades de Nova Mutum, Lucas do Rio Verde, Sorriso, Sinop e Alta Floresta. Apesar de apresentar cinco meses de clima seco, a precipitação acumulada durante o ano na região ultrapassa os 1500 mm.

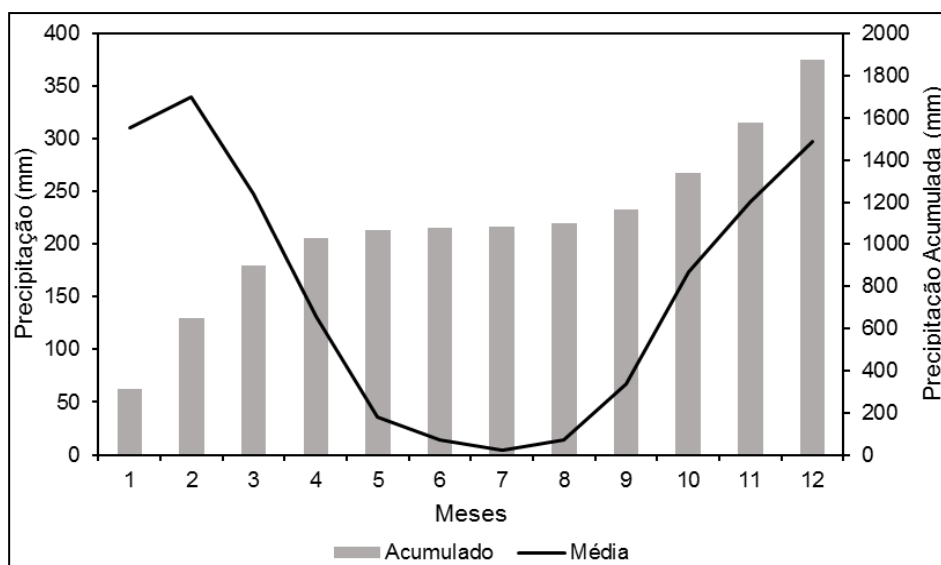


Figura 2 - Média de precipitações mensais
 Fonte: Adaptado de ANA (2016)

As precipitações pluviométricas acompanhadas dos dados de temperatura do ar e tipo de solo compõem as características do balanço hídrico (THORNTHWAITE e MATHER, 1957). As variações dos níveis excedentes e déficit do balanço hídrico desta região, disponibilizado pelo INMET (1990), pode ser observado na Figura 3.

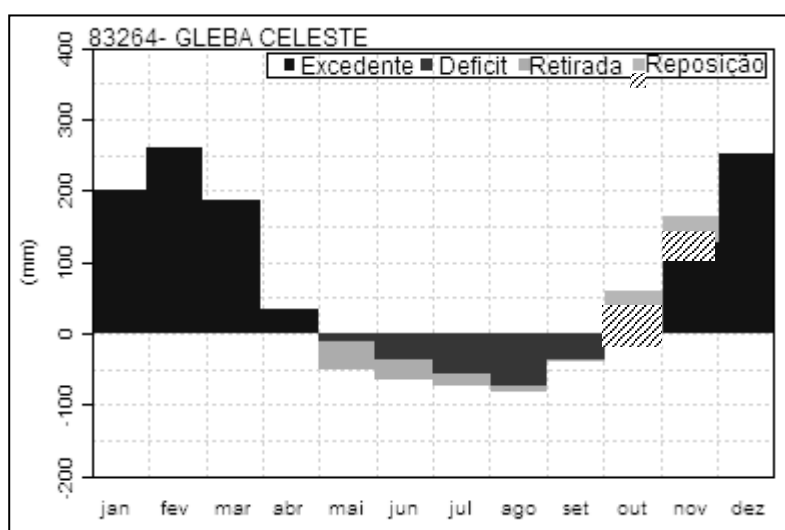


Figura 3 - Balanço hídrico da cidade de Sinop
 Fonte: INMET (1990)

Os elementos básicos do clima, temperatura do ar e pluviosidade, fornecem valores para a classificação de uma determinada região. Souza *et al* (2013) estudaram 13 estações distribuídas pelo Estado do Mato Grosso, duas delas instaladas na região Norte (Sinop e Matupá). De acordo com estes autores, o Índice de Umidade (IM), que indica o balanço hídrico anual num solo natural, calculado pelo método proposto por Thornthwaite e Mather (1955) é de 57,32 para a região de Sinop e 46,30 em Matupá, definindo como

clima Úmido e Sub-úmido ($20 < IM < 100$).

Na Figura 4 vê-se que a variação do nível do lençol freático nesta região é de aproximadamente 2,0 metros e a profundidade mínima alcançada é de 5,0 metros, de acordo com dados de poços de monitoramento obtidos Serviço Geológico do Brasil-CPRM (2016).

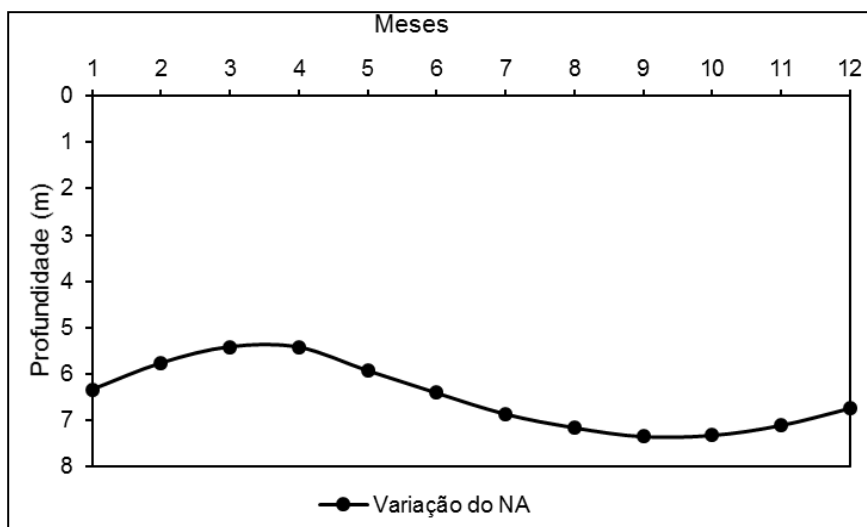


Figura 4 - Variação anual Nível da Água em poços monitorados no município de Sinop
Fonte: Adaptado de CPRM (2016)

Apesar desta variação de 2,0 m, o lençol freático, neste caso, não influencia no desempenho dos pavimentos, tendo em vista que em uma profundidade de 5 metros as tensões geradas pelo tráfego já foram dissipadas quase que na sua totalidade. Também a ascensão capilar não se torna uma preocupação maior, numa primeira análise geral.

As variações da temperatura do ar ao longo do ano acompanham o comportamento da pluviometria, como pode ser observado na Figura 5. Apresenta média anual de 26°C com temperaturas médias máximas e mínimas anuais de 34°C e 20°C, respectivamente, considerando dados entre os anos de 1990 e 2017, disponíveis para consulta no banco de dados digital do INMET disponibilizado no site <http://www.inmet.gov.br/>.

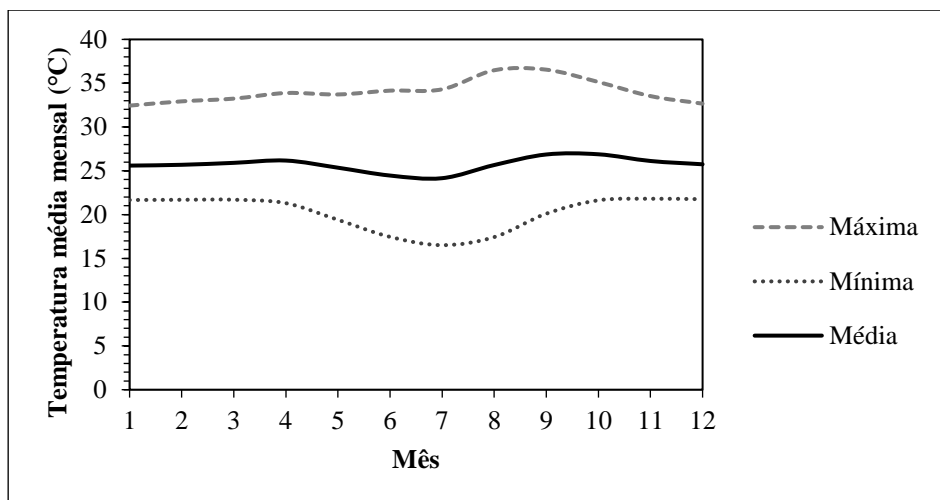


Figura 5 - Variação da temperatura no ano cidade de Sinop
 Fonte: INMET (2018)

Os efeitos das variações da temperatura, pluviometria e balanço hídrico afetam o comportamento do pavimento sendo o revestimento mais atingido pela variação da temperatura e as camadas subjacentes pela variação do teor de umidade do solo (MEDINA e MOTTA, 2015).

A variação da temperatura está diretamente ligada ao desempenho da camada de revestimento asfáltico, por este ser constituído por CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo) material viscoelástico que em elevadas temperaturas apresenta baixa viscosidade, e, se torna rígido e quebradiço a temperaturas negativas (BERNUCCI *et al*, 2008). Pode-se utilizar, por exemplo, a Equação 1 para prever a temperatura máxima do revestimento asfáltico, a 2 cm de profundidade, em relação à temperatura do ar e à latitude da região.

$$T_{máx\ 20\ mm} = (T_{max\ ar} - 0,00618\ Lat^2 + 0,2289\ Lat + 42,2) * (0,945) - 17,78 \quad \text{Eq. 1}$$

Em que:

$T_{máx\ 20\ mm}$: temperatura máxima de projeto do revestimento asfáltico à profundidade de 20 mm abaixo da superfície, °C;

$T_{máx\ ar}$: média das temperaturas máximas do ar dos sete dias consecutivos mais quentes do ano, °C;

Lat: latitude geográfica do local do projeto, em graus.

Em contrapartida a variação da temperatura não afeta diretamente o comportamento das camadas de base, sub-base e subleito embora gradientes térmicos possam resultar em variações de umidade, especialmente por vapor d'água. Estudos realizados por Rodrigues (1997), Takeda (2006) e Ribeiro *et al* (2014), entre outros,

indicam variação do desempenho das estruturas do pavimento quando há variações do teor de umidade dos materiais. Resultados de módulo de resiliência apresentaram-se maiores quando solos se encontram abaixo da umidade ótima e menores quando acima, para um mesmo estado de tensões. Este fato está relacionado ao efeito da sucção em solos parcialmente saturados.

2.2 TRÁFEGO

Uma das variáveis mais importantes no dimensionamento de um pavimento é o tráfego, determinado a partir dos tipos de veículos que circulam na rodovia de estudo.

Para a determinação das tensões no pavimento são necessários estudos de quantidade de veículos, quantidade de eixos, carga por eixo, tipo de pneu, pressão de enchimento dos pneus, entre outras características. Todas estas informações definirão o carregamento do pavimento.

As cargas provenientes dos veículos causam deflexões no pavimento e alteram o seu estado de tensões e eixos diferenciados causam danos diferentes no pavimento. Para padronizar estes carregamentos foram criados os fatores de equivalência que permitem fazer conversões das passagens das cargas por eixo em números equivalentes de passagem do eixo-padrão (DNIT, 2006a).

No Brasil, a solicitação do pavimento é determinada em função do número de repetições de um eixo padrão de 8,2 tf (80kN). A Figura 6 apresenta a configuração do eixo simples de roda dupla considerado eixo padrão no Brasil pelo DNIT (2006a).

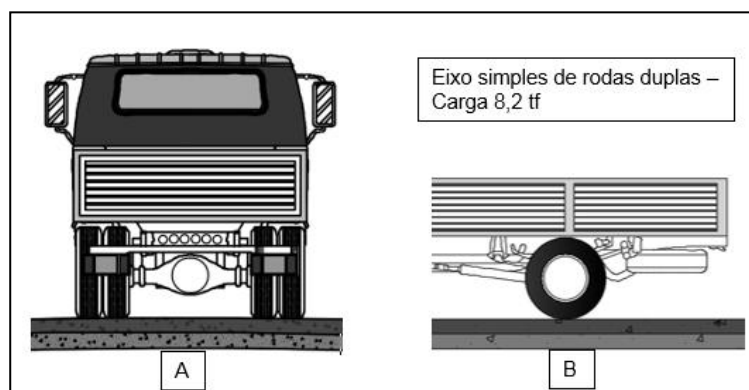


Figura 6 – Configuração eixo simples de roda dupla (A) vista traseira; (B) vista lateral
Fonte: Adaptado de DNIT (2006a)

O fator de equivalência de carga (FEC) assume valores maiores que 1 quando o eixo em estudo apresentar valores maiores que 8,2 tf e menores que a unidade quando a

carga por eixo for menor que o valor de referência (DNIT, 2006a).

O Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006a) apresenta o fator de veículo (FV) que é a ponderação da quantidade de veículos de uma determinada característica em função do fator de equivalência de carga e do fator de eixo, que expressa o número médio de eixos da frota.

A partir das definições do tráfego atual pode-se determinar a projeção deste, para o período de projeto considerado, por meio de fatores de crescimento da frota. O crescimento pode ser de forma exponencial ou linear, as taxas utilizadas são baseadas em estudos de tráfego já realizados na região e contagem de postos de contagem ou, quando houver, praças de pedágio. Quando não se tem estes dados disponíveis pode-se utilizar dados relacionados ao PIB da região, veículos vendidos e consumo de combustível, por exemplo, para realização de correlações e obtenção de uma taxa de crescimento a ser utilizada no projeto (DER, 2005).

Calcula-se, com base nos parâmetros mencionados, o número N, definido como número de repetições do eixo padrão (8,2 tf) que irá solicitar o pavimento projetado até o final da vida de projeto (P). O número N é definido pela Equação 2 (DNIT, 2006b).

$$N = 365x FV x VMD x P \quad \text{Eq 2}$$

Onde:

FV: Fator de Veículo

VMD: Volume Médio Diário

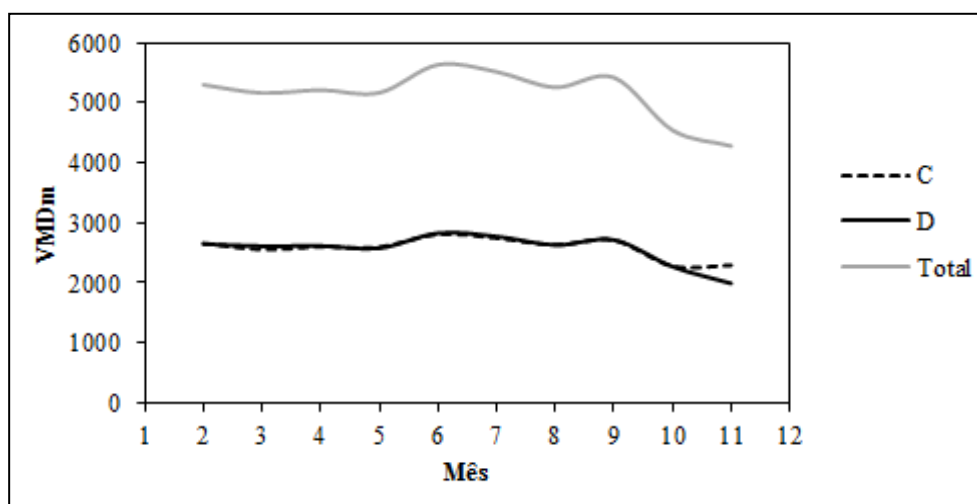
P: Período de Projeto.

O levantamento da quantidade e tipo de veículos, carga e previsão de crescimento anual são dados escassos no Brasil. Por esse motivo, o cálculo do número de repetições do eixo padrão (número N) e das tensões que atuarão no pavimento torna-se complicado.

As cargas atuantes no pavimento em toda a sua vida de projeto muitas vezes eram determinadas através de estatísticas e hipóteses de crescimento do número de veículos, produção de grãos e Produto Interno Bruto (PIB) de uma região, entre outras correlações empíricas.

Em vista desta situação, em 1977 foi implantado pelo DNER (atual DNIT) o Programa Nacional de Contagem de Trânsito (PNCT) que objetivava levantar dados das rodovias federais relativos ao volume de tráfego, velocidade operacional e carga por eixo dos veículos. Visava relacionar as condições físicas da via e propor sistemas de melhoria em um plano de gerência de pavimentos. Porém, em 2001, houve paralização do programa por contingência de gastos, retomando as pesquisas em 2013 com a parceria do Exército Brasileiro.

Entre os 100 postos de monitoramento planejados e em operação pelo programa do DNIT, 16 destes estão agrupados na Sub-sede de Cuiabá – MT. O único posto em operação na região Norte do Estado está localizado no km 715 da BR 163, no município de Sorriso. Os dados do VMDm (Volume Médio Diário mensal) considerando todos os veículos que trafegaram pelo trecho da rodovia durante o ano de 2016 estão apresentados na Figura 7.



NOTA: C – sentido Cuiabá x Sinop; D – sentido Sinop x Cuiabá; Valores de Janeiro e Dezembro não disponíveis.

Figura 7 - VMD mensal BR - 163 km 715

Fonte: Adaptado PNCT, 2016

A contagem ainda disponibiliza os tipos de veículos que trafegam nos postos monitorados e observa-se que: 44% dos veículos foram de passeio, motos e outros, e 56% corresponde a veículos comerciais como ônibus e caminhões. A Figura 8 apresenta as porcentagens de VMD dos ônibus e caminhões, agrupados por número de eixos, considerando a média de todos os meses, na pista mais solicitada.

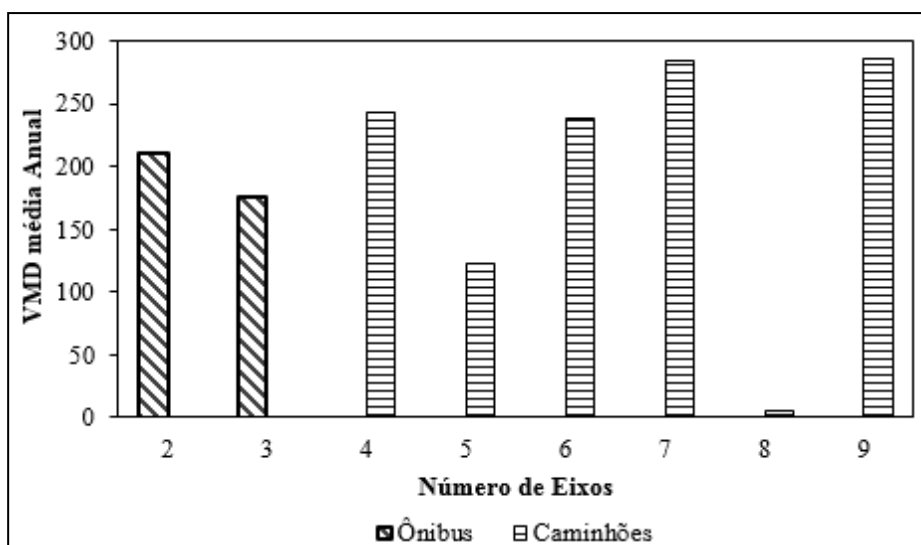


Figura 8 - Tipos de veículos km 715 BR – 163
 Fonte: Adaptado de PNCT, 2016

A numerosa quantidade de caminhões de grande porte (nove eixos) é consequência da importância da rodovia como rota de escoamento da produção de grãos. Na safra de 2016/2017 foi estimada em 61,9 milhões de toneladas de soja e milho (CONAB, 2017), tornando a BR 163 a mais importante do Estado.

As rodovias estaduais também apresentam papel fundamental no escoamento da produção, sendo responsáveis pela ligação das propriedades produtoras às rodovias Federais. Apesar desta importância, os dados disponíveis referentes ao volume de tráfego destas vias são escassos. Relatórios disponibilizados pela Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística (SINFRA), tratam o volume de tráfego como TMD (Tráfego Médio Diário) e indica que: “Os valores do TMD resultantes de contagem de tráfego deverão ser indicados simplesmente pelos números que os qualificam” não informando em seus relatórios contagem de tipos de veículos e número de eixos (SINFRA, 2017 p.47).

O relatório mais atualizado, disponível para consulta, é referente ao ano de 2012. O TMD médio das rodovias discriminadas como pavimentadas ou duplicadas pelo relatório é de 649 veículos, sendo a via com maior fluxo o trecho da Rodovia MT 364 entre Cuiabá e Jangada, que é um trecho coincidente com a BR – 163, com 5234 veículos. Vale ressaltar que esta rodovia é, atualmente, pavimentada com concreto asfáltico e no relatório de 2012 é apresentada ainda como Tratamento Superficial Duplo.

Já no perímetro urbano das cidades mato-grossenses, os veículos de carga circulam principalmente por vias arteriais que fazem a interligação das estradas vicinais com a BR-163 (SINOP, 2006). Estudos realizados no município de Sinop por Cruz Neto

e Dalla Roza (2015) mostram que o tráfego de veículos no centro da cidade é composto por carros de passeio, motocicletas e ônibus, este último com uma porcentagem de apenas 2% do volume total de veículos em hora de pico. A única empresa responsável pelo transporte de passageiros na cidade possui apenas 22 veículos, segundo dados levantados por Garcia e Dalla Riva (2014).

Tendo em vista essa variação entre o tráfego das cidades e das rodovias, DNIT (2010) classifica as vias como áreas urbanas e áreas rurais subdividindo-as em arterial, coletora e local. Além desta classificação básica, a Tabela 1 apresenta, como exemplo, a classificação das vias no perímetro urbano usada pela Prefeitura de São Paulo levando em consideração o crescimento do tráfego de 5% ao ano durante o período de projeto.

Tabela 1 - Classificação das vias pela Prefeitura de São Paulo

<i>Função Predominante</i>	<i>Tráfego Previsto</i>	<i>Vida de Projeto</i>	<i>Volume médio de veículos por dia na faixa mais carregada</i>		<i>N</i>
			<i>Veículo leve</i>	<i>Ônibus/ Caminhão</i>	
<i>Via Local</i>	Leve	10	100 a 400	4 a 20	2,7 x 10 ⁴ a 1,4 x 10 ⁵
<i>Via Local e Coletora</i>	Médio	10	401 a 1500	21 a 100	1,4 x 10 ⁵ a 6,8 x 10 ⁵
	Meio Pesado	10	1501 a 5000	101 a 300	1,4 x 10 ⁶ a 3,1 x 10 ⁶
<i>Vias Coletoras Estruturais</i>	Pesado	12	5001 a 10000	301 a 1000	1,0 x 10 ⁷ a 3,3 x 10 ⁷
	Muito Pesado	12	>10000	1001 a 2000	3,3 x 10 ⁷ a 6,7 x 10 ⁷
<i>Faixa exclusiva de ônibus</i>	Volume Médio	12		<500	3,0 x 10 ⁶
	Volume Pesado	12		>500	5,0 x 10 ⁷

Nota: Eixo padrão de 82 kN; Fator de Equivalência de Carga (FEC) de acordo com DNIT (2006a)

Fonte: Prefeitura Municipal de São Paulo (2004)

Esta classificação padroniza os intervalos de volume de tráfego, para cada tipo de via e os tipos de veículos que por elas transitam, sendo uma ferramenta importante para a padronização de projetos e fiscalização de serviços urbanos. A vantagem é que foi feita para área urbana, o que é o maior foco da presente pesquisa, mas como desvantagem

pode-se considerar o fato de ter sido ajustada para o tamanho da maior cidade brasileira.

2.3 SOLOS TROPICAIS

A formação dos solos tem origem na decomposição das rochas da litosfera, provocada pela ação do vento, da chuva e do meio biótico. As condições ambientais propiciam o intemperismo químico, provocado principalmente pela água e substâncias como oxigênio e gás carbônico nela dissolvidos. A intensidade do intemperismo químico está ligada à quantidade de água disponível e à temperatura do ambiente, sendo que, em climas úmidos e quentes, a degradação é mais acelerada quando comparada com climas desérticos ou frios (LEPSCH, 2010). A Figura 9 mostra o gráfico do tipo e intensidade do intemperismo em função da temperatura média e pluviosidade anual segundo Teixeira *et al* (2000).

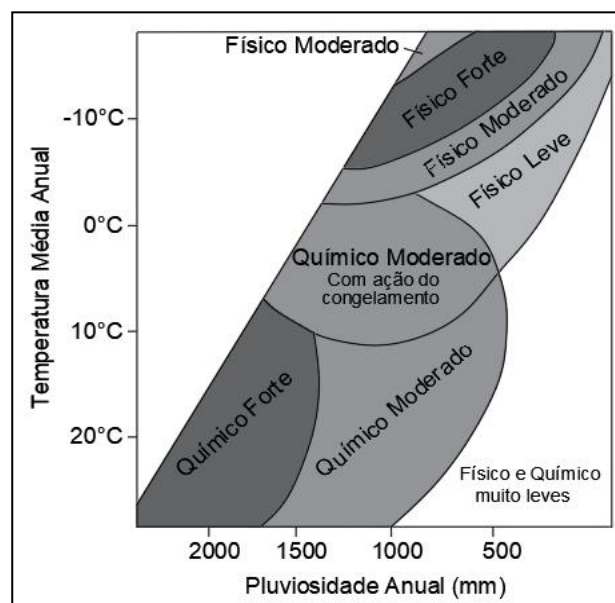


Figura 9 - Intensidade do intemperismo em função do clima
Fonte: Teixeira *et al* (2000)

Por estes fatores climáticos, o intemperismo químico é mais evidenciado nos trópicos, ao contrário de regiões desérticas ou geleiras. A Figura 10 ilustra o intemperismo químico na rocha mãe em função dos parâmetros climáticos conforme Teixeira *et al* (2000).

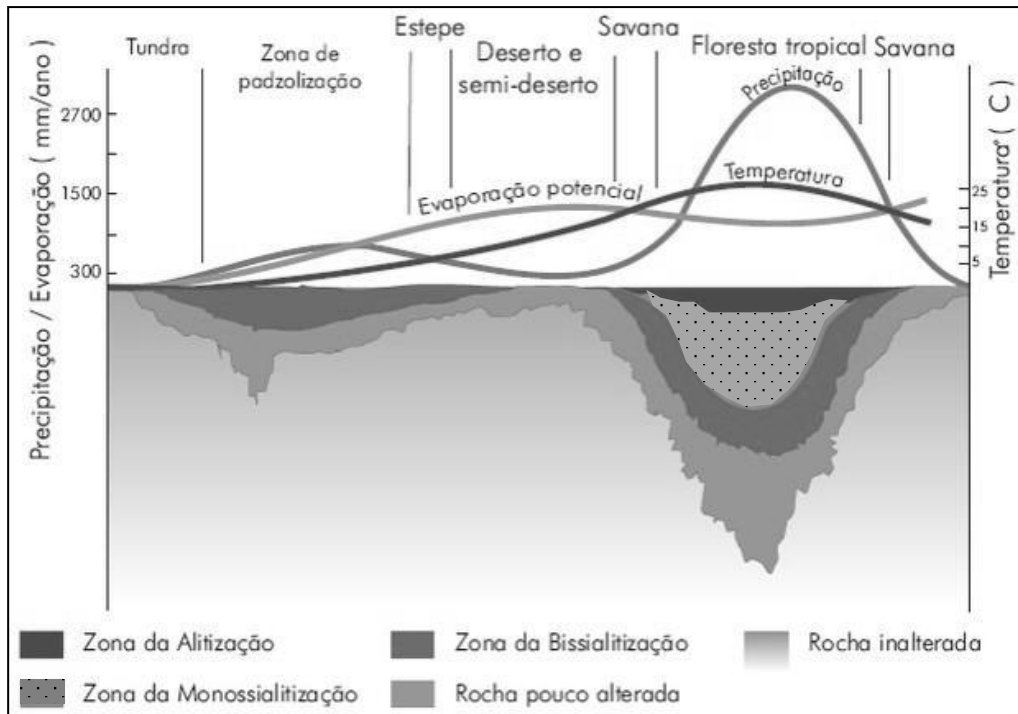


Figura 10 - Intemperismo na rocha mãe
 Fonte: Teixeira *et al* (2000).

Os solos encontrados em regiões tropicais apresentam particularidades decorrentes das condições ambientais destas regiões. Do ponto de vista da engenharia civil, Nogami e Vilibor (2007) definiram solos tropicais como aqueles que surgem em regiões tropicais úmidas em decorrência dos processos geológicos e pedológicos, dividindo-os como lateríticos e saprolíticos.

Os solos lateríticos são solos típicos de regiões bem drenadas, nas áreas tropicais úmidas, sendo superficiais e resultando dos processos de transformação do solo por intemperismo químico: a laterização. A presença do argilomineral caulinita é predominante, assim como óxidos de ferro e alumínio hidratados, dando ao solo, geralmente, uma coloração vermelha ou amarelada (NOGAMI e VILLIBOR, 2007).

Da decomposição da rocha matriz *in situ* originam-se os solos saprolíticos, do grego a expressão *sapro* significa podre, uma analogia a rocha decomposta que mantém a estrutura da rocha de origem. Estes solos são conhecidos como residuais jovens, e, as partículas que os constituem permanecem no mesmo lugar em que se encontravam antes da ação do intemperismo, mantendo assim as características da rocha de origem. Em casos onde não é visível nos solos a estrutura da rocha de origem dá-se o nome de solos residuais maduros, que, às vezes são lateríticos, embora a laterização também possa acontecer com solos transportados (NOGAMI e VILLIBOR, 2007).

Para a pedologia a ocorrência de solos em avançado estágio de intemperização,

destituídos de minerais primários ou secundários menos resistentes ao intemperismo e apresentando, normalmente, horizonte B muito profundo resulta em serem classificados como latossolos (EMBRAPA, 2013). Em outros países podem ser classificados como *ferrasols* ou *oxisols* de acordo com a classificação da FAO/UNESCO (*Food and Agriculture Organization of the United Nations*) e Solos Ferralíticos na classificação taxonômica francesa (LATHAM, 1981).

Os latossolos são predominantes no território brasileiro e no estado do Mato Grosso, na Figura 11 mostram-se as regiões onde este solo é encontrado neste Estado (SEPLAN, 2001).

Os Latossolos são considerados solos evoluídos e, de acordo com Espíndola e Daniel (2008), um solo desenvolvido ou evoluído apresenta horizonte B espesso com altos teores de argila, predominando os argilominerais 1:1, ricos em óxidos de ferro e areias constituídas de quartzo.

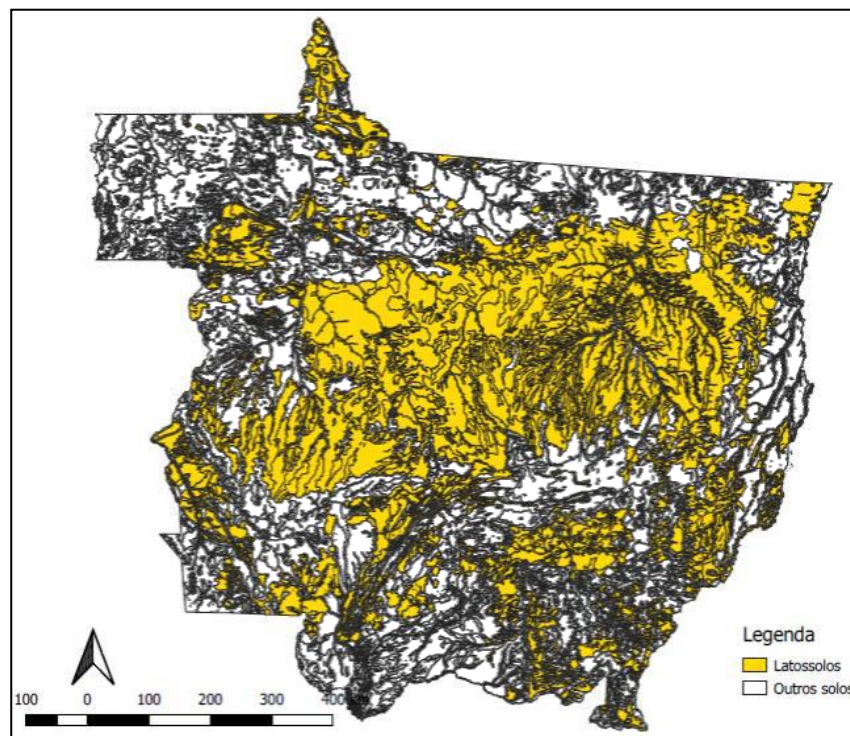


Figura 11 - Ocorrências de Latossolos no Mato Grosso
Fonte: SEPLAN (2001)

De acordo com EMBRAPA (2013), latossolos são solos evoluídos, destituídos de minerais primários (pouco resistentes ao intemperismo, como as bases de sódio, potássio e magnésio), geralmente muito profundos e fortemente ácidos. Esta característica de acidez é consequência da lixiviação das bases de potássio, sódio, magnésio e cálcio

presentes no solo, que se depositam em camadas mais profundas do perfil, enquanto as partículas de alumínio e ferro permanecem insolúveis, porém são oxidadas pela presença da água. O transporte destes elementos no solo depende do regime de chuvas da região, alternando entre seco e úmido ou permanentemente úmido (SINGH e HUAT, 2013).

De acordo com Chesworth (2008) as partículas de ferro e alumínio imobilizadas no perfil de solo oxidam e provocam horizontes endurecidos. Segundo Espindola e Daniel (2008), estes são chamados de lateritas, canga laterítica ou cascalho laterítico. A Figura 12 ilustra a movimentação destes óxidos no perfil de solo (BEUKES *ET AL*, 2002).

De acordo com Embrapa (2013) os solos concrecionados, denominados nesta presente pesquisa, de lateritas, são caracterizados por apresentarem na sua composição porções em abundância de Fe e Al, podendo apresentar colorações variadas (vermelho, violeta, amarelo, marrom e branco). Quanto à mineralogia, as lateritas exibem oxihidróxidos de ferro, alumínio, titânio e manganês. A presença de argilominerais do tipo 1:1 como a caulinita, goetita e gibsita são comuns nas lateritas.

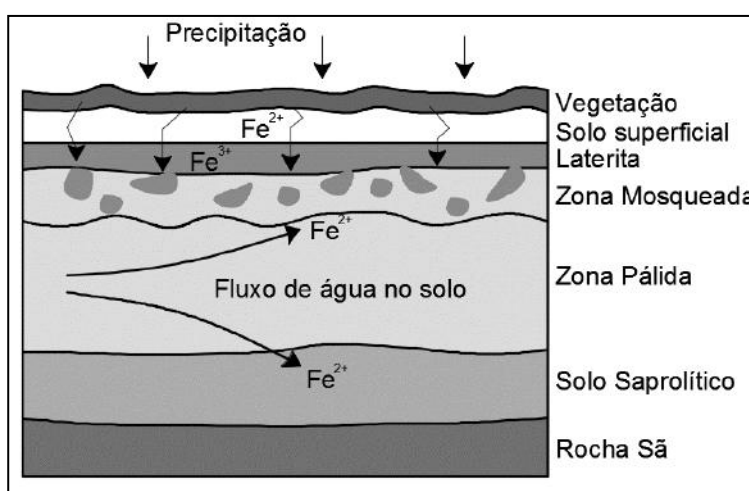


Figura 12 - Transporte de óxidos no solo
Fonte: Adaptado de Beukes *et al* (2002)

As lateritas podem ser compactas, maciças, coesas e incoesas, terrosas ou argilosas, e estas variações impõem dificuldades na descrição e classificação do material. Em um perfil de ocorrência de lateritas há múltiplos elementos texturais e estruturais de tamanho, forma, cor e arranjos diferenciados (PEIXOTO, 2006). Costa (1991) divide as lateritas em 2 grupos quanto à sua evolução: as lateritas com horizontes maduros (ou evoluídos química e mineralogicamente) e imaturos (parcialmente evoluídos).

Os perfis imaturos são caracterizados pela presença do horizonte ferruginoso concrecionário/incoeso, raramente apresentam crostas e não exibem horizonte aluminoso.

Já os perfis maduros dispõem de horizonte ferruginoso, em crostas densas e compactas, seguido abruptamente de horizonte aluminoso.

Abaixo do horizonte concrecionário, por muitas vezes, existe uma zona mosqueada de transição para a zona saprolítica, e as segregações podem ser esbranquiçadas, mais amareladas ou esbranquiçadas que a matriz de solo, podendo ter limites nítidos, distintos ou difusos. Este horizonte é rico em caulinita e quartzo, apresenta porosidades e não mantém as características texturais da rocha matriz (ANAND & PAINE, 2002).

2.4 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Em função das diferentes combinações de temperatura, rocha de origem e pluviosidade, os solos na superfície terrestre apresentam variabilidade nas suas propriedades físico-químicas e geotécnicas. Para unificar as características de um solo, tentando, por meio de ensaios simples, agrupar materiais de mesmo comportamento, foram criados os sistemas de classificação.

2.4.1 Pedologia

A classificação pedológica dos solos é realizada por meio de análises das seções do solo mais ou menos paralelas à superfície, denominadas de horizontes. A descrição e a classificação do solo, por essa técnica, é realizada com aberturas de trincheiras ou com perfis abertos por escavações e taludes, entre outros.

As análises realizadas são divididas: em morfológicas (cor, textura, estrutura, porosidade, cerosidade, consistência, cimentação, nódulos ou concreções minerais, presença de carbonatos, manganês e sulfetos, eflorescências e coesão), físicas (granulometria, densidade, porosidade), químicas (pH, complexo sortivo, sais solúveis, quantificação da matéria orgânica e outros) e mineralógica (EMBRAPA, 2005).

Realizadas as investigações em campo e laboratório é possível classificar os solos. A classificação é composta por 6 níveis como ilustra a Figura 13, denominados níveis categóricos. No Brasil os solos são classificados com os níveis Ordem, Sub Ordem, Grande Grupo, Sub Grupo, Família e Série, de acordo com Embrapa (2013).

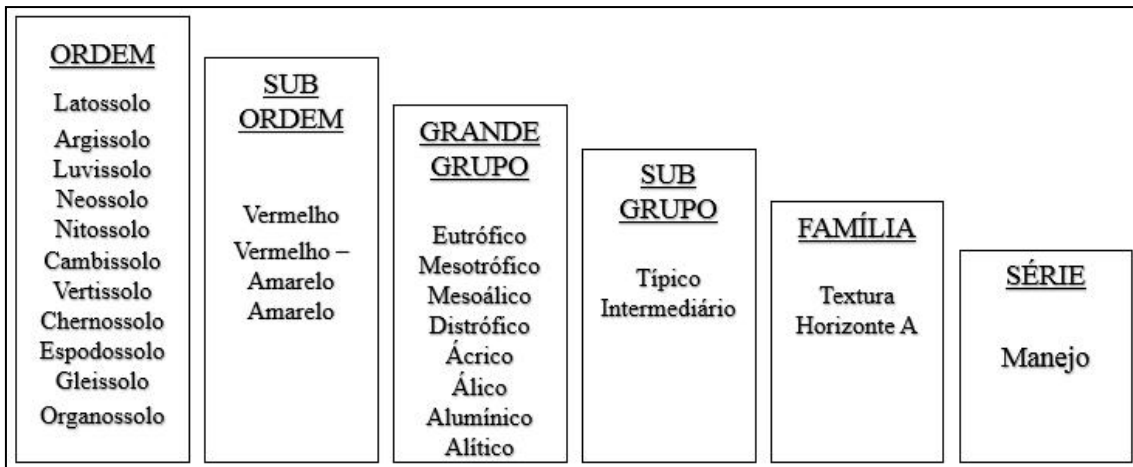


Figura 13 - Níveis de classificação pedológica dos solos
Fonte: EMBRAPA (2013)

A partir desta classificação órgãos brasileiros elaboram mapas de solos que auxiliam na escolha de terras com aptidão agrícola, construções de estradas, loteamentos, demarcação de áreas susceptíveis a escorregamentos, entre outros.

Para o Estado de Mato Grosso a SEPLAN (2001) disponibiliza um mapa de solos na Escala 1:250.000 no qual foram identificados e mapeados 23 tipos de solos no território estadual.

Estudos realizados por Marangon e Motta (2001), Castro (2002), Andrade (2005) e Damo (2016), entre outros, tratam a pedologia e a geologia como ferramentas para a engenharia geotécnica rodoviária. Com dados fornecidos por mapas pedológicos e geológicos podem-se prever propriedades geotécnicas referentes a potencial de erosão, estabilidade de encostas (taludes rodoviários), o comportamento mecânico dos solos de subleito e identificação de jazidas de materiais adequados para camadas de base e sub-base de pavimentos.

2.4.2 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)

O Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) foi desenvolvido inicialmente para obras de aeroportos, mas seu emprego foi generalizado. Nesta classificação os solos são identificados por um par de letras, a primeira letra representa o tipo principal do solo, expresso pela granulometria predominante, e a segunda, expressa os dados complementares. As letras que constituem este sistema estão apresentadas na Tabela 2 (PINTO, 2006).

Tabela 2 - Classificação SUCS de solos

<i>Primeira Letra da Classificação</i>	G	Pedregulho
	S	Areia
	M	Silte
	C	Argila
	O	Solo orgânico
<i>Segunda Letra da Classificação</i>	W	Bem graduado
	P	Mal graduado
	H	Alta compressibilidade
	L	Baixa compressibilidade
	Pt	Turfas

Fonte: Pinto (2006)

Os parâmetros para a classificação por este sistema baseiam-se nos Limites de Liquidez e Plasticidade e na granulometria, ensaios que muitas vezes não caracterizam de forma adequada os solos, especialmente os tropicais, quanto ao seu comportamento mecânico. Bernucci (1995) ressalta que, segundo Arthur Casagrande, que criou esta classificação em 1947, a arte de classificar os solos em pequenos grupos não é satisfatória, pela grande variabilidade de solos que se tem na superfície terrestre.

2.4.3 Classificação TRB

Em busca de um sistema de classificação voltado para a área de pavimentos o HRB (*Highway Research Board*) propôs estabelecer critérios de hierarquização dos solos de subleito, também a partir dos ensaios de granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade. Este sistema de classificação, hoje chamado de TRB (*Transportation Research Board*), incluiu um critério empírico, denominado de Índice de Grupo (IG) determinado a partir da Equação 3, que varia de 0 a 20, sendo associado inadequadamente à capacidade de carga do solo: quanto maior o IG pior o comportamento mecânico esperado.

$$IG = 0,2 * a + 0,005 * a * c + 0,01 * b * d \quad \text{Eq. 3}$$

Em que:

p: porcentagem que passa pela peneira de nº 200

a = p - 35 (se p > 75%, adota-se 75 e se p < 35%, adota-se 35);

b = p - 15 (se p > 55%, adota-se 55 e se p < 15%, adota-se 15);

c = LL - 40 (se LL > 60%, adota-se 60 e se LL < 40%, adota-se 40);

d = IP - 10 (se IP > 30, adota-se 30 e se IP < 10, adota-se 10).

A Figura 14 mostra o quadro de classificação do TRB, separando os solos em dois grupos: granulares (35% ou menos passante na peneira nº 200) e os finos (mais de 35% passantes na peneira nº 200).

Classificação Geral	Materiais granulares (p) (35% ou menos passando na peneira nº 200)						
	A-1		A-3	A-2			
Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Peneiração % que passa na peneira							
Nº10	50 máx						
Nº40	30 máx	50 máx	51 máx				
Nº200 (p)	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Características da fração que passa na nº40:							
Limite de Liquidez (%)				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de Plasticidade (%)	6 máx		NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Índice de Grupo (IG)	0		0	0		4 máx	
Materiais que predominam	Pedra britada pedregulho e areia		Areia Fina	Areia e areia siltosa ou argilosa			
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom						

Classificação Geral	Materiais siltosos e argilosos (p) (mais de 35% passando na peneira de nº 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo				A-7-5 A-7-6
Peneiração % que passa na peneira				
Nº10				
Nº40				
Nº200 (p)	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características da fração que passa na nº40:				
Limite de Liquidez (%)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de Plasticidade (%)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Índice de Grupo (IG)	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Materiais que predominam	Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Fraco a pobre			

Figura 14 - Quadro para a classificação TRB dos solos
Fonte: DNIT (2006)

As classes A-1, A-2 e A-3 são consideradas como materiais granulares de comportamento excelente a bom como subleito. Os solos A-4 e A-5 são os solos siltosos e nas classes A-6 e A-7 classificam-se os solos argilosos que apresentam, de acordo com esta metodologia, um comportamento sofrível a mau como subleito. Nota-se que para esta classificação as frações finas do solo são consideradas ruins para o desempenho mecânico do subleito. De forma menos adequada ainda, esta classificação tem sido utilizada, de forma estendida, para classificar materiais para todas as camadas geotécnicas do pavimento.

Estas duas metodologias ditas tradicionais, utilizam a granulometria e os Limites de Liquidez e de Plasticidade como critério para a classificação, porém estes índices não retratam adequadamente o comportamento de solos tropicais, principalmente para o uso em base e sub-base de pavimentos. Este fato motivou o desenvolvimento no Brasil, de um novo método de classificação para estes solos, surgindo então a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), que é composta por uma classificação e uma série de ensaios adicionais (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

2.4.4 Classificação MCT

A classificação MCT foi desenvolvida por Nogami e Villibor em 1981 especialmente para prever o comportamento dos solos tropicais, classificando-os em dois grandes grupos de comportamento: Laterítico e Não Laterítico, a partir de ensaios baseados em comportamentos mecânicos e hídricos.

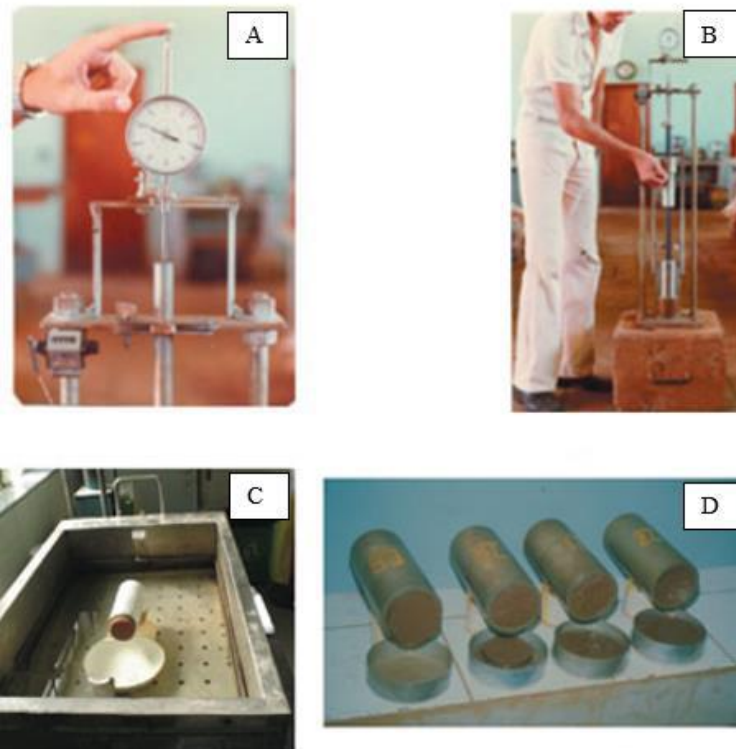
Os solos com comportamento Laterítico (representados pela letra L) subdividem-se em 3 grupos: as Areias Lateríticas Quartzosas (LA), Solo Arenoso Laterítico (LA') e Solo Argiloso Laterítico (LG').

Já os solos com comportamento Não Lateríticos (representados pela letra N) subdividem-se em 4 grupos: as Areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico (NA), misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solos arenosos) (NA'), solo siltoso não laterítico (NS') e solo argiloso não laterítico (NG').

Para a classificação dos solos tropicais em Lateríticos ou Não Lateríticos são realizados os ensaios de Compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão normatizadas por DNER-ME-258/1994 e DNER-ME-256/1994, respectivamente. Com estes dois ensaios estabelecem-se critérios para definir se o solo ensaiado tem

comportamento laterítico ou não e ainda se determina o grupo ao qual pertence.

Para o procedimento exige-se que a amostra apresente granulometria “fina”, o que, neste caso, é representado por material com pelo menos 95% passando na peneira de 2,00 mm. O ensaio consiste em compactar corpos de prova, com 200 g de solo, utilizando soquete e cilindro padronizados. Moldam-se 5 corpos de prova, variando o teor de umidade e verificando a altura do corpo de prova, ao longo da sequência de número de golpes, e que, posteriormente será submetido ao ensaio de perda de massa por imersão. A Figura 15 ilustra as etapas dos procedimentos.



A- Verificação da altura do corpo de prova, B- Compactação do corpo de prova, C- tanque de imersão, D – Corpos de prova após o ensaio de perda de massa por imersão.

Figura 15 - Etapas dos ensaios da classificação MCT

Fonte: Villibor *et al* (2009)

Com a realização destes dois ensaios é possível determinar os coeficientes c' , que se relaciona com a granulometria do material, arenoso ou argiloso, d' e P_i , que são indicativos do grau de laterização: solos com P_i menores que 100 e d' maiores que 20 denotam um comportamento laterítico de acordo com Nogami e Villibor (1995). Estes dois parâmetros definem o valor do coeficiente e' através da Equação 4.

Os valores combinados de e' e c' classificam o material pelo ábaco apresentado na Figura 16.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{Pi}{100} + \frac{20}{d'}} \quad \text{Eq 4}$$

Em que

e' : índice de classificação [adimensional];

Pi : Perda de massa por imersão [%];

d' : inclinação do ramo seco da curva de compactação de 12 golpes [adimensional].

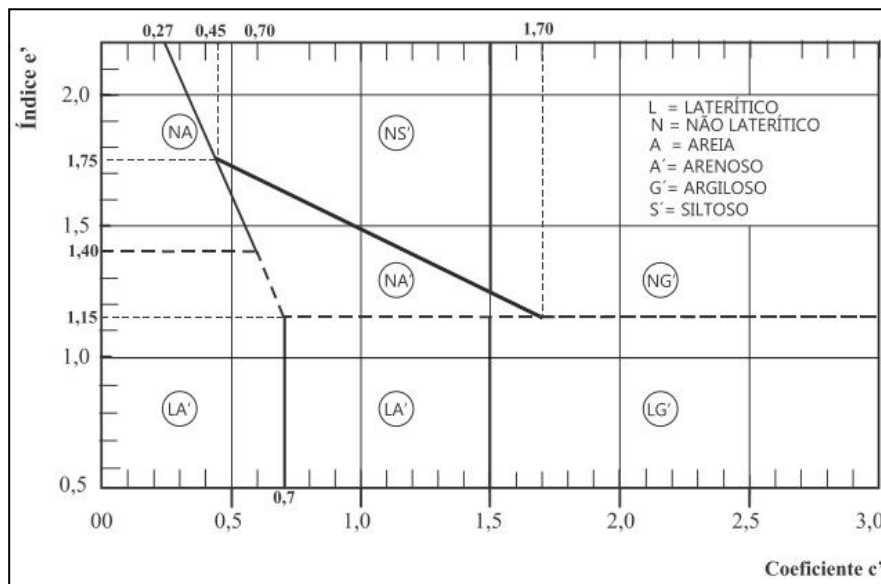


Figura 16 - Ábaco classificação MCT
Fonte: Villibor *et al* (2009)

Vertamatti (1988) observou que alguns solos classificados como LG' apresentaram-se tipicamente como arenosos finos quando situados em região de fronteira ($LA' - LG'$), da mesma forma solos na transição $NG' - NS'$ envolveram solos de características argilosas e silto arenosas. O autor ainda propôs uma divisão para os solos de caráter argiloso (NG' ou LG') em fase incipiente de evolução pedológica. Levando em conta a deformabilidade destes solos (expressa pelo módulo de resiliência, agrupado pelos tipos I, II e III) propôs a criação de classes Transicionais (T), intermediárias às classes N e L originais da MCT. O ábaco com as áreas correspondentes aos solos transicionais é observado na Figura 17.

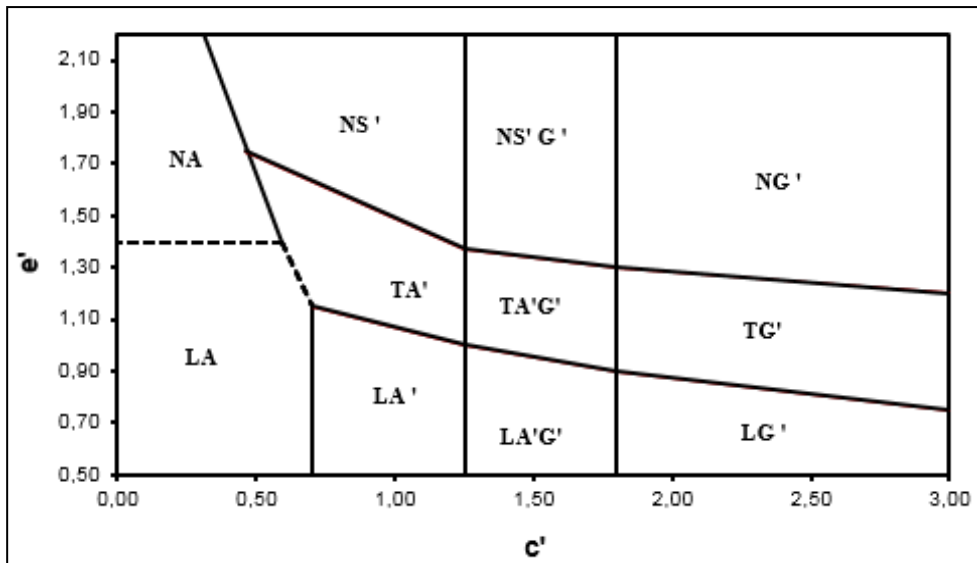


Figura 17 – Ábaco de classificação MCT proposto por Vertamatti (1988).

Como os parâmetros de classificação MCT levam em consideração apenas solos passantes na peneira de abertura de 2,00 mm, esta limitação compromete a classificação das lateritas, por apresentarem granulometria superior à indicada. Para sanar esta limitação do método MCT, Villibor e Alves (2017) propuseram recentemente uma alteração na metodologia MCT para incluir solos grossos, chamada de G-MCT.

O procedimento para a classificação pela G-MCT tem a fase 1 de análise dos tipos granulométricos com o material original e a fase 2 de classificação MCT da parte fina. Para a fase 1, o solo pode ser classificado como Pedregulho com Solo (Ps), Solo com Pedregulho (Sp) e Material Granular com muitos Finos (Gf). Para esta fase da classificação, utiliza-se o Ábaco da Figura 18.

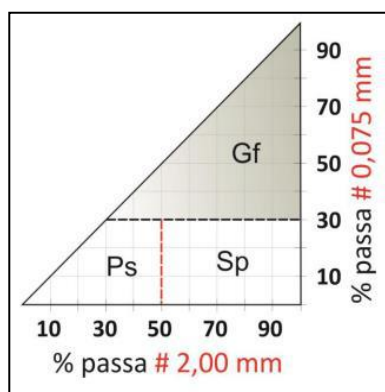


Figura 18 - Ábaco classificação G-MCT
Fonte: Villibor e Alves (2017)

A fase 2 da metodologia corresponde à classificação MCT da parcela fina do solo usando os ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, já descritos

anteriormente.

A classificação G-MCT é a denominação obtida na fase 1 acrescida da denominação obtida na fase 2. As denominações dos solos pela classificação G-MCT estão apresentadas na Figura 19.

Granulometria		Grupo MCT da parte fina da amostra								
% que passa		Tipos	LA	LA'	LG'	NA	NA'	NS'	NG'	
# n° 10	# n° 200		Classe GL			Classe GN				
2,00 mm	0,075 mm		Grupo MCT do solo de graduação grossa							
<50	<30	Ps	Ps - LA	Ps - LA'	Ps - LG'	Ps - NA	Ps - NA'	Ps - NS'	Ps - NG'	
>50	<30	Sp	Sp - LA	Sp - LA'	Sp - LG'	Sp - NA	Sp - NA'	Sp - NS'	Sp - NG'	
-	>30	Gf	Gf - LA	Gf - LA'	Gf - LG'	Gf - NA	Gf - NA'	Gf - NS'	Gf - NG'	

Figura 19 - Classificação G-MCT
Fonte: Villibor e Alves (2017)

2.5 MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO

A seleção dos materiais que irão formar as camadas dos pavimentos é uma etapa importante, visto que o estado de tensões a qual o pavimento estará submetido varia de acordo com a rigidez de cada camada e a combinação entre elas.

2.5.1 Materiais de Reforço do subleito, Sub-Base e Base

A espessura das camadas de um pavimento depende das características do subleito, dos materiais empregados e do tráfego, basicamente. As características do subleito geralmente são fixadas pelo projeto geométrico quando se define o traçado e a localização de uma estrada ou rua. A profundidade de corte ou a necessidade de aterro condicionam o subleito, e quando há ocorrência de materiais de baixa capacidade de suporte nesta camada realiza-se o reforço do subleito.

O material empregado como reforço de subleito, por definição geral, atualmente só precisa ser melhor que o subleito, sendo geralmente um solo argiloso selecionado próximo ao local, que tenha boas características físicas e mecânicas dadas pelos critérios tradicionais de escolha, classicamente. A utilização deste reforço indica que o pavimento terá elevada espessura por efeito da presença de um subleito de má qualidade (PINTO e PREUSSLER, 2002).

Ainda, de acordo com os autores Pinto e Preussler (2002), em rodovias com

tráfego pesado a camada do pavimento imediatamente acima do reforço do subleito, a sub-base, deve ser estável e apresentar características que resistam aos esforços impostos pelo tráfego que não tiverem sido dissipados pelas camadas de revestimento e base. Geralmente estas camadas são constituídas de materiais estabilizados granulometricamente ou granulares, oriundos de jazidas.

A camada do pavimento responsável por reduzir as tensões de compressão no subleito e garantir que as tensões de flexão não levem ao trincamento prematuro do revestimento é denominada base. Os materiais empregados para esta camada podem ser materiais de britagem, misturas de solos e materiais britados, além de materiais tratados com cimento Portland, ou cal, entre outros produtos. Os mais comuns são: brita graduada, brita corrida, macadame hidráulico, macadame betuminoso, solo estabilizado granulometricamente, solo cimento, solo brita e brita graduada tratada com cimento (PINTO e PREUSSLER, 2002).

Observa-se que, a grande parte dos materiais que constituem as camadas do pavimento, levam materiais britados como constituinte, pelos critérios atuais de seleção. Porém, a escassez de materiais pétreos em algumas regiões, principalmente região Norte, Centro Oeste e Nordeste do Brasil, fomentam a busca de solos locais com capacidade de suporte e características geotécnicas que possam resistir aos esforços provocados pelo tráfego. As jazidas de solos mais utilizadas em bases de obras rodoviárias são as de lateritas, onde estas existem, por apresentarem de forma geral comportamento satisfatório, em ensaios tradicionais como de CBR. No entanto pela especificação DNIT 098/2007, o atendimento a critérios de faixas granulométricas contínuas, índice de plasticidade e K_r , muitas vezes impedem o emprego de algumas lateritas sem que seja feito a mistura com areia para atender os requisitos.

O uso de critérios de deformabilidade, representados pelos ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente são mais adequados para esta seleção atualmente, tanto de lateritas quanto de outros materiais para base.

Os solos finos de comportamento laterítico foram amplamente estudados no estado de São Paulo. Desde a década de 1967 são executados trechos com bases de Solos Arenosos Finos Lateríticos (SAFL) que apresentam comportamento satisfatório (VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

Para os solos que não apresentam bom comportamento mecânico como material

de subleito, sub base ou base ou tem caráter expansivo é necessário estabilização. Uma das alternativas para estabilização de materiais expansivos é a adição de cal ou outro material para inibir a expansão dos solos. Algumas alternativas são de cunho sustentável, como a adição de resíduo de estações de tratamento de água e tratamento de esgoto (KELM, 2014 e DELGADO, 2016). Estudos realizados por Budny (2018) apresentam alternativas para estabilização de solos tropicais com adição de casca de arroz.

2.5.2 Revestimentos

Grande parte dos revestimentos brasileiros são compostos por misturas de agregados minerais e ligantes asfálticos que atendam aos requisitos de impermeabilidade, flexibilidade, segurança (micro e macro textura), e trincamento e que resista aos esforços do tráfego (BERNUCCI *et al*, 2008).

A mistura entre os agregados e o ligante pode ser feita por meio de mistura prévia, em usinas fixas ou usinas móveis, ou sem mistura prévia, pela aplicação dos agregados e ligante diretamente na pista, sendo este, denominado tratamento superficial.

Os revestimentos usinados podem ser divididos em misturas a quente, misturas a frio e misturas mornas. As misturas a quente e mornas são subdivididas pela sua graduação em descontínua, densa ou aberta, sendo que as duas últimas também fazem parte da subdivisão das misturas a frio.

As misturas usinadas a quente, também chamadas de CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) ou CA (Concreto Asfáltico) são misturas mais nobres quando comparadas com misturas a frio do tipo PMF (Pré Misturado a Frio).

As misturas asfálticas mornas distinguem-se das outras misturas pelos regimes de temperatura na produção, resistência e durabilidade do produto final. As misturas mornas são tipicamente produzidas na faixa de 105° a 140° C, enquanto as misturas a quente são produzidas em uma temperatura de 140°C a 170°C. O objetivo da redução da temperatura nas misturas é a redução da temperatura de produção mantendo ou melhorando a resistência e durabilidade quando comparada com a mistura a quente (NEWCOMB, 2011).

Os concretos asfálticos são misturas muito resistentes, desde que escolhidos adequadamente os materiais que irão compor seu esqueleto pétreo (material granular e fíler) e o ligante asfáltico. A escolha da curva granulométrica deve ser feita levando em consideração o embricamento entre os agregados, a fim de diminuir os efeitos de sobre-

compactação e conseqüente deformação permanente no revestimento.

Para a escolha da curva granulométrica adequada para cada situação o DNIT especifica faixas granulométricas A, B e C, mostradas na Tabela 3. A representação clássica destas faixas é feita em um gráfico semi-log.

Nos Estados Unidos, desde 1993, as universidades e departamentos de transporte têm utilizado a metodologia Superpave (proveniente do programa SHRP – *Strategic Highway Research Program*) que analisa a granulometria dos agregados por um gráfico onde o eixo das abscissas é dado pela abertura das peneiras (mm) elevado a potência de 0,45 e o eixo das ordenadas pela porcentagem passante. Para cada mistura é determinado o tamanho nominal máximo (definido com um tamanho maior do que o primeiro tamanho de peneira que retém mais de 10 % dos grãos) que servirá de referência para os pontos de controle da mistura de agregados. A Figura 20 mostra uma representação da granulometria utilizando a metodologia Superpave.

No Brasil, a pelo menos duas décadas, muitas universidades e algumas concessionárias também utilizam esta forma de representação granulométrica. No DNIT em breve estará normalizada também. A vantagem desta representação é que fica mais evidente, pela linha que une o zero e o TMN, a composição granulométrica menos adequada porque não deixa vazios no esqueleto mineral (VAM) suficiente para garantir uma boa estabilidade da mistura.

Tabela 3 - Faixas Granulométricas do DNIT para concreto asfáltico

<i>Peneira série ASTM</i>	<i>Abertura (mm)</i>	<i>Porcentagem em massa, passando</i>			
		<i>Faixa A</i>	<i>Faixa B</i>	<i>Faixa C</i>	<i>Tolerância</i>
2"	50,8	100	-	-	-
1 1/2 "	38,1	95-100	100	-	±7%
1 "	25,4	75-100	95-100	-	±7%
3/4 "	19,1	60-90	80-100	100	±7%
1/2 "	12,7	-	-	80-100	±7%
3/8 "	9,5	35-65	45-80	70-90	±7%
Nº 4	4,8	25-50	28-60	44-72	±5%
Nº 10	2,0	20-40	20-45	22-50	±5%
Nº 40	0,42	10-30	10-32	8-26	±5%
Nº 80	0,18	5-20	8-20	4-16	±5%
Nº 200	0,075	1-8	3-8	2-10	±2%

Fonte: DNIT (2004)

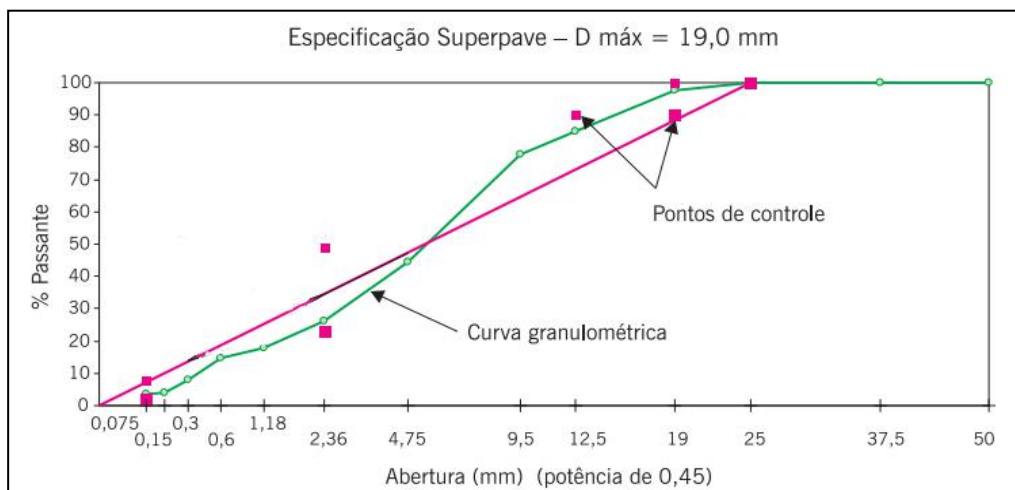


Figura 20 - Representação da granulometria pelo método SHRP
 Fonte: Adaptado de Bernucci *et al* (2010)

Além da escolha correta dos agregados, tanto na composição granulométrica quanto nas características dos grãos, é necessária a utilização de um ligante asfáltico que apresente comportamento mecânico adequado quanto ao clima da região na qual a obra será implantada. Em vista da ampla faixa de temperatura as quais o pavimento estará sujeito ao longo da sua vida útil, o programa SHRP especifica a classificação do ligante asfáltico em função de uma faixa de temperaturas em que o ligante selecionado apresenta desempenho satisfatório. Os graus de temperatura de trabalho do ligante é definido como grau de desempenho (PG- *Performance Grade*).

A determinação do PG de um ligante asfáltico é feita por ensaios realizados com o ligante no seu estado original, e envelhecido e a baixas temperaturas. Para a determinação das características são realizados os seguintes ensaios:

- Viscosímetro Rotacional – RV – Verifica a trabalhabilidade do ligante
- Reômetro de cisalhamento dinâmico – DSR – Avalia o ligante quanto a deformação permanente e trincas por fadiga
- Prensa de Tração Direta ou Reômetro de Fluência em Viga – DDT e BBR
Avaliação quanto ao trincamento térmico

Para o envelhecimento do ligante são utilizados os seguintes ensaios:

- Estufa de película delgada rotacional – RTFOT – Envelhecimento a curto prazo
- Vaso de Pressão de Envelhecimento – PAV – Envelhecimento a longo prazo.

A Figura 21 indica o resumo dos ensaios para a classificação SHRP de ligante asfáltico do tipo cimento asfáltico de petróleo (CAP).

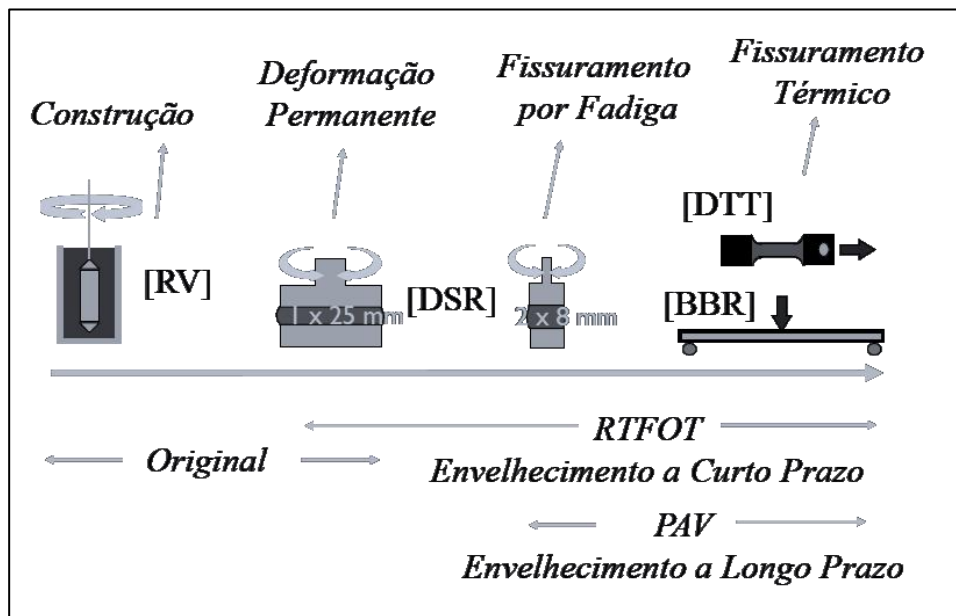


Figura 21 - Resumo dos ensaios para determinação PG do ligante asfáltico
 Fonte: Aragão (2017)

Definida a composição de agregados e o tipo de ligante a ser utilizado é necessário realizar a dosagem do concreto asfáltico. Os métodos mais difundidos são conhecidos como Marshall e Superpave.

A dosagem pelo método Marshall é realizada pela determinação das massas específicas dos agregados e do ligante, seleciona-se a faixa granulométrica de acordo com a mistura asfáltica pretendida e enquadra-se a mistura dos agregados graúdos, miúdos e fíler na faixa pré-estabelecida. Definida a granulometria da mistura adota-se um teor de ligante como referência (conforme experiência do projetista) e moldam-se 3 corpos de prova para o teor de ligante de referência e 3 corpos de prova para teores de $\pm 0,5\%$ e $\pm 1,0\%$ do teor inicial escolhido.

A compactação dos corpos de prova Marshall é realizada por impacto de um soquete padronizado. Esta compactação por queda de um soquete é dita por impacto. A quantidade de golpes depende do tráfego ao qual a mistura estará submetida em campo. Após a compactação e o resfriamento dos corpos de prova é feita a desmoldagem e a determinação dos parâmetros volumétricos dos corpos de prova para os cálculos volumétricos.

De acordo com DNIT (2006b) os parâmetros mecânicos obtidos pelo método

Marshall são determinados pela carga máxima a qual o corpo de prova resiste antes da ruptura, chamada de estabilidade (dado em kgf), e a resistência a tração por compressão diametral estática a 25°C (dado em MPa).

A escolha do teor de ligante de projeto se dá pelo uso de limites do Volume de Vazios (V_v), Vazios Agregado Mineral (VAM) e Relação Betume x Vazios (RBV) de acordo com a faixa granulométrica determinada.

Kandhal e Koehler (1985) relatam que a densidade dos corpos de prova, moldados pelo processo Marshall, depende se a compactação é realizada de forma manual ou mecânica (automática). Quando é manual produzem corpos de prova menos densos do que quando compactados com soquete mecanizado. Estudos feitos por Aldigueri *et al* (2001) mostram uma variação de 0,6% no teor ótimo de ligante quando há variação do mecanismo de compactação (manual e automático), 1,4 % de variação no volume de vazios quando há diferença na frequência de compactação.

Considerando os problemas apresentados pela metodologia Marshall desenvolveu-se, na década de 1990, o método de dosagem SHRP denominado Superpave. A maior diferença entre os métodos é a forma de compactação dos corpos de prova, deixando de ser por impacto (metodologia Marshall) passando a ser realizada por amassamento (compactador giratório).

Marques (2004) e Borges *et al* (2016), verificaram que os corpos de prova moldados pela compactação automática por impacto apresentavam valores de módulo de resiliência e resistência a tração menores quando comparados com corpos de prova moldados através da compactação giratória. Marques (2004) e Nascimento *et al* (2008) mostram que o esqueleto mineral das misturas preparadas no compactador giratório fica mais parecido com o obtido no campo pelos rolos, e, em consequência, o volume de vazios e as características mecânicas também são mais próximas.

A dosagem SHRP organiza-se por níveis de projeto que dependem do tráfego e estabelece critérios de desempenho para que o revestimento dimensionado seja resistente à deformação permanente, ao trincamento por fadiga e ao trincamento por baixas temperaturas. A Figura 22 ilustra o fluxograma de dosagem pela metodologia Superpave.

As espessuras dos revestimentos feitos com concreto asfáltico dependem das solicitações do tráfego, entre outros critérios. Para tráfego leve o uso de concreto asfáltico esbelto (menores que 5 cm de espessura) torna-se inviável, por várias razões,

especialmente o custo inicial e a dificuldade de ajuste dos tamanhos de agregados em relação à espessura final da camada, entre outros aspectos. Neste caso, a solução de revestimento com a técnica de não fazer mistura prévia usinada é a mais recomendada, sendo os chamados tratamentos superficiais, usuais para este tipo de solicitação.

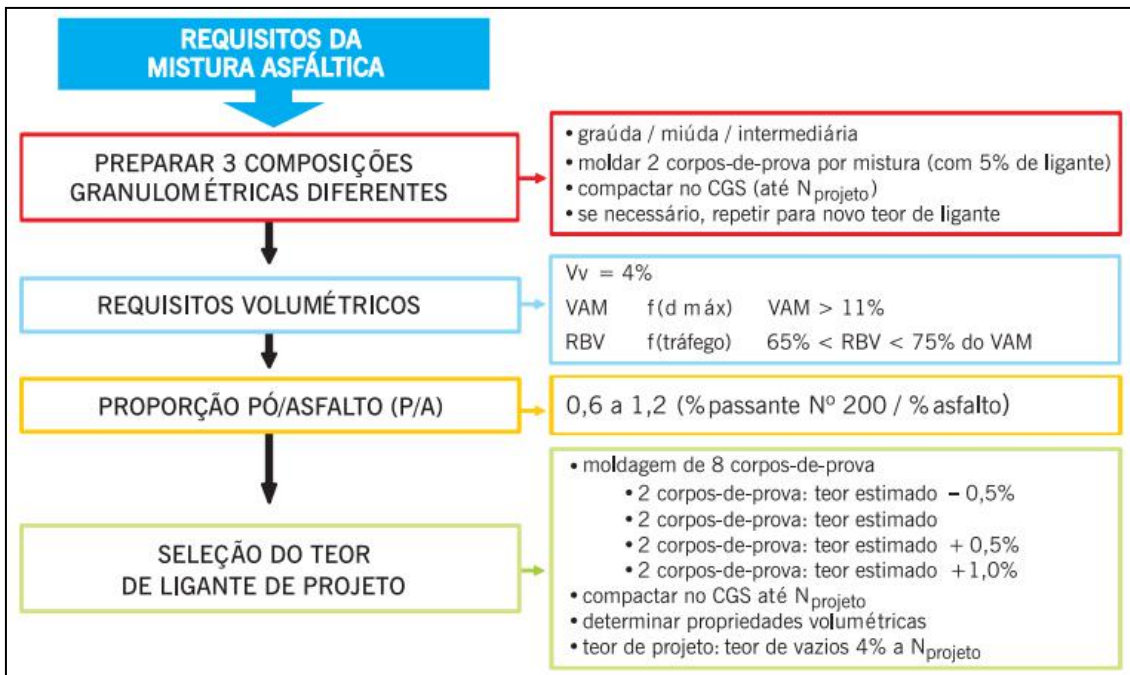


Figura 22 - Fluxograma da dosagem *Superpave* de concreto asfáltico
Fonte: Bernucci *et al* (2008)

Segundo Bernucci *et al* (2008) os Tratamentos Superficiais (TS) proporcionam uma camada de revestimento de pequena espessura (0,5 a 2,0 cm) com alta resistência ao desgaste, superfície antiderrapante e alta flexibilidade (acompanham as deformações das camadas inferiores).

A classificação dos tratamentos superficiais se dá pela quantidade de camadas sucessivas de agregados e ligantes, sendo Tratamento Superficial Simples (TSS) para uma camada de ligante e uma de agregado, Tratamento Superficial Duplo (TSD) para duas camadas de cada, e Tratamento Superficial Triplo (TST) para três camadas.

Ainda podem ser incluídos nos tratamentos superficiais uma capa selante que consiste em espalhamento de ligante asfáltico sobre o TS, com ou sem a aplicação posterior de agregado miúdo (esta ação permite a liberação imediata do tráfego).

As escolhas dos agregados para compor o Tratamento Superficial devem respeitar as exigências quanto ao desgaste (Los Angeles $\leq 40\%$), índice de forma maior que 0,50, durabilidade dada pelo ensaio de sanidade (perda menor que 12%) e

granulometria dentro das faixas de projeto específicas.

O ligante mais utilizado em Tratamentos Superficiais é a emulsão asfáltica do tipo RR-2C, uma emulsão asfáltica de ruptura rápida com característica catiônica, especificadas pela Agência Nacional de Petróleo (2012). O uso de CAP neste tipo de revestimento não é muito difundido, porque este ligante precisa estar aquecido a temperaturas elevadas para estar fluido o suficiente para ser espargido. A emulsão foi criada justamente para uso a frio, ou seja, a temperatura ambiente ou ligeiramente acima desta. As emulsões asfálticas podem ser empregadas a uma temperatura de operação menor que o CAP, sendo então mais seguro a sua aplicação *in situ*. As emulsões asfálticas também são usadas nas misturas usinadas a frio.

A dosagem do TS pode ser realizada por método experimental direto que consiste em espalhar o agregado graúdo em uma bandeja (500 x 500 mm) de modo a cobrir toda a área, obtendo um mosaico. Repete-se o procedimento 3 vezes verificando, cada uma das vezes, a quantidade em massa de material necessário para cobrir a área da bandeja. A taxa de agregado graúdo é determinada pela relação entre o valor médio da massa dos agregados e área da bandeja.

Para TSD a taxa de agregado miúdo é aproximadamente a metade da taxa de agregado graúdo e a taxa total de ligante corresponde a 10% do somatório das taxas de agregado graúdo e agregado miúdo, como regra empírica.

Não há metodologias normatizadas para avaliação mecânica de tratamentos superficiais, e a maior dificuldade em estabelecer estes critérios é a moldagem de corpos de prova por se tratar de revestimento pouco espesso.

Thuler (2005) executou tratamento superficial sobre corpos de prova de solos compactados e submeteu-os a ensaio de módulo de resiliência. Porém não é fácil a interpretação dos resultados obtidos para esta configuração.

Os valores característicos de módulo de elasticidade deste tipo de camada, utilizado em projeto, são obtidos muitas vezes a partir de ensaios em campo e retroanálise, ou mesmo adotando valores, conforme indica Albernaz *et al* (2014), entre outros autores.

O desempenho adequado em campo de tratamentos superficiais está amplamente relacionado a uma boa execução e ao controle adequado dos materiais utilizados.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS NOVOS

2.6.1 Método do DNER

No Brasil o método de dimensionamento de pavimentos novos mais difundido é o do Engenheiro Murillo Lopes de Souza, adotado pelo DNER em 1966, com pequenas modificações em 1981 e 1996. Este método consiste em dimensionar as espessuras das camadas do pavimento a partir do Índice de Grupo e dos parâmetros obtidos no ensaio de CBR (*California Bearing Ratio*) ou ISC (Índice de Suporte Califórnia). Este ensaio foi muito difundido, em várias partes do mundo, pelos Estados Unidos, na década de 1940, em função da necessidade de construção de pistas de pouso e decolagem durante a Segunda Guerra Mundial.

O CBR é determinado a partir da compactação, na umidade ótima, da amostra e cada material de camada de base, sub-base, reforço e subleito. Após a moldagem do corpo de prova, em cilindro padronizado, imerge-se o conjunto em água durante 4 dias, verificando a cada 24 horas a variação da expansão a partir de um extensômetro. Cumprida a etapa de imersão, o corpo de prova é colocado em uma prensa e solicitado por meio de um pistão, com aplicação de carga estática, crescente monotonicamente, a uma velocidade de 1,27 mm/min.. Efetua-se a leitura no extensômetro do anel dinamométrico, nos tempos 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 4,0, 6,0, 8,0 e 10,0 min e a partir destes dados tem-se a curva pressão por penetração, denominada de curva de CBR. O maior valor encontrado da pressão entre a penetração de 0,1 ou de 0,2 polegadas expressam o valor da pressão a ser comparada com o valor padronizado de uma brita graduada. Esta relação determina o CBR ou o ISC da amostra, dado em porcentagem (DNIT, 2014).

A normativa do DNIT (2006b) estabelece valores mínimos de 20% de ISC e expansão menor ou igual a 1% para a camada de sub-base, 60% para base com tráfego $N \leq 5 \times 10^6$, e, 80% para base com tráfego $N > 5 \times 10^6$, com expansão máxima de 0,5%. O método ainda estabelece o valor mínimo de 2% para ISC do subleito, sendo que, para solos com valores inferiores a este, e solos que apresentem expansão maior que 2%, é necessário realizar estabilização do material ou a sua substituição.

As espessuras e o tipo de revestimento asfáltico neste método são pré-fixadas como mostra a Tabela 4, não sendo associado a estas espessuras critérios específicos de seleção das misturas asfálticas e do tipo de ligante a ser empregado em cada caso.

Tabela 4 - Espessura e tipo de revestimento adotado pelo método de dimensionamento de pavimentos novos do DNIT (2006b)

<i>N</i>	<i>Espessura mínima e tipo de revestimento betuminoso</i>
$N \leq 5 \times 10^5$	Tratamento superficial
$5 \times 10^5 < N \leq 10^6$	CBUQ 5cm
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	CBUQ 7,5cm
$5 \times 10^6 < N \leq 5 \times 10^7$	CBUQ 10cm
$5 \times 10^7 > N$	CBUQ 12,5cm

Fonte: DNIT (2006b)

Neste método a contribuição estrutural de cada camada é dada por um fator, baseado nos dados da pista experimental da AASHO de 1962, chamado de coeficiente estrutural. Os valores determinados pelo Engenheiro Murillo, adaptados em certas datas em relação ao original de 1966, estão apresentados na Tabela 5.

O dimensionamento é composto por quatro inequações e um ábaco, e aplica-se seguindo as etapas descritas a seguir. Entra-se no ábaco de dimensionamento da Figura 23 com as informações relacionadas ao tráfego (número N) e encontra-se a reta que corresponde ao valor do CBR do subleito obtido no ensaio e o valor correspondente no eixo Y é a espessura total do pavimento para aquela combinação de tráfego e subleito. Repete-se o processo para o CBR igual a 20% caso haja camada de sub-base.

Tabela 5 - Coeficiente estrutural dos materiais de pavimentação asfáltica usado no método ISC (CBR)

<i>Materiais</i>	<i>Coef. Estrut.</i>
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento de pré- misturado a quente, e graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camada granular	1,00
Sub-base de pedregulho arenoso	0,77
Solo cimento resistência a compressão 7 dias $> 45 \text{ kg/cm}^2$	1,70
Solo cimento resistência a compressão 7 dias entre 45 kg/cm^2 e 28 kg/cm^2	1,40
Solo cimento resistência a compressão 7 dias entre 28 kg/cm^2 e 21 kg/cm^2	1,20

Fonte: DNIT (2006b)

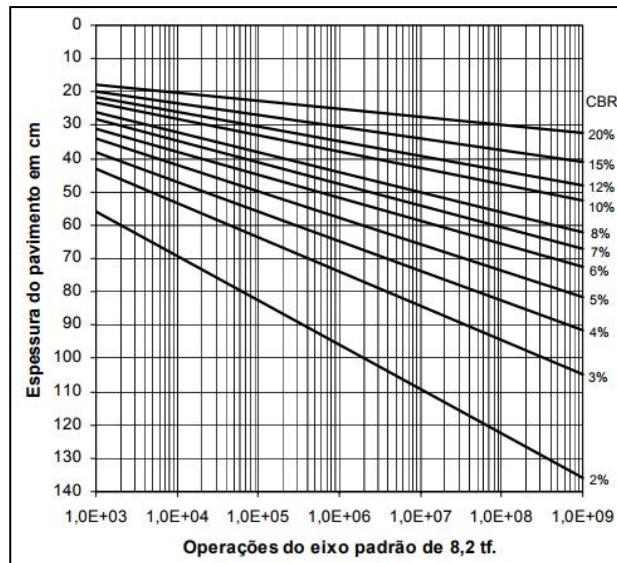


Figura 23 - Gráfico dimensionamento de pavimentos asfálticos novos
Fonte: DNIT (2006b)

Como o gráfico de dimensionamento contempla valores de CBR até 20% não há como aplicá-lo para materiais de base.

De posse dos dados referentes às camadas do pavimento e os dados do ensaio de CBR determina-se as espessuras das camadas a partir das inequações apresentadas na Figura 24. Assim, nas inequações tem-se mais incógnitas (espessuras das camadas) do que equações e o problema ficaria indeterminado. Por isso foi preciso adotar as espessuras de revestimento apresentadas na Tabela 4 em função do número N.

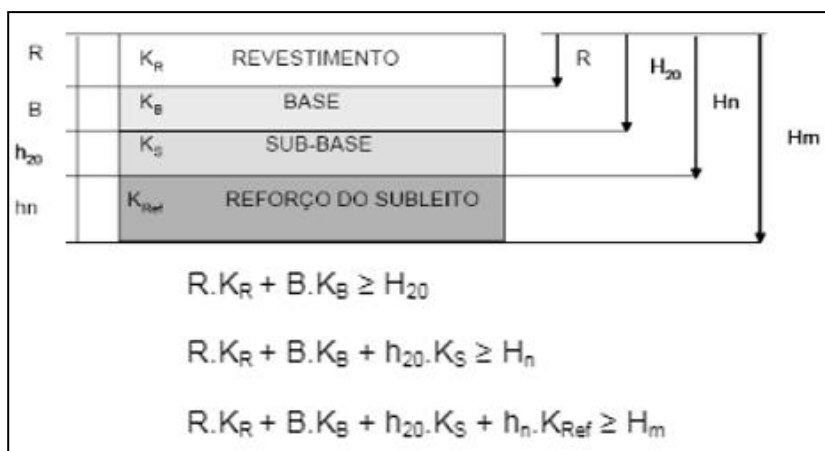


Figura 24 - Determinação das espessuras método pelo método do CBR

2.6.1 Método Mecanístico - Empírico

Os materiais que compõem as camadas do pavimento estão submetidos a carregamentos cíclicos, sendo que a deformação elástica ou recuperável destes materiais, nestas condições é chamada de deformação resiliente. Francis Hveem associou, em 1955,

como defeito oriundo da repetição destas deformações resilientes, o processo de fadiga dos materiais asfálticos nos pavimentos (MEDINA e MOTTA, 2015).

A relação entre a tensão axial repetida aplicada e a deformação axial resiliente com a aplicação de n vezes a carga axial é chamado de Módulo de Resiliência (MR). Para a determinação do módulo de resiliência utiliza-se o ensaio em câmeras triaxiais com tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d) conhecidas, moldam-se corpos de prova obedecendo a relação altura e diâmetro de 2:1, sendo 20/10 cm e 30/15 cm. Para os materiais finos pode ser utilizado o cilindro de 20 cm de altura por 10 cm de diâmetro. Para os solos granulares é indicado utilizar o cilindro de 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro quando mais de 10% do material ficar retido na peneira de 1” e for passante na peneira de uma polegada e meia.

O módulo de resiliência dos materiais é influenciado principalmente pelos estados de tensões utilizados no ensaio, pela energia de compactação do corpo de prova, pelo teor de umidade e pela granulometria (WERK, 2000, TAKEDA, 2006, MEDINA e MOTTA, 2015). Por estas variações, os ensaios triaxiais são realizados para determinar a expressão do MR em função da tensão confinante e tensão desvio para as condições pré-estabelecidas de densidade, saturação e umidade do material em estudo.

O modelo de módulo de resiliência mais aceitável estatisticamente é conhecido nacionalmente como modelo composto, apresentado na Equação 2. Este modelo foi estudado para solos de subleito, sub-base e base por Macêdo (1996), obtendo um coeficiente de determinação sempre maior que 0,96.

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad \text{Eq. 2}$$

Sendo:

MR - Módulo de Resiliência

σ_3 - tensão confinante;

σ_d - tensão desviadora cíclica;

k_1 , k_2 e k_3 - parâmetros experimentais.

Apesar de o modelo composto geralmente apresentar um R^2 alto não implica que o modelo seja o mais representativo para todos os tipos de solos, visto que se pode, com um conjunto de dados, estabelecer estatisticamente inúmeras equações que apresentem

correlações adequadas para o material estudado (MEDINA e MOTTA, 2015).

Os modelos que estabelecem parâmetros de regressão com as tensões aplicadas, mostrando a tendência de relações não lineares, se aplicam para a maioria dos solos e materiais de pavimentação. Mas existem solos que apresentam Módulo de Resiliência que melhor se enquadra no modelo constante (independente das tensões aplicadas) sendo exemplos: solos saprolíticos silto arenosos, solos micáceos de módulos baixos e solos lateríticos de módulos elevados (MEDINA e MOTTA, 2015).

Santos (1998) pôde observar comportamento constante de módulo de resiliência em lateritas do Estado do Mato Grosso, obtendo resultados baixos para a declividade das retas de regressão.

Além das deformações elásticas, os materiais geotécnicos usados nas camadas do pavimento e subleito apresentam deformação não recuperável, chamada de deformação permanente (DP), que provoca aparecimento de afundamentos de trilha de roda (ATR) (MOTTA, 1991). Guimarães (2001) cita outro fator que ocasiona este defeito, que é o uso de misturas asfálticas não adequadas, sendo este um problema relacionado à dosagem e escolha dos materiais do revestimento.

As deformações visualizadas em trilhas de rodas são oriundas do somatório da parcela de deformação permanente de cada camada que constitui o pavimento. O cálculo da deformação permanente total é realizada utilizando a Equação 3.

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pi} h_i \quad \text{Eq. 3}$$

Em que:

δ_{total}^p - profundidade total do ATR sob o carregamento;

ε_{pi} - deformação plástica da sub-camada i, determinada a partir de resultados de laboratório;

h_i - espessura da sub-camada i;

n - número total de sub-camadas (incluindo o subleito).

A expressão mais simples que pode ser utilizada para modelo de deformações em laboratório é descrita pela Equação 4.

$$\varepsilon_p = AN^B \quad \text{Eq. 4}$$

Onde:

N - número de repetições de cargas

A e B são parâmetros experimentais.

Esta expressão, conhecida como modelo de Monismith, de 1975, é muito restrita porque não explicita o estado de tensões. Também, inicialmente era definida para um número de ciclos pequeno, incompatível com o N de projeto em geral.

Os valores de repetições de cargas em um projeto de pavimentação geralmente são superiores a 10^6 , por isso é necessária uma extrapolação da Equação 4 além dos seus limites. Porém, a partir de um certo número de aplicações de cargas, alguns materiais apresentam tendência ao acomodamento, chamado de *shakedown*, e a curva que descreve este comportamento quanto à deformação permanente do material tende a se aproximar de uma reta com inclinação muito pequena, ou mesmo horizontal. Assim a extrapolação de uma expressão exponencial fica incompatível para previsão se as definições forem realizadas com poucos ciclos de carga. A Figura 25 mostra alguns ensaios realizados por Guimarães (2001) com esta tendência de acomodamento.

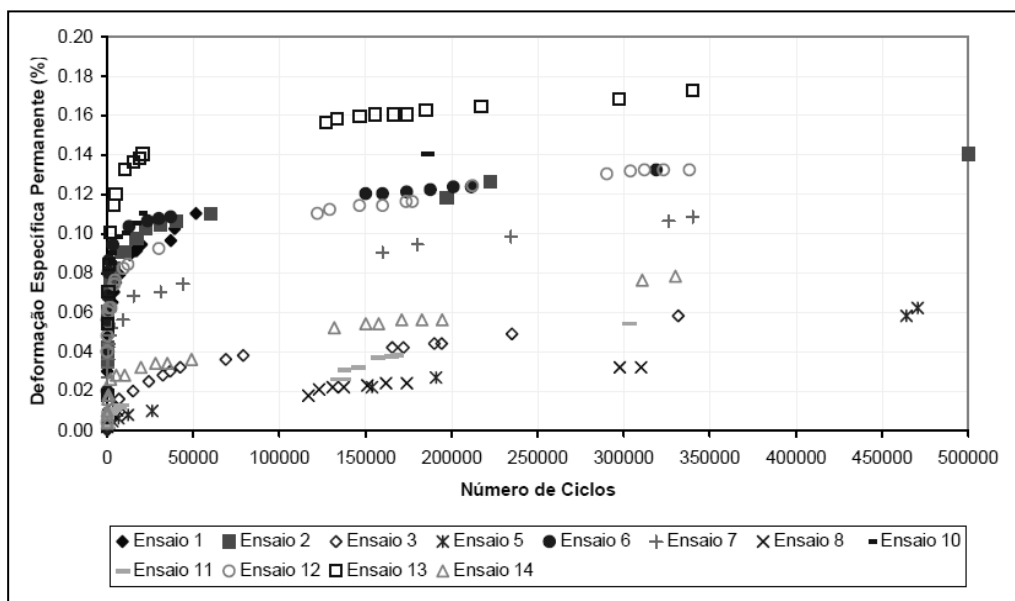


Figura 25 - Tendência de acomodamento – *shakedown* – de solo no ensaio de deformação permanente

Fonte: Guimarães (2001)

Estudos feitos por Guimarães (2009) mostram que é possível a modelagem da deformação permanente dos materiais a partir de ensaios realizados com solos tropicais e outros materiais que constituem os pavimentos brasileiros por um modelo mais completo que inclui o estado de tensões e com um número grande de repetições de carga. A Equação

5 apresenta o modelo determinado por Guimarães (2009) para expressar a deformação permanente obtida em ensaios triaxiais de carga repetida, utilizando 9 corpos de prova por amostra.

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

Em que:

$\varepsilon_p(\%)$ - deformação permanente;

$\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$ - parâmetros de regressão;

σ_3 - tensão confinante;

σ_d - tensão desvio;

ρ_0 - tensão de referência (tensão atmosférica);

N - número de ciclos de aplicação de carga.

A norma DNIT – IE 179/2018 descreve o método de ensaio e indica o critério para verificação do acomodamento.

Os critérios de dimensionamento adotados para controle da deformação permanente podem ser a limitação da carga que será aplicada no topo do subleito ou o controle da deformação total referente ao somatório da parcela de deformação permanente em cada camada.

2.6.1 Valores típicos de módulo de resiliência e deformação permanente de alguns solos brasileiros

Como forma de apresentar uma visão da ordem de grandeza dos coeficientes do modelo composto obtidos para solos brasileiros, foi feita uma compilação de dados de alguns autores, que associaram seus resultados à classificação MCT.

Santos (1998), Bezerra Neto (2004), Marangon (2004), Takeda (2006), Guimarães (2009), Damo (2016), Santos (2016), Zago (2016), Mendes (2017) e Norback (2018), realizaram ensaios de Módulo de Resiliência em solos de diferentes regiões do Brasil. Destes autores, foram grupados 250 solos dos estados do Acre, Rio de Janeiro, São Paulo, Rio Grande do Sul, Mato Grosso do Sul, Mato Grosso, Minas Gerais, Pará e Ceará. Um resumo da classificação dos solos e o intervalo de variação dos valores dos

coeficientes do modelo composto, agrupados em função da classificação MCT, estão compilados na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros do modelo composto para diversos solos brasileiros

<i>Quantidade</i>	<i>Class.</i>		<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>R²</i>
30 solos	NG'	Méd	433	0,14	-0,41	0,93
		Mín	28	-0,15	-0,96	0,14
		Máx	1240	0,96	-0,06	1,00
133 solos	LG'	Méd	277	0,13	-0,46	0,95
		Mín	22	-0,09	-1,08	0,10
		Máx	1938	0,96	0,10	1,00
14 solos	LA	Méd	764	0,35	-0,06	0,89
		Mín	117	0,25	-0,30	0,51
		Máx	1091	0,43	0,09	0,99
19 solos	LA'	Méd	519	0,29	-0,35	0,89
		Mín	114	0,06	-0,75	0,42
		Máx	1070	0,69	0,06	1,00
8 solos	NA	Méd	1258	0,51	0,05	0,91
		Mín	446	0,36	-0,20	0,49
		Máx	2664	0,83	0,34	0,99
30 solos	NA'	Méd	542	0,23	-0,23	0,81
		Mín	45	-1,00	-0,72	0,46
		Máx	1216	0,98	0,55	1,00
16 solos	NS'	Méd	183	0,17	-0,42	0,88
		Mín	44	-0,16	-0,66	0,38
		Máx	846	0,49	0,08	0,99

Nota: 178 solos utilizados para formar esta tabela estão disponíveis em um banco de dados compilados por Marangon (2004). Fonte: Adaptado de: Santos (1998), Marangon (2004), Takeda (2006), Guimarães (2009), Damo (2016), Santos (2016), Zago (2016), Mendes (2017) e Norback (2018).

Além dos ensaios de módulo de resiliência, Guimarães (2009), Zago (2016) e Norback (2018) também realizaram ensaios de deformação permanente de solos diversos e obtiveram por regressão não linear os parâmetros do modelo proposto por Guimarães (2009). Os valores dos coeficientes do modelo estão apresentados na Tabela 7, alguns identificados em função da classificação MCT.

Tabela 7 - Parâmetros do modelo de deformação permanente para alguns solos brasileiros

<i>Autor</i>	<i>Classificação</i>	<i>w1</i>	<i>w2</i>	<i>w3</i>	<i>w4</i>	<i>R²</i>
GUIMARÃES (2009)	Laterita Acre	0,105	0,839	-0,014	0,041	0,939
	Cascalho	0,180	-0,212	0,840	0,443	0,898
	Laterita Porto Velho	0,180	0,470	0,336	0,047	0,809
	LG'	0,206	-0,240	1,340	0,038	0,986
	LG'	0,643	0,093	1,579	0,055	0,909
	NS'	0,244	0,419	1,309	0,069	0,946
	NA	0,050	-1,579	1,875	0,064	0,868
ZAGO (2016)	NA'	0,593	-0,198	1,332	0,042	0,920
	LG'	0,385	-0,861	0,152	0,075	0,919
	LG'	0,869	0,006	1,212	0,042	0,899
NORBACK (2018)	LG'	0,320	-0,090	1,210	0,050	0,960
	NA'	0,570	0,710	0,270	0,050	0,770
	NG'	0,390	0,840	0,540	0,060	0,810

Fonte: Guimarães (2009); Zago (2016); Norback (2018)

2.6.1 Critérios de dimensionamento do revestimento

Para o dimensionamento de estruturas com revestimentos asfálticos é necessário conhecer, principalmente, suas propriedades físicas e mecânicas. Os parâmetros mecânicos para o dimensionamento são determinados por ensaios de resistência à tração por compressão diametral (DNIT 136/2018 – ME), módulo de resiliência (DNIT 135/2018 -ME), *flow number* (projeto de norma DNIT xxx/2017 – ME e na NBR 16505/2016), fadiga por compressão diametral (projeto de norma DNIT xxx/2017), entre outros.

Um dos principais defeitos de um pavimento asfáltico é o trincamento. Ensaaios com carregamento monotônico (resistência à tração por compressão diametral, por exemplo) provocam no corpo de prova trincamentos crescentes até a ruptura, enquanto, carregamentos cíclicos produzem crescimento de trincas durante o carregamento e no descarregamento este dano permanece constante.

Este comportamento mostra que carregamentos cíclicos com ordem de grandeza menores, quando comparados com carregamentos monotônicos, provocam ruptura do revestimento pela quantidade de repetições de carga. Este fenômeno é conhecido como fadiga dos materiais asfálticos.

A vida de fadiga (N_{fad}) está associada ao trincamento do revestimento asfáltico e é definida em termos de vida de fratura, que representa o número total de aplicações de carga (N) necessário para a ruptura completa, ou vida de serviço, que indica o número de aplicações desta mesma carga necessário para redução do desempenho ou da rigidez do

pavimento a um nível aceitável (BERNUCCI *et al*, 2010).

Outro critério utilizado no dimensionamento mecanístico-empírico de revestimentos asfálticos usinados é o *flow number (FN)* que se relaciona com a deformação permanente de misturas asfálticas. O FN é o ciclo onde a taxa de deformação plástica é mínima, e, a partir da qual, o corpo de prova passa a sofrer cisalhamento a volume constante (MEDINA e MOTTA, 2015).

Para tratamentos superficiais não há como definir critérios de vida de fadiga e FN, tendo em vista a própria forma como é construído e sua pequena espessura. Em termos de módulo de elasticidade em geral adotam-se valores típicos, alguns resultantes de retroanálise de bacias de deflexão.

2.6.2 *Software MeDiNa*

O novo Método de Dimensionamento Nacional do DNIT, denominado MeDiNa, conta com um software de dimensionamento de pavimentos asfálticos e um método de retroanálise (BackMeDiNa). O MeDiNa analisa as tensões, deformações e deslocamentos com o auxílio do software AEMC, e verifica ou dimensiona um pavimento, integrado aos critérios de dimensionamento propostos pelo órgão.

Para o dimensionamento de pavimentos asfálticos novos é necessário a inserção dos parâmetros dos materiais que irão compor a estrutura e a definição do carregamento. O programa apresenta um banco de dados de materiais que poderá servir como ferramenta para aprendizado do software que também conta com um guia de utilização (ajuda).

As características de entrada para o dimensionamento de pavimentos asfálticos novos estão divididas em carregamento, estrutura e resultados e os critérios e considerações do software para cada uma destas etapas estão apresentados a seguir.

➤ Carregamento

A carga considerada no software é circular e uniformemente distribuída. A pressão de inflação dos pneus corresponde a pressão de contato entre a roda e a estrutura do pavimento. O eixo considerado no dimensionamento é o eixo padrão rodoviário representado na Figura 26.

As considerações quanto ao tráfego se baseiam no número N que pode ser obtido a partir do Volume Médio Diário (VMD) em conjunto com o Fator de Veículo (FV). Caso se queira, o MeDiNa calcula o N anual em função dos parâmetros de tráfego discriminados por eixo inseridos.



Figura 26 - Eixo padrão considerado no MeDiNa
 Fonte: MeDiNa, 2018

Caso o projetista tenha o valor do número N, este poderá ser inserido diretamente. A Figura 27 mostra a tela de inserção dos parâmetros de tráfego.

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO		DADOS DO TRÁFEGO	
Carga de eixo (ton):	8,20	Tipo de Via:	Sistema Arterial Primário
Pressão de pneus (MPa):	0,56	VMD (1º ano):	1370
Sx (cm):	32,40	FV:	1.000
Área (cm²):	366,07	N anual total:	5,00e+05
Raio (cm):	10,79	% Veículos na faixa de projeto:	100
		N Anual da faixa:	5,00e+05
		Taxa de crescimento (%):	0,0
		Período de projeto (anos):	10
		N Eq:	5,00e+06

Figura 27 – Janela de inserção dos parâmetros referentes ao tráfego no MeDiNa

➤ Estrutura

Na composição da estrutura do pavimento são exigidos no mínimo três camadas e podem ser usadas no máximo oito camadas, contando com o subleito como uma camada, em todas as situações. A tabela resumo das propriedades de cada camada incluem: material constituinte e o tipo, espessura, módulo de resiliência e coeficiente de Poisson e parâmetros de deformação permanente. A Figura 28 apresenta a estrutura inicial que o *software* apresenta assim que é aberto.

CAMADA	MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	Nível 4	10,0	6000	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Granito Gnaissé CS	20,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Argiloso LG'(1)	20,0	250	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS'	0,0	189	0,35

Figura 28 – Estrutura inicial do programa MeDiNa
 Fonte: MeDiNa, 2018

O projetista pode inserir os parâmetros dos materiais ensaiados, e, a título ilustrativo, a Figura 29 mostra a janela de dados inseridos no software para o solo Bunitis desta pesquisa.

Propriedades da Camada 3

BASE DE DADOS	
Projeto	
Solo Argiloso LG'(1)	
Solo Arenoso-argiloso LG'(2)	
Solo Argiloso LG'(5)	
Solo Siltyoso NS'	
Solo Fino NA	
Solo Arenoso Fino LA'	
Solo Argiloso LG'(4)	
Solo LG' (s:1521)	
Solo NA' (s:1492)	
Solo NG' (s:1494)	
Mont Serrat NM	
Buritis	
Parque dos Poderes	
Mont Serrat SR	
Supermassa	
Villa Verde	
Terra Rica	
Curitiba	
Aquarela das Artes	
Panambi	
Belvedere	
Almeida Prado	

SOLO FINO, SILTYOSO OU ARGILOSO	
Material	Buritis
Parâmetros	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,45
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	248,88
Coefficiente de Regressão (k2):	0,320
Coefficiente de Regressão (k3):	-0,540
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
Características	
Descrição do Material	Buritis
Grupo MCT	NG'
MCT - Coeficiente c'	2,99
MCT - Índice e'	1,26
Massa específica (g/cm³)	1,505
Umidade Ótima (%)	25,13
Energia Compactação	Intermediária
Norma ou Especificação	DNIT ES 139
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^psi2).(sd^psi3).(N^psi4)$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,13
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	1,07
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,21
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,05

Excluir Atualizar Salvar OK Cancel

Figura 29 – Janela de parâmetros da camada do pavimento, um exemplo do solo Buritis desta pesquisa

As camadas de misturas asfálticas têm limitação de espessura entre 5 cm e 15 cm, cada uma, podendo ser usada até três, e as especificações quanto a faixa granulométrica, teor de CAP, volume de vazios, abrasão Los Angeles, podem ser lançados pelo projetista para controle de execução em campo.

Com intuito de guiar o projetista o programa indica quatro classes de misturas asfálticas genéricas, denominadas Classe 1, Classe 2, Classe 3 e Classe 4. Estas classes correspondem a misturas de menor (Classe 1) a maior (Classe 4) desempenho sob o ponto de vista de fadiga.

O software não considera a deformação permanente em misturas asfálticas no cálculo do afundamento de trilha de roda. A verificação deste critério é realizada pelo atendimento do FN mínimo exigido da mistura em função do tráfego, como está apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 - Limites das classes de desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação permanente

Classe	Flow Number (FN)	N serviço (Nser) recomendado em condições	
		Normais	Severas
1	FN ≥ 100 ciclos	Nser < 1e ⁶	Não recomendado
2	100 ciclos ≤ FN < 300 ciclos	1e ⁶ ≤ Nser < 1e ⁷	Nser < 1 e ⁶
3	300 ciclos ≤ FN < 750 ciclos	1e ⁷ ≤ Nser < 1e ⁸	1e ⁶ ≤ Nser < 1e ⁷
4	750 ciclos ≤ FN < 2000 ciclos	Nser ≥ 1e ⁸	1e ⁷ ≤ Nser < 1e ⁸
5	FN ≥ 2000 ciclos	-	Nser ≥ 1e ⁸

Fonte: MeDiNa, 2018

Se classificam como vias Normais: “vias com velocidades acima 60 km/h, via sem intersecções, sem terceira faixa e/ou temperatura máxima do revestimento asfáltico moderada”. As vias Severas são as que apresentam: “tráfego lento, intersecções, terceira faixa, praças de pedágio, tráfego canalizado, paradas de ônibus e/ou temperatura máxima do revestimento elevada”, no caso maior que 64°C.

Os tratamentos superficiais são aceites para a aplicação em vias com tráfego menor ou igual a 10⁶ e o dimensionamento é realizado com base na deformação permanente das camadas inferiores. A espessura deste tipo de revestimento se limita a 1,5 cm a 3 cm, respectivamente aplicáveis a TSD e TST.

Os materiais granulares, solos finos, siltosos ou argilosos que são utilizados como materiais de base, sub-base, reforço e subleito, são representados pelos parâmetros de MR, DP e Coeficiente de Poisson. A espessura destas camadas é limitada entre 10 cm e 40 cm, com exceção do subleito que se admite ter espessura semi-infinita.

O comportamento dos materiais quanto ao MR é representado pelo modelo composto (MACÊDO, 1996) ou constante e a DP pelo modelo proposto por Guimarães (2009), já descritos. A DP é calculada para cada camada geotécnica com o estado de tensões atuantes no centro da camada, sob a roda e entre as rodas, conforme mostra a Figura 30.

A deformação permanente total é a soma das parcelas de cada uma das camadas acrescida da deformação permanente do subleito que é calculada para o estado de tensões a 25cm de profundidade do topo do subleito. O programa emite alertas para deformações permanentes maiores que 5% da espessura das camadas e avisa o projetista quando a deformação do subleito atinge 5 mm.

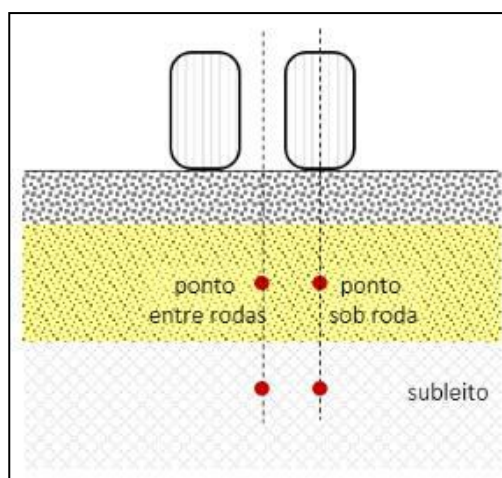


Figura 30 – Considerações do MeDiNa para o cálculo da deformação permanente
 Fonte: MeDiNa, 2018

No dimensionamento é levada em conta a aderência ou não entre as camadas, determinada a partir da teoria das molas, e as condições de aderência consideradas pelo software MeDiNa para cada tipo de camada estão apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Condições de aderência entre as camadas do pavimento

<i>Camada</i>	<i>Condição</i>
Camadas asfáltica sobre outra camada asfáltica	ADERIDO
Camada asfáltica sobre camada cimentada	NÃO ADERIDO
Camada asfáltica sobre camada antirreflexão de trincas	ADERIDO
Camada asfáltica sobre camadas de solos ou granulares	NÃO ADERIDO
Tratamento superficial sobre camadas asfálticas	ADERIDO
Tratamento superficial sobre camadas de solos ou granulares	NÃO ADERIDO
Camada estabilizada sobre outra camada estabilizada	NÃO ADERIDO
Camada estabilizada sobre camadas de solos ou granulares	NÃO ADERIDO
Camada antirreflexão de trincas sobre camadas estabilizadas	NÃO ADERIDO
Camada de solos ou granulares sobre camadas asfálticas, cimentadas, de solos ou granulares	NÃO ADERIDO

Fonte: MeDiNa, 2018

➤ Resultados

O software fornece como resultado a evolução mensal dos danos, o resumo da deformação permanente na estrutura, e as bacias de deflexão simulando os equipamentos FWD (Falling Weight Deflectometer) e viga *Benkelman* para controle construtivo.

Quando se faz o dimensionamento, é gerado um relatório com todos os dados de entrada os dados de entrada e os resultados obtidos para porcentagem de área trincada e afundamento de trilha de rodas previstas para o final do projeto. Um exemplo de relatório gerado pelo programa de uma das estruturas dimensionadas nesta pesquisa pode ser consultado no Anexo A.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção serão apresentados os materiais e os métodos utilizados nesta pesquisa, relatando os procedimentos de coleta, armazenagem e transporte dos materiais até o laboratório de Pavimentos da COPPE UFRJ.

3.1 ORIGEM E COLETA DOS SOLOS

As amostras de solos utilizados nesta pesquisa foram coletadas em 5 cidades localizadas ao norte do Estado de Mato Grosso, que são: Nova Mutum, Lucas do Rio Verde, Sorriso, Sinop e Alta Floresta. Foram coletadas amostras de solos finos e solos granulares, estes últimos conhecidos regionalmente como cascalhos lateríticos e neste trabalho referenciado como lateritas. A Figura 31 mostra a localização das cidades onde foram coletadas as amostras.

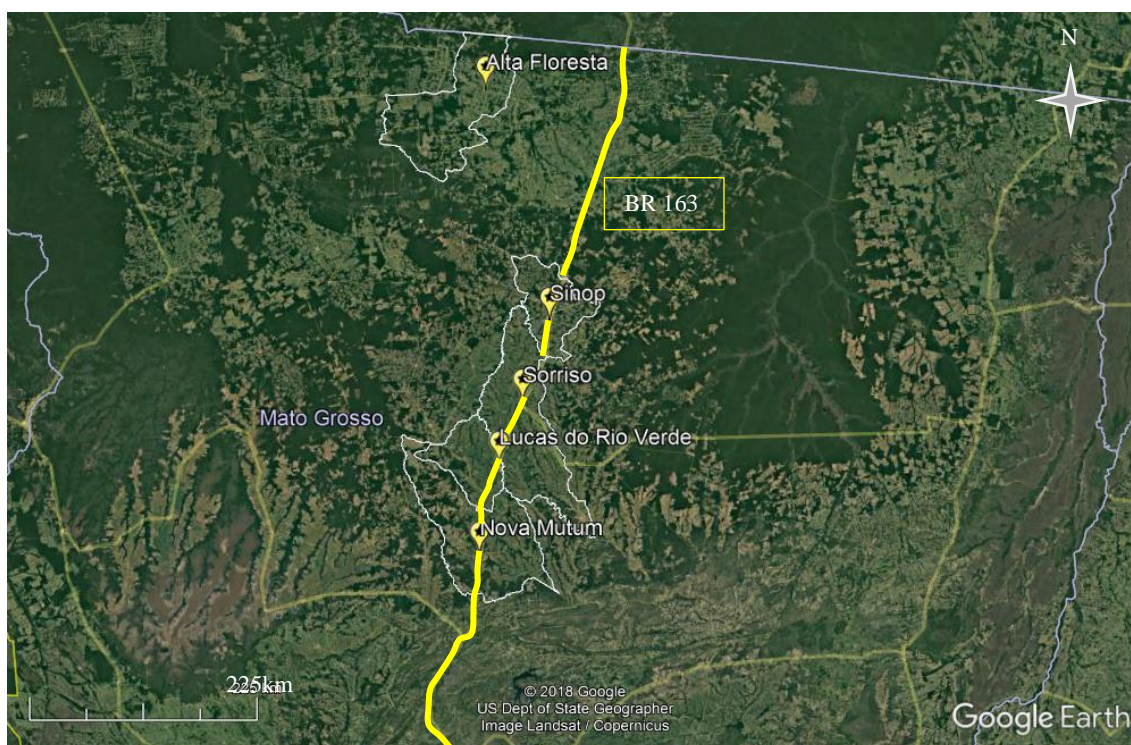


Figura 31 - Cidades de coleta das amostras desta pesquisa
Fonte: Google Earth (2018)

Ressalta-se que as distâncias médias de transporte de materiais de pedreiras nesta região são elevadas, sendo que as principais cidades fornecedoras de agregados são Terra Nova do Norte, localizada a 140 km da cidade de Sinop e Nobres localizada a 117 km de Nova Mutum. Por esta razão as lateritas são amplamente utilizadas como materiais de pavimentação, na região, para ruas e rodovias municipais, estaduais e federais.

3.1.1 Coleta dos solos de textura fina

Os 12 solos de textura fina desta pesquisa foram coletados em regiões onde serão implantados novos loteamentos nas cidades estudadas. Na Tabela 10 estão apresentadas as principais características do local de coleta. A coleta dos solos finos se deu em três condições: retirando o horizonte A superficial para posterior abertura de trincheira de coleta, em valas abertas para obras de drenagem de águas pluviais ou do subleito de ruas que já estavam sendo rebaixadas para execução do pavimento.

Cada amostra de solo coletada foi acondicionada em 3 sacos plásticos com capacidade de 50 kg, e a massa aproximada de cada amostra foi de 100 kg, totalizando 1700 kg de solo. Após a coleta, os solos foram levados para o Laboratório de Geotecnia da UNEMAT – Universidade do Estado do Mato Grosso, localizado em Sinop, com auxílio de uma caminhonete, onde foram estocados em local coberto até o envio via transportadora para o Laboratório de Pavimentos da COPPE no Rio de Janeiro.

Tabela 10 – Identificação das coletas de solos de textura fina desta pesquisa

<i>Cidade</i>	<i>Solo</i>	<i>Coleta</i>	<i>Pedologia*</i>	<i>Latitude</i>	<i>Longitude</i>
Nova Mutum	Mont Serrat NM	Trincheira	LVA	13°47'20.95"S	56°4'42.79"O
Lucas do Rio Verde	Buritis	Subleito	LVA	13°6'0.64"S	55°56'4.16"O
Sorriso	Parque dos Poderes	Trincheira	LVA	12°34'47.21"S	55°45'31.58"O
	Mont Serrat SR	Subleito	LVA	12°31'28.65"S	55°44'35.91"O
Sinop	Supermassa	Trincheira	LVA	11°48'50.01"S	55°29'24.68"O
	Villa Verde	Vala Aberta	LVA	11°49'58.95"S	55°28'43.30"
	Terra Rica	Trincheira	LVA	11°52'40.72"S	55°29'18.20"O
	Curitiba	Vala Aberta	LVA	11°52'55.71"S	55°31'33.06"O
	Aquarela das Artes	Subleito	LVA	11°49'34.59"S	55°32'49.46"O
	Panambi	Subleito	LVA	11°53'17.17"S	55°28'57.67"O
	Belvedere	Subleito	LVA	11°53'52.53"S	55°28'37.88"O
Alta Floresta	Almeida Prado	Vala Aberta	AVA	9°53'27.97"S	56°4'19.71"O

* Classificação pelo mapa pedológico de SEPLAN (2001); LVA – Latossolo Vermelho-Amarelo; AVA – Argissolo Vermelho-Amarelo.

Os solos de textura fina coletados são frequentemente usados apenas como subleito na região de estudo. Isto se dá pela utilização do método de dimensionamento

empírico adotado pelo DNIT que exige os valores de CBR já apresentados no Capítulo 2. Para este método os solos de textura fina desta pesquisa são insatisfatórios para utilização em camadas de base ou sub-base de pavimentos asfálticos.

3.1.2 Coleta das lateritas

As lateritas utilizadas nesta pesquisa foram coletadas em jazidas naturais exploradas principalmente como material de base e sub-base de pavimentos asfálticos de ruas, estradas vicinais e rodovias da região. A Figura 32 mostra a execução de uma camada de base em perímetro urbano na cidade de Sorriso com este tipo de material.

De acordo com Nogami e Villibor (1995) os solos lateríticos muitas vezes apresentam trincas após a compactação. Para as lateritas da região de estudo não é notável nas obras o trincamento da camada de base, a Figura 32 imagem C mostra a base de um pavimento urbano acabado sem as evidências de trincamento.



A – Homogeneização e espalhamento do material; B – Compactação; C – Base acabada.
Figura 32 – Exemplo de execução de base com laterita na cidade de Sorriso

Foram coletadas 5 amostras de lateritas, uma em cada cidade deste estudo, com aproximadamente 100 kg de material de cada uma das amostras. Para a coleta verificou-se em qual região da jazida o material estava sendo ou iria ser transportado para utilização em obras de pavimentação nas cidades deste estudo. A Tabela 11 informa as coordenadas aproximadas de coleta e a classificação pedológica.

Tabela 11 – Localização e pedologia da região de coleta das lateritas deste estudo

<i>Laterita</i>	<i>Pedologia*</i>	<i>Latitude</i>	<i>Longitude</i>
Nova Mutum	LVA	13°47'17.12"S	56°14'35.55"O
Lucas do Rio Verde	LVA	13°4'16.55"S	56°4'40.04"O
<i>Sorriso</i>	LVA	12°34'14.24"S	55°46'30.71"O
<i>Sinop</i>	LVA	11°52'40.33"S	55°37'49.86"O
Alta Floresta	AVA	9°54'42.60"S	55°59'40.89"O

* Classificação pelo mapa pedológico de SEPLAN (2001); LVA – Latossolo Vermelho-Amarelo; AVA – Argilossolo Vermelho-Amarelo.

3.2 CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLO

3.2.1 Caracterização granulométrica e massa específica

Todos os 17 solos desta pesquisa foram caracterizados granulometricamente por meio de ensaios de peneiramento e sedimentação conforme NBR 7181. Os ensaios de sedimentação foram realizados de duas formas: com defloculante (conforme recomenda a normativa) e sem defloculante (sem normativa).

Os ensaios sem defloculante foram realizados com agitação manual, com auxílio de um bastão, por 5 minutos e a amostra deixada em repouso por 1 hora para posteriormente completar a proveta com água destilada e iniciar o ensaio de sedimentação. A motivação deste tipo de ensaio é a verificação da porcentagem de argila que se encontra aglomerada quando o solo está em seu estado natural. Como visto no Capítulo 2, nos latossolos a predominância é da fração argila, entretanto apresentam boa drenagem por apresentarem aglomeração dos grãos argila, provocadas pelos óxi-hidróxidos de Fe e Al.

Além da granulometria foi determinada a massa específica dos grãos de acordo com a NBR 6508.

Além da variação do tamanho das partículas, a curva granulométrica auxilia na avaliação do tipo de distribuição dos grãos, classificando o material em: uniforme, mal graduado, bem graduado, desuniforme. Esta avaliação é realizada utilizando as Equações 6 e 7 de Coeficiente de Curvatura (CC) e Coeficiente de Não Uniformidade (CNU), respectivamente (PINTO, 2006).

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10}D_{60}} \quad \text{Eq. 6}$$

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Eq. 7}$$

Em que:

CC – Coeficiente de Curvatura

D₁₀ - Diâmetro (mm) onde passa apenas 10% da amostra;

D₃₀ - Diâmetro (mm) onde passa apenas 30% da amostra;

D₆₀ - Diâmetro (mm) onde passa apenas 60% da amostra

Os limites de identificação da distribuição granulométrica estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Limites de uniformidade da distribuição granulométrica

<i>Limite</i>	<i>Distribuição</i>
CNU < 5	Muito uniforme
5 ≤ CNU ≤ 15	Uniformidade média
CNU > 15	Não uniforme
1 < CC < 3	Bem graduado
CC < 1 ou CC > 3	Mal graduado

Fonte: Pinto, 2006.

Para as cinco lateritas foram realizados ensaios de determinação da absorção separando 2 amostras de agregados retidos na peneira 4 (4,8 mm) de cada laterita. A fração retida na peneira 4 foi lavada e seca em estufa por 24 horas. Posteriormente as amostras foram pesadas e imersas em água destilada e deixadas em repouso por 24 horas. A absorção foi determinada a partir da relação de massas expressa na Equação 7.

$$\text{absorção (\%)} = \frac{\text{Massa após imersão} - \text{Massa seca}}{\text{Massa seca}} * 100 \quad \text{Eq. 8}$$

A determinação da absorção das lateritas permite a quantificação de poros existentes que podem ser preenchidos por água. Espera-se que este valor seja elevado visto que as lateritas são rochas porosas pelos fatores de formação, discutidos no capítulo 2.

3.2.2 *Classificação MCT*

Classificaram-se os solos de textura fina de acordo com a metodologia MCT e as lateritas de acordo com a metodologia G-MCT proposta por Villibor e Alves (2016).

Para estas classificações foram realizados os ensaios de Mini – MCV, seguindo os procedimentos das normas Compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão normatizadas por DNER-ME-258/1994 e DNER-ME-256/1994, respectivamente.

Para o ensaio de Mini – MCV as amostras foram peneiradas na peneira de abertura de 2,00 mm. Todas as amostras de lateritas e algumas amostras de solo de textura fina apresentaram fração retida nesta peneira, estes resultados serão discutidos no Capítulo 4.

Da fração passante pela peneira de abertura 2,00 mm, foram separadas 5 porções de 500 g, homogeneizadas com 5 teores de umidade que variam de mais seco a mais úmido, de acordo com a experiência do operador, e também considerando os dados obtidos do ensaio de compactação convencional Proctor. Posterior à homogeneização as amostras permaneceram em repouso, em câmara úmida, por pelo menos 12 horas a fim de homogeneizar a umidade na massa de solo.

Após o período de homogeneização, 200 g de solo úmido eram separadas para a realização da compactação própria deste método, em cilindros de 50 mm de diâmetro e 130 mm de altura. Posterior à compactação extraiu-se 10 mm do solo compactado para o ensaio de perda de massa por imersão.

A perda de massa por imersão foi determinada imergindo os corpos de prova em água por 24 horas, e posterior a este período, coletou-se a cuba com a fração de solo eventualmente desprendido do corpo de prova compactado e determinou-se o peso seco do solo após 24 horas em estufa a 105°C ou até a constância de massa. A sequência de alguns procedimentos descritos está apresentada na Figura 33.

A classificação MCT das lateritas se deu em duas fases: classificação da parte fina de acordo com a metodologia descrita e a segunda fase pela análise da granulometria, classificando-a de acordo com a G-MCT, usando o ábaco apresentado na Figura 18.



A – Corpo de prova preparado para ser compactado; B – Extração de 10 mm do corpo de prova compactado; C – Corpos de prova imersos.
 Figura 33 – Algumas etapas dos ensaios da classificação MCT realizados nesta pesquisa

3.2.3 Descrição da morfologia dos perfis de laterita

Para a descrição da morfologia dos perfis de lateritas foram realizadas visitas às jazidas. As jazidas de Sorriso, Sinop, Lucas do Rio Verde e Nova Mutum estavam sendo exploradas no momento da visita, o que permitiu a descrição do perfil em profundidades de até 7 metros. A jazida de laterita de Alta Floresta estava em processo de licenciamento ambiental para exploração, por este motivo não eram permitidas escavações com auxílio de maquinários, impossibilitando a avaliação completa do perfil desta jazida.

A morfologia dos perfis de laterita descritos seguiu o procedimento do manual de coleta e descrição dos solos no campo (EMBRAPA, 2005), e as características estudadas foram: cor por meio da carta de Munsell, textura, estrutura, porosidade, cerosidade, consistência, cimentação, presença de nódulos e concreções, eflorescência e coesão.

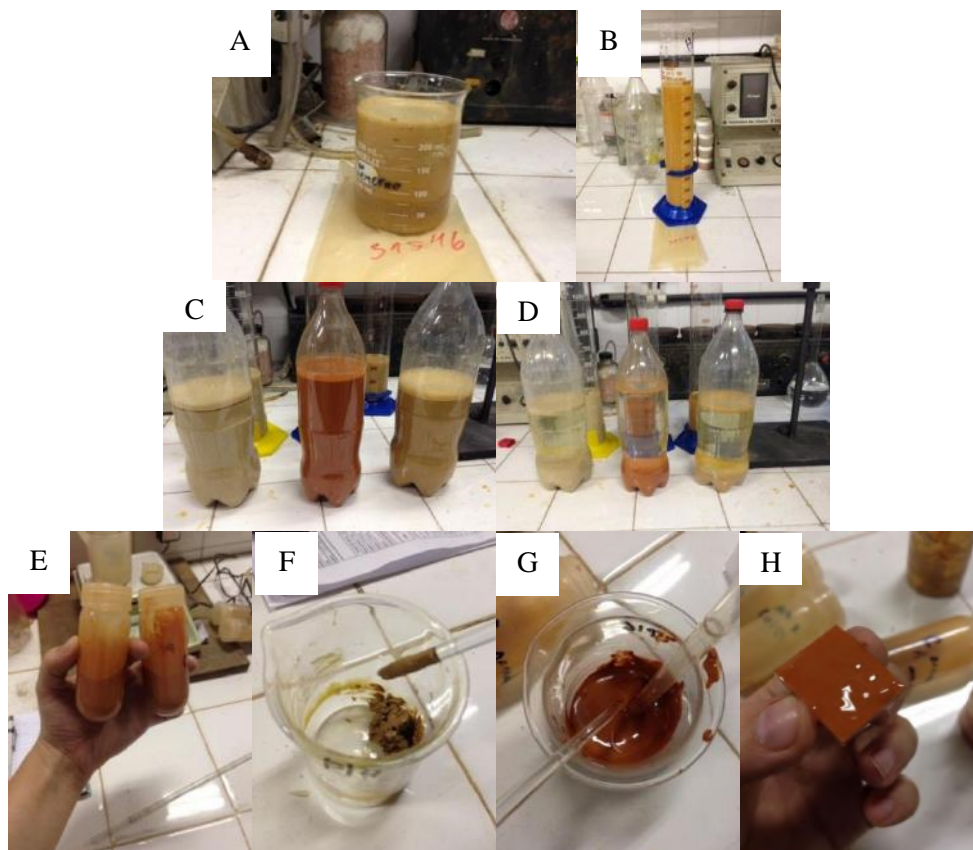
3.2.4 Difração de raios X

Além destes estudos, foram realizadas análises por difração de raios X da fração argila de todos os solos. A preparação e o ensaio foram realizados no Laboratório do Instituto de Engenharia Nuclear, sediado na cidade universitária da UFRJ. Para a coleta da referida fração, separou-se 100 gramas da amostra passante na peneira 2 mm, misturando-a em uma solução de 10 ml de hidróxido de sódio 1 Normal e em 200 ml de água destilada. Após 24 horas de repouso a amostra é agitada em coqueteleira por 15 minutos e posterior à agitação lava-se o material com o auxílio de peneira de malha 270 (abertura 0,053 mm), retendo a fração areia, e, a parcela passante mais água é deixada em repouso por 24 horas e para posteriormente coletar a fração argila em cada amostra.

Coletada a fração argila, adiciona-se 10 ml de ácido clorídrico (HCl) 1 Normal à mistura para a sedimentação da fração argila, separando-a da água. Com o auxílio de uma mangueira, retira-se por sifonamento, a água em excesso no frasco. A fração argila depositada no fundo do recipiente é submetida à ação centrífuga para retirada da água ainda presente e a formação de uma massa homogênea e pastosa.

Em uma lâmina de vidro, a massa de argila pastosa pipetada é depositada com uma espessura homogênea, sempre evitando a presença de bolhas de ar. Confeccionadas as lâminas estas são secas ao ar por pelo menos 2 dias para posterior submissão ao difratômetro de raios X. A Figura 34 apresenta a sequência destes procedimentos descritos.

O ensaio de difração de raios X permite verificar o tipo de argilomineral que compõe o solo. Conhecer esta composição é importante, visto que muitas características dos solos estão associadas à mineralogia, sendo uma delas a expansibilidade. A presença de argilominerais expansivos como ilita e montmorilonita confere ao solo um caráter expansivo, ao contrário dos argilominerais 1:1 como a caulinita.



A – Amostra em repouso após adição de hidróxido de sódio e água destilada; B – Amostra preparada para o sifonamento; C- Adição de HCL na amostra de argila coletada por sifonamento; D – Amostras de argilas coletadas após 24 h em HCL; E – Frascos de amostras de argila retirados da centrífuga; F – Pasta de argila centrifugada; G – Adição de água destilada para pipetagem; H – Lâmina pronta para secagem.

Figura 34 – Etapas de preparação das amostras de argila para difração de raios X nesta pesquisa

As análises por difração de raios X permitem a identificação dos argilominerais que compõem o solo de uma forma qualitativa, ou seja, não fornecem as quantidades de cada argilomineral.

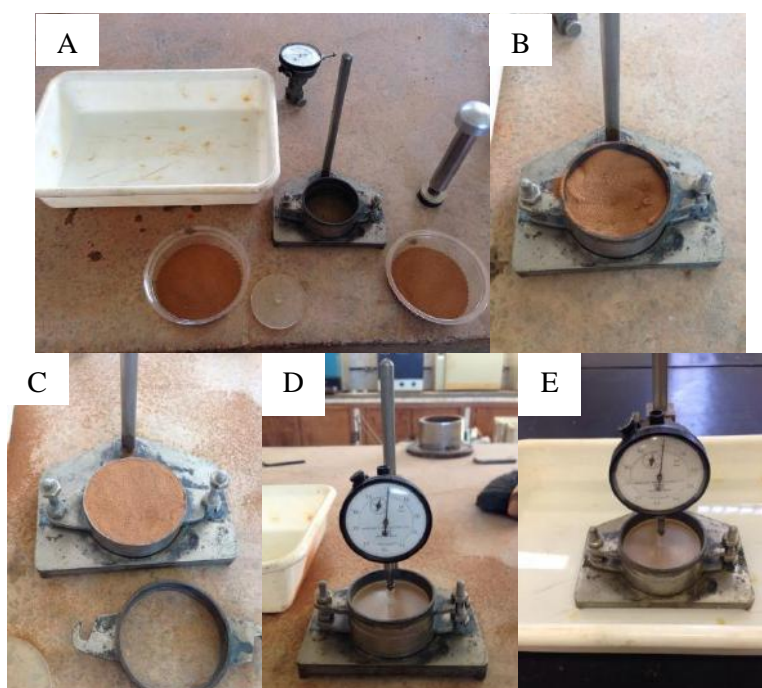
3.2.5 Ensaio de expansibilidade LNEC

Para a verificação da expansibilidade dos solos foram realizados os ensaios de determinação da expansibilidade de acordo com DNIT 160/2012, ensaio conhecido como LNEC. Este ensaio consiste em separar uma amostra de cerca de 100g de solo, destorroada, seca ao ar, e peneirada na peneira de abertura de 0,42 mm. Monta-se o aparelho próprio para o ensaio e compacta-se o solo em 2 camadas aplicando 50 compressões, por camada, com um soquete próprio, em uma frequência de uma compressão por segundo. Após a compactação, rasa-se o excesso e coloca-se o colarinho do equipamento.

A expansão é medida com o auxílio de um extensômetro posicionado sobre o solo e, na etapa de ajuste do extensômetro, é importante adequá-lo para que seja possível movimentos do ponteiro no sentido horário (expansão do solo) e no sentido anti-horário (contração do solo), sendo o valor inicial de leitura maior que zero. Para esta pesquisa utilizou-se a indicação de 2 no extensômetro para o início dos ensaios.

Posterior ao ajuste do extensômetro, o conjunto entra em contato com uma lâmina de água destilada, limitada sua profundidade pela marcação no próprio molde. A expansão é verificada, ao longo do tempo, com o auxílio de um extensômetro. A Figura 35 apresenta os equipamentos e a sequência descritos do ensaio LNEC.

O término do ensaio é verificado quando se realiza 2 leituras iguais no extensômetro em um intervalo de 2 horas.



A – Materiais utilizados no ensaio; B – Compressão da primeira camada de solo no equipamento; C – Amostra de solo comprimida e rasada; D – Conjunto montado para o início do ensaio; E – Ensaio em andamento.

Figura 35 – Procedimentos do ensaio de expansão LNEC usado na presente pesquisa

3.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS SOLOS

A determinação das características mecânicas, dos solos estudados, foi realizada pelos ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP). Estes ensaios são normatizados pela DNIT ME 134/2018 e DNIT IE 179/2018, respectivamente. A importância e os principais aspectos destes dois ensaios estão

apresentados no Capítulo 2.

3.3.1 Preparação dos corpos de prova

A determinação das características mecânicas dos solos foi realizada com amostras deformadas, secas, destorroadas, quarteadas e compactadas no teor de umidade ótimo, obtido a partir de curvas de compactação, na energia intermediária.

Para obter a curva de compactação, cada ponto de umidade de cada amostra foi compactado, com no mínimo 5 pontos de umidade, moldados no cilindro tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Para esta determinação foram utilizadas sempre amostras virgens; optou-se por não utilizar a técnica do reaproveitamento de amostras, tendo em vista que este procedimento pode quebrar a estrutura e as partículas que compõem o solo.

A preparação dos corpos de prova para os ensaios mecânicos se dá pela homogeneização do material no teor de umidade ótima, a seguir colocado em sacos duplos, em câmara úmida por, no mínimo 12 horas e não mais que 3 dias.

Posterior ao tempo de câmara úmida, o solo é moldado, em moldes tripartidos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, em camadas de 1/10 da altura do corpo de prova (medida controlada por uma régua gabarito), compactadas por impacto, na energia intermediária. Os materiais utilizados nesta etapa e a sequência de procedimento estão apresentados na Figura 36.

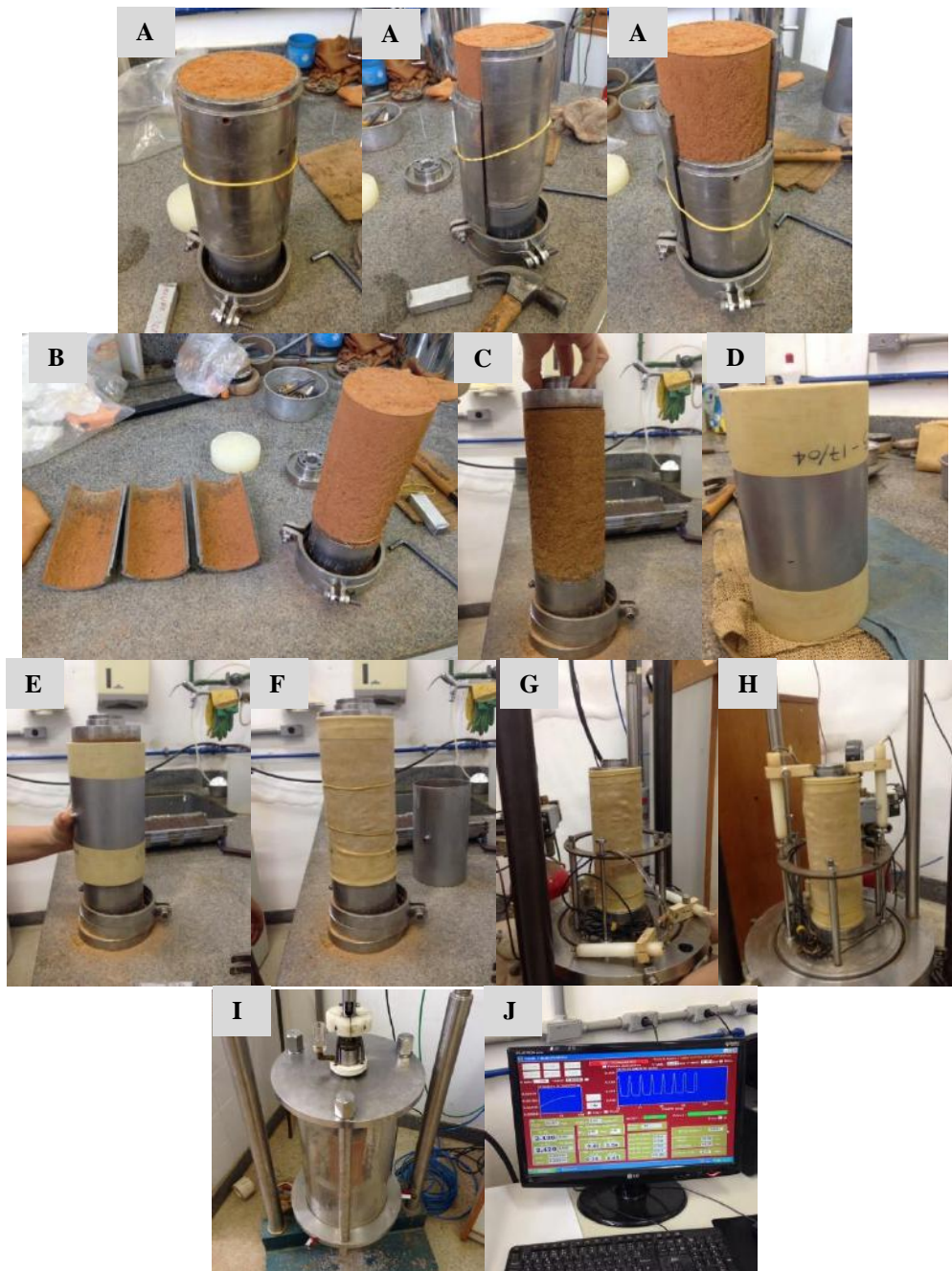
Os corpos de prova, após extraídos do molde, são envoltos por uma membrana de látex nas laterais e pedra porosa na base. O conjunto é levado à câmara triaxial, onde posiciona-se o *top cap* na parte superior do corpo de prova, ajusta-se os LVDTs que estão posicionados, opostos diametralmente. Em seguida aloca-se o cilindro de acrílico da câmara triaxial, ajusta-se o encaixe da tampa e o pistão de aplicação de carga.



A – Molde tripartido montado; B – Molde tripartido com o colarinho; C e D – Molde tripartido posicionado no compactador automático; E – Solo homogeneizado; F – Amostra pronta para repouso na câmara úmida; G – Material após repouso em câmara úmida; H – Oitava camada de solo compactada; I – Corpo de prova compactado e rasado; J – Corpo de prova desmoldado.

Figura 36 - Procedimento de preparação dos corpos de prova para ensaios de MR e DP nesta pesquisa

Com o corpo de prova e o conjunto triaxial montados adequadamente, utiliza-se o sistema de aquisição de dados para inserção dos parâmetros do ensaio (tensão confinante, tensão desvio, quantidade de ciclos, diâmetro do corpo de prova, altura do corpo de prova e identificação da amostra). A sequência de procedimentos está ilustrada na Figura 37.



A - Retirada do molde tripartido; B – Corpo de Prova desmoldado; C – Posicionamento do *top cap*; D- Cilindro auxiliar com a membrana posicionada; E – Encamisamento do corpo de prova; F – Corpo de prova com a membrana de látex; G – Corpo de prova posicionado no triaxial; H – Posicionamento dos LVDT's; I – Equipamento montado; J – Sistema de aquisição de dados.

Figura 37 - Sequência de procedimentos para os ensaios de carregamento cíclico de MR e DP

3.3.2 Ensaio de Módulo de Resiliência (MR)

Os ensaios de MR foram realizados com aplicações de carga cíclica na frequência de 1 Hz, sendo 0,1 segundo de carregamento e 0,9 segundo de descarregamento.

As tensões, confinantes e desvio, para o ensaio de módulo de resiliência respeitaram a normativa DNIT 134/2018. Para solos que apresentavam características

mecânicas aceitáveis como materiais para sub-base ou base de pavimentos (pequenas deformações durante a fase de condicionamento) foram utilizados os pares de tensões conforme Tabela 13. Para solos com elevadas deformações durante o condicionamento foi adotado apenas o primeiro par de tensões no condicionamento com aplicação de 500 ciclos e excluídos os últimos 6 pares de tensões no carregamento conforme recomenda a referida normativa para material de subleito.

Tabela 13 - Tensões confinantes e desvio para o ensaio de MR

<i>Fase</i>	<i>Tensão confinante (MPa)</i>	<i>Tensão desviadora (MPa)</i>
Condicionamento	0,070	0,070
	0,070	0,210
	0,105	0,315
Carregamento Efetivo	0,020	0,020
		0,040
		0,060
	0,035	0,035
		0,070
		0,105
	0,050	0,050
		0,100
		0,150
	0,070	0,070
		0,140
		0,210
	0,105	0,105
		0,210
		0,315
0,140	0,140	
	0,280	
	0,420	

Fonte: DNIT ME 134/2018

O módulo de resiliência foi avaliado pela regressão dos pontos dos ensaios, com auxílio do *software* Statistica para obtenção dos parâmetros κ_1 , κ_2 , κ_3 do modelo composto.

3.3.3 Ensaio de Deformação Permanente (DP)

Os ensaios de DP foram realizados com aplicações de carga cíclica na frequência de 2 Hz, sendo 0,1 segundo de carregamento e 0,4 segundo de descarregamento.

As tensões utilizadas para o ensaio de deformação permanente estão apresentadas na Tabela 14 e, diferente do ensaio de módulo de resiliência, é necessário a

confeção de um corpo de prova para cada par de tensões, ou seja, 9 corpos de prova. O condicionamento é realizado aplicando 50 ciclos no início de cada ensaio, não diferindo entre solos de subleito, base ou sub-base, e, a determinação da deformação permanente, para cada um dos pares de tensões, é realizada com a aplicação de 150000 ciclos, no mínimo.

Tabela 14 - Tensões de confinamento e desvio para o ensaio de DP

<i>Fase</i>	<i>Tensão confinante (kPa)</i>	<i>Tensão desviadora (kPa)</i>
Condicionamento	30	30
		40
Carregamento efetivo	40	80
		120
		80
		160
	80	240
		120
		240
		360

Fonte: DNIT – IE 179/2018

As análises da deformação permanente foram realizadas utilizando o modelo proposto por Guimarães (2009) com a obtenção dos parâmetros ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 , e ψ_4 com o auxílio do *software* Statistica 10.0.

3.4 REVESTIMENTO

Com o intuito de caracterizar mecanicamente uma amostra de concreto asfáltico da região, foram coletadas amostras de uma mistura asfáltica utilizada em uma obra de pavimentação urbana na cidade de Sinop. As amostras foram retiradas na usina durante o carregamento dos caminhões. Os corpos de prova foram moldados com soquete Marshall manual. Após a compactação os corpos de prova foram embalados e encaminhados ao Laboratório de Pavimentos da COPPE UFRJ.

Devido a irregularidade dos corpos de prova, moldados com soquete manual, foi necessário o corte do topo e base dos corpos de prova. Com os corpos de prova cortados

foram determinados os volumes de vazios que apresentou valores que variaram de 11% a 4%. Por esta variação optou-se por realizar somente os ensaios de resistência à tração indireta e o módulo de resiliência dos corpos de prova, estes estão apresentados no Anexo C, não sendo realizados os ensaios de fadiga desta mistura.

Para esta pesquisa utilizou-se revestimento do tipo Concreto Asfáltico (CA) para tráfegos com N de projeto maiores que 10^6 e Tratamento Superficial Duplo (TSD) para tráfegos inferiores. A consideração de estruturas com TSD nesta pesquisa se deu pela sua ampla utilização na região de estudo. Os critérios de dimensionamento seguiram o descrito no Capítulo 2.

3.4.1 Características dos revestimentos utilizados nas análises

As misturas asfálticas escolhidas para compor o revestimento das estruturas dimensionadas nesta pesquisa são as misturas disponíveis no banco de dados do MeDiNa. As principais características destas misturas estão apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 – Parâmetros das misturas asfálticas utilizadas nesta pesquisa.

<i>Parâmetros</i>	<i>Classe 1</i>	<i>Classe 2</i>	<i>Classe 3</i>	<i>Classe 4</i>
Módulo de Resiliência (Linear)	8950 MPa	9000 MPa	14614 MPa	10492 MPa
Tipo de CAP	Convencional	Convencional	Convencional	Modificado
Massa Específica (g/cm ³)	2,4	2,4	2,4	2,4
Modelo curva de Fadiga	$N_{fad} = k1 * \epsilon t^{k2}$	$N_{fad} = k1 * \epsilon t^{k2}$	$N_{fad} = k1 * \epsilon t^{k2}$	$N_{fad} = k1 * \epsilon t^{k2}$
Coefficiente k1	$3,1e^{-13}$	$5,0e^{-14}$	$2,73e^{-10}$	$1,91 e^{-5}$
Coefficiente k2	-3,704	-3,992	-3,009	-1,900
Classe de Fadiga	1	2	3	4

Nota: ϵt – deformação específica obtida pelo ensaio de tração por compressão diametral com carregamento cíclico. Fonte: MeDiNa, 2018

Para o TSD os parâmetros utilizados foram: MR de 1000 MPa, coeficiente de Poisson de 0,25 e massa específica de 2,4 g/cm³.

3.5 DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO - EMPÍRICO

O dimensionamento das camadas foi realizado com o auxílio do *software* de dimensionamento MeDiNa, versão para testes 1.0.2. Os critérios utilizados no dimensionamento levam em conta, módulos de resiliência e deformação permanente das camadas, considerações sobre aderência entre as camadas, critérios de porcentagem de

área trincada e de afundamento de trilha de roda, entre outros, descritos no Capítulo 2.

O dimensionamento foi realizado com a combinação dos materiais de cada cidade, sendo que os solos finos foram utilizados como camada de subleito e também testados como base e/ou sub-base. As lateritas foram usadas apenas como material de camada de base e/ou sub-base, haja visto que este material é nobre e encontrado em forma de “manchas”, não correspondendo a um solo que, por ocasião do projeto geométrico, venha compor o subleito dos pavimentos.

Para a determinação das espessuras das camadas de pavimento foi adotado um valor de número N crescente para o componente do tráfego, utilizando um N de projeto inicial de 1×10^4 , aumentado gradativamente até atingir o valor de 1×10^6 , sendo este, o maior tráfego considerado para revestimento TSD. Para tráfegos maiores que este adotou-se concreto asfáltico para compor o revestimento e os materiais selecionados foram os apresentados no MeDiNa como as classes de 1 a 4.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados os resultados e as discussões dos itens divididos em: solos de textura fina, solos granulares e dimensionamento das estruturas.

4.1 SOLOS DE TEXTURA FINA

Os solos de textura fina, coletados para esta pesquisa, após secos e destorroados, foram armazenados em sacos plásticos. O aspecto visual de cada um dos 12 solos pode ser verificado na Figura 38.

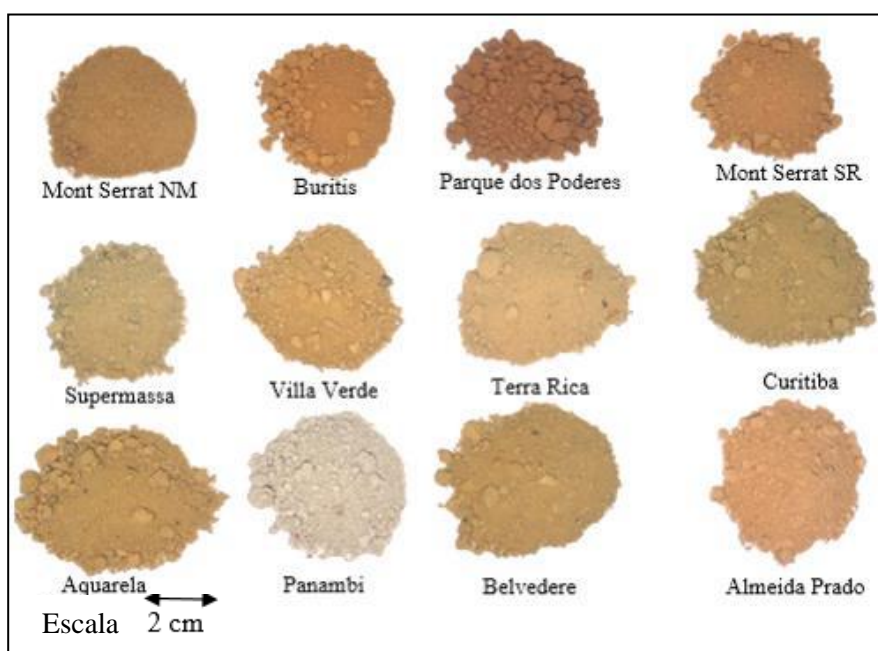


Figura 38 – Aspecto dos 12 solos de textura fina avaliados na presente pesquisa

4.1.1 Caracterização e Classificação

4.1.1.1 Caracterização granulométrica e de massa específica

As características físicas dos solos foram obtidas por ensaios de peneiramento e sedimentação e massa específica dos grãos, sendo que os resultados referentes a estas características estão expostos na Tabela 16.

Tabela 16 - Caracterização dos 12 solos de textura fina desta pesquisa

Solo	Ped. (%)	Areia (%)		Silte (%)		Argila (%)		ρ_s (g/cm ³)
		CD	SD	CD	SD	CD	SD	
Mont Serrat NM	0	87	100	2	0	11	0	2,648
Buritis	0	30	91	14	9	56	0	2,640
Parque dos Poderes	0	32	91	13	9	55	0	2,641
Mont Serrat SR	1	66	88	18	12	15	0	2,722
Supermassa	0	50	97	19	3	31	0	2,584
Villa Verde	4	50	91	12	5	33	0	2,623
Terra Rica	0	41	99	12	1	47	0	2,154
Curitiba	1	29	97	7	2	63	0	2,567
Aquarela das Artes	1	67	97	16	2	16	0	2,585
Panambi	1	24	98	24	1	51	0	2,571
Belvedere	0	35	97	20	3	45	0	2,592
Almeida Prado	4	34	55	42	41	20	0	2,659

Nota: CD – Com floculante; SD – Sem defloculante; ρ_s – massa específica dos grãos.

Para melhor visualização da distribuição granulométrica destes materiais elaborou-se a curva granulométrica com uso de defloculante de cada um dos 12 solos finos deste estudo. Observa-se pela Figura 39 a predominância da fração argila nos solos Buritis, Parque dos Poderes, Terra Rica, Curitiba, Panambi e Belvedere.

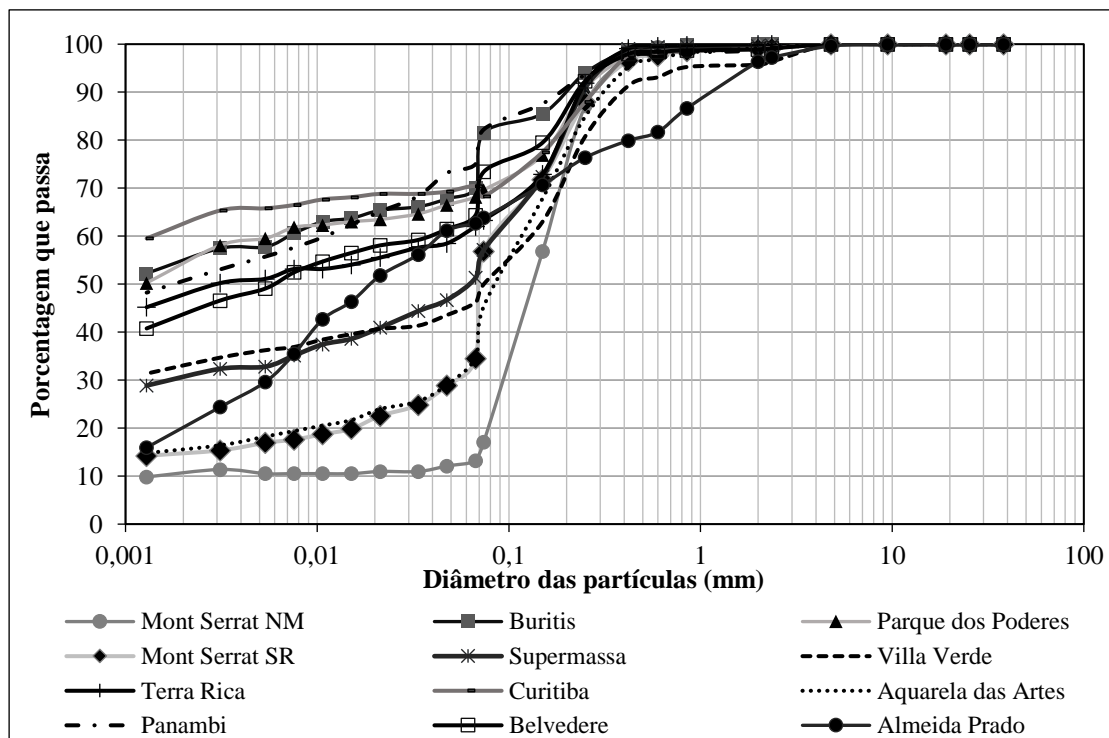


Figura 39 – Curvas granulométricas com defloculante dos 12 solos finos deste estudo

As curvas granulométricas foram avaliadas quanto à distribuição pelos valores de CC e CNU e a classificação da de cada uma por estes parâmetros está apresentada na

Tabela 17, enquadrando nos critérios indicados no capítulo 3 (Tabela 12).

Tabela 17 – Distribuição granulométrica dos solos de textura fina desta pesquisa

<i>Solo</i>	<i>CC</i>	<i>CNU</i>	<i>Distribuição</i>	
			<i>CC</i>	<i>CNU</i>
<i>Mont Serrat NM</i>	10,1	27,9	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Buritis</i>	0,2	5,9	Mal graduado	Uniforme Média
<i>Parque dos Poderes</i>	0,2	5,9	Mal graduado	Uniforme Média
<i>Mont Serrat SR</i>	47,2	57,4	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Supermassa</i>	0,1	57,4	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Villa Verde</i>	0,0	116,4	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Terra Rica</i>	0,0	52,1	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Curitiba</i>	1,0	1,0	Bem Graduado	Muito Uniforme
<i>Aquarela das Artes</i>	23,3	116,4	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Panambi</i>	0,1	8,3	Mal graduado	Uniforme Média
<i>Belvedere</i>	0,0	36,9	Mal graduado	Não Uniforme
<i>Almeida Prado</i>	0,9	36,9	Mal graduado	Não Uniforme

Nota-se, que a maioria dos solos de textura fina analisados apresentam distribuição mal graduada e não uniforme. O solo que apresentou a distribuição mais distinta dos demais foi o solo Curitiba, sendo também o de granulometria mais fina entre os solos pesquisados.

A fração areia é predominante nos solos Mont Serrat NM, Mont Serrat SR, Supermassa, Villa Verde e Aquarela das Artes. O único solo que apresentou predominância da fração silte foi o solo Almeida Prado.

Os resultados dos ensaios de granulometria com e sem defloculante apresentaram diferenças significativas, sendo que, em todas as amostras, a fração argila não é evidenciada quando não se usa o defloculante, o que mostra a forte agregação devido à presença dos óxidos de ferro e alumínio, provavelmente. Há um acréscimo da parcela de fração areia. A Figura 40 apresenta esta variação de resultados.

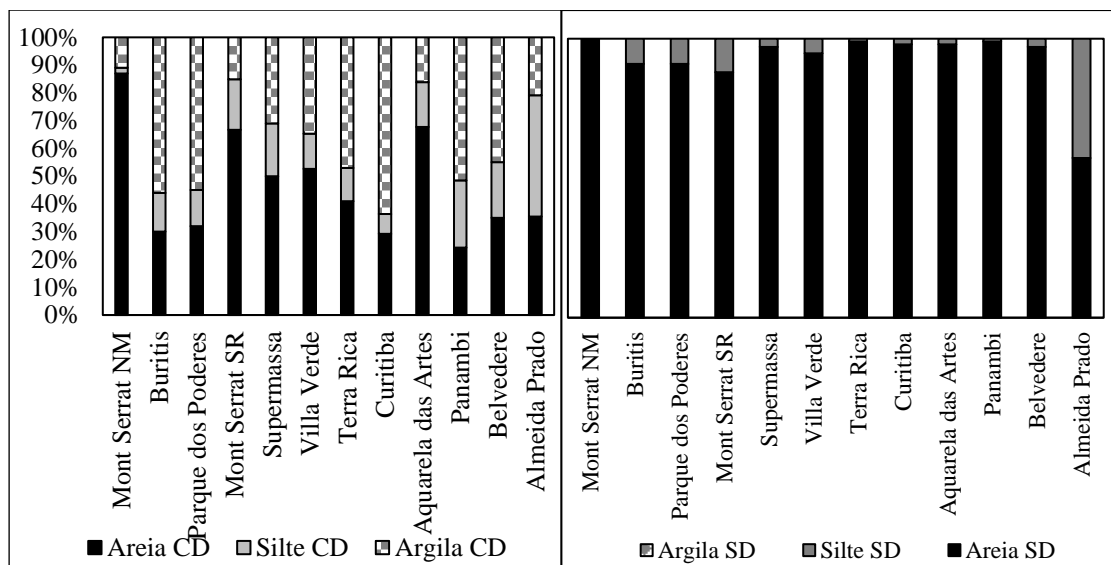


Figura 40 – Comparação dos resultados de granulometria com e sem defloculante

Verificou-se então, para as 12 amostras de solos finos utilizados nesta pesquisa, que a fração argila se encontra aglomerada em partículas maiores, principalmente na fração areia. Este comportamento também foi constatado por outros autores e foi evidenciado como sendo uma microagregação de argilas em estudos de Guimarães (2002), Albuquerque *et al* (2006), Araujo *et al* (2017), entre outros.

4.1.1.2 Resultados dos ensaios de difratometria de raios X

Os ensaios de difratometria de raios X mostraram que há predominância de quartzo em todas as amostras e a presença de argilominerais do tipo 1:1 (caulinita, haloisita e gibsitita), evidenciando a característica de estabilidade dos solos tropicais. Os resultados das análises de difração de raios X estão apresentados no Anexo F.

4.1.1.3 Resultados dos ensaios de expansibilidade (LNEC)

Para os 12 solos de textura fina estudados nesta pesquisa apenas o solo Almeida Prado, argissolo pela classificação pedológica, apresentou expansão além do limite de 10% pelo ensaio com equipamento LNEC. Os resultados do ensaio de expansibilidade dos 12 solos de textura fina desta pesquisa estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Resultados de expansão dos 12 solos de textura fina estudados nesta pesquisa

<i>Solo</i>	<i>Expansão LNEC</i>
Mont Serrat NM	0%
Buritis	0%
Parque dos Poderes	0%
Mont Serrat SR	0%
Supermassa	0%
Villa Verde	1%
Terra Rica	0%
Curitiba	0%
Aquarela das Artes	2%
Panambi	1%
Belvedere	0%
Almeida Prado	14%

Ressalta-se que o único solo desta pesquisa que apresentou expansão também é o único solo que tem predominância de silte na granulometria, tanto nas análises com defloculante quanto nas análises sem defloculante. Apesar da análise de difração de raio x não apresentar argilominerais expansivos verifica-se a importância de avaliar a utilização deste solo em camadas de pavimentos.

As amostras dos solos Villa Verde, Aquarela das Artes, Almeida Prado e Panambi repetiu-se o ensaio pelo menos uma vez para verificação dos resultados. Todos os ensaios realizados apresentaram os mesmos valores, com variação máxima de 0,4% para mais ou para menos.

4.1.1.4 Classificação MCT

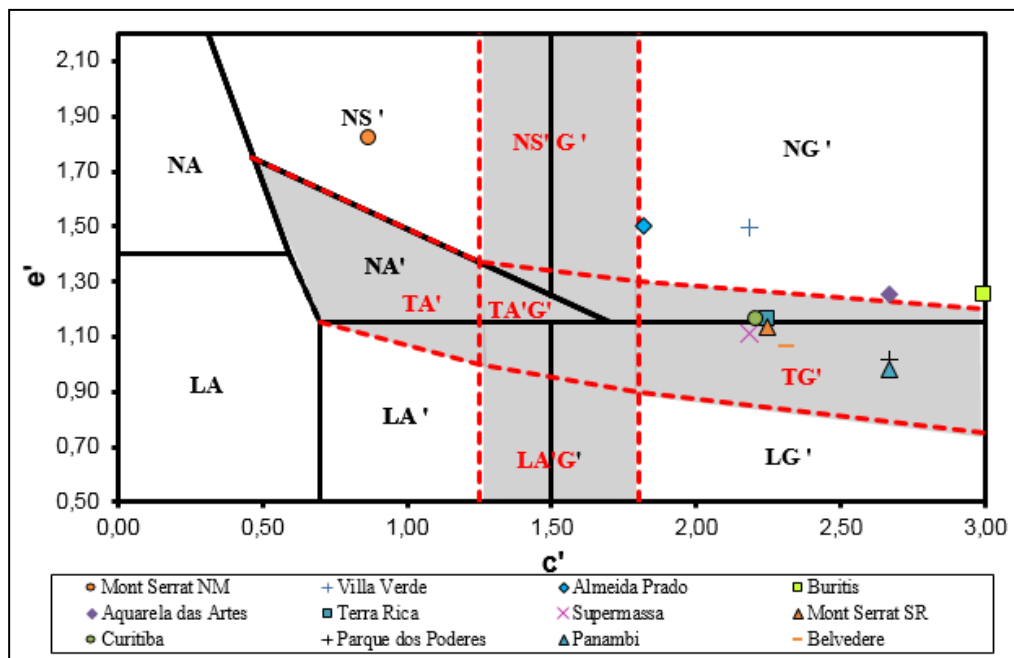
As classificações MCT dos solos foram analisadas conforme recomendam as normativas DER - M - 196/89 e DNER 256/94, e, os parâmetros do ensaio estão apresentados na Tabela 19.

Além do ábaco tradicional para a classificação MCT dos solos, nesta pesquisa também se verificou o comportamento dos solos no ábaco proposto por Vertamatti (1988) com a inserção da delimitação das áreas de solos transicionais. Os resultados apresentados na Figura 41 ilustram os solos de textura fina estudados frente aos dois ábacos, o tradicional e o de solos transicionais de Vertamatti (1988) indicados na área hachurada.

Tabela 19 - Classificação MCT dos solos de textura fina

<i>Cidade</i>	<i>Solo</i>	<i>c'</i>	<i>d'</i>	<i>Pi (%)</i>	<i>e'</i>	<i>Classificação</i>
Nova Mutum	Mont Serrat NM	0,86	7,5	345	1,83	NS'
Lucas do Rio Verde	Buritis	2,99	29,5	130	1,26	NG'
Sorriso	Parque dos Poderes	2,66	66,7	170	1,26	NG'
	Mont Serrat SR	2,24	60,0	125	1,17	LG'*
Sinop	Supermassa	2,18	85,7	118	1,12	LG'
	Villa Verde	2,18	28,3	265	1,50	NG'
	Terra Rica	2,24	102,5	130	1,14	LG'*
	Curitiba	2,20	68,8	130	1,17	LG'*
	Aquarela das Artes	2,66	291,7	100	1,02	LG'
	Panambi	2,66	142,9	82	0,99	LG'
	Belvedere	2,31	75,0	95	1,07	LG'
Alta Floresta	Almeida Prado	1,81	83,3	323	1,51	NG'

Nota: As classificações indicadas por * se encontram em região de fronteira e foi necessário avaliar as curvas de Pi para classificação, conforme propõe Nogami e Villibor (1995).



Entre os solos de textura fina estudados 7 são classificados como Lateríticos, sendo 4 deles localizados em região de fronteira (LG' – NG') e com a análise de parâmetros como o formato das curvas de Pi e Mini-MCV pode-se concluir que são solos

de comportamento laterítico, neste caso LG'.

Observa-se que os solos classificados como lateríticos também estão posicionados na faixa de transição proposta por Vertamatti (1988), sendo classificados como TG'.

Quatro solos de textura fina estudados são classificados como Não Lateríticos, sendo 3 deles NG' e 1 NS'. De acordo com Nogami e Villibor (1995), areias mal graduadas podem ser classificadas como NS'. Pela curva granulométrica do solo Mont Serrat NM verifica-se que o mesmo é uma areia mal graduada (Coeficiente Curvatura igual a 10,1, verificado na Tabela 17).

Para Nogami e Villibor (1995) solos com comportamento não laterítico apresentam um desempenho inferior como materiais para pavimentos quando comparados com solos de comportamento laterítico. Porém, os solos estudados nesta pesquisa que se caracterizaram como não lateríticos apresentaram desempenho satisfatório nos ensaios mecânicos, sendo o módulo de resiliência médio na ordem de 300 MPa e as deformações permanentes aceitáveis para materiais de subleito, sub-base ou até mesmo base de pavimentos para vias de baixo volume de tráfego.

Resultados satisfatórios para estruturas de pavimentos para baixo volume de tráfego com solos NG' foram verificadas por Marangon (2004). Autores como Bezerra Neto (2004) e Viana (2007) realizaram análises de solos brasileiros, entretanto não contemplaram solos do tipo NG' nas suas análises mecânicas.

Damo (2016) analisou 9 solos da região Sul do Brasil, e, entre as amostras analisadas, os solos NG' denominados ALE2 e SC2 apresentaram valores médios de MR de 158 MPa e 86 MPa, respectivamente. O que distingue estas amostras das demais estudadas pela referida autora é a discrepância entre os resultados de granulometria com e sem defloculante: apenas estes dois solos apresentaram valores distintos nestas situações.

Solos classificados como NG' são considerados por Nogami e Villibor (2000) como materiais que não são adequados para compor bases e sub-bases de pavimentos. Estudos mais aprofundados com estes solos são necessários para a verificação do comportamento em campo.

O parâmetro e' é determinado pela Equação 5 e de acordo com Nogami e Villibor (1995) corresponde a características de caráter genético do solo, idade geológica e ação do intemperismo.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{PI}{100} + \frac{20}{d'}} \quad \text{Eq 9}$$

Marson (2004) avaliou o comportamento dos parâmetros da metodologia MCT, considerando uma base de dados com mais de 2000 solos. Verificando os parâmetros Pi e d', Marson (2004) concluiu que d' não apresentava muita significância na classificação, sendo o Pi o principal determinante do valor de e'. Esta verificação contrapõe os estudos de Nogami e Villibor (1995) que afirmam que o parâmetro d' apresentando valores elevados (maiores que 20 ou até mesmo maiores que 50) indicam argilas laterizadas, quando este valor é menor que 10 os solos são siltosos caulíníficos ou micáceos e areias mal graduadas.

Além desta verificação, Marson (2004) afirma que as curvas traçadas no gráfico de perda de massa por imersão *versus* Mini - MCV expressavam características relacionadas à laterização dos solos. Assim Marson (2004) propôs a Equação 6 para a determinação do parâmetro e' levando em consideração o formato e a localização da curva Pi *versus* Mini – MCV, criando assim um parâmetro denominado atributo ou apenas At.

$$e' = \sqrt{\frac{Pi}{100} * At} \quad \text{Eq 10}$$

A determinação de At é realizada plotando-se as curvas de Pi *versus* Mini – MCV e verificando em qual das regiões (1, 2 ou 3) ilustradas na Figura 42 a curva se encontra. Caso a curva cruze por duas ou mais regiões o parâmetro é determinado de acordo com a quantidade de pontos que estão em cada região. Assim, a região que apresentar maior número de pontos da curva será a região utilizada para a determinação do At. Os valores de At são 1, 2 ou 3 sendo correspondentes à região na qual foi determinada graficamente.

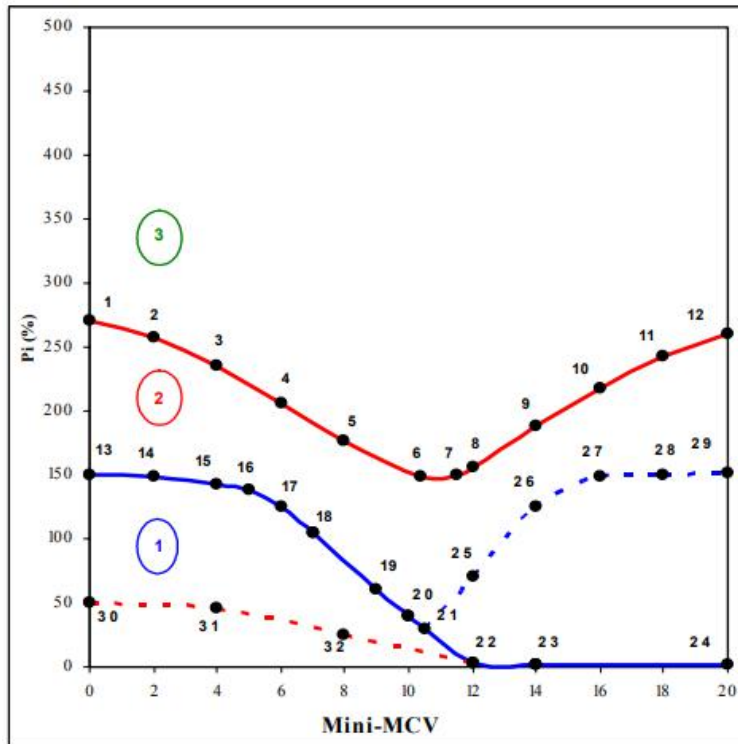


Figura 42 - Determinação do parâmetro At no ensaio de MCT (MARSON, 2004)

A partir das regiões definidas por Marson (2004) e usando a Equação 6 determinou-se o novo parâmetro e' para cada um dos 17 solos estudados. A Figura 43 apresenta as curvas de Pi versus Mini MCV com as delimitações das regiões.

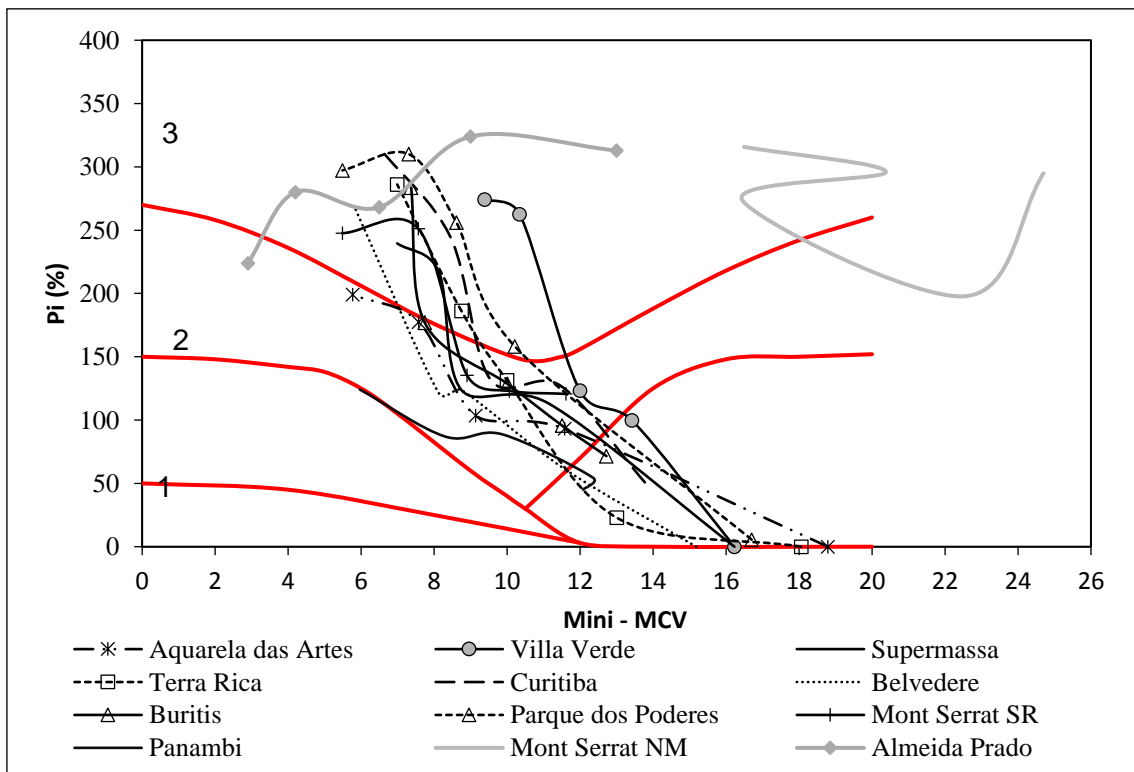


Figura 43 - Curvas Pi versus Mini MCV para os solos de textura fina desta pesquisa

A diferença entre classificações, a partir dos valores de A_t e e' calculados utilizando as Equações 5 e 6 está apresentada na Tabela 20.

Tabela 20 – Classificação dos solos de textura fina desta pesquisa pelos critérios de Vertamatti (1988), Nogami e Villibor (1995) e Marson (2004)

<i>Solo</i>	<i>c'</i>	<i>e'</i>		<i>Classificação</i>		
		<i>Nogami e Villibor</i>	<i>Marson</i>	<i>Nogami e Villibor</i>	<i>Vertamatti</i>	<i>Marson</i>
Mont Serrat NM	0,86	1,83	3,22	NS'	NS'	NS'
Buritis	2,99	1,26	1,61	NG'	NG'	NG'
Parque dos Poderes	2,66	1,26	2,26	NG'	TG'	NG'
Mont Serrat SR	2,24	1,17	1,58	LG'	TG'	NG'
Supermassa	2,18	1,12	1,54	LG'	TG'	NG'
Villa Verde	2,18	1,50	2,30	NG'	NG'	NG'
Terra Rica	2,24	1,14	1,61	LG'	TG'	NG'
Curitiba	2,20	1,17	1,61	LG'	TG'	NG'
Aquarela das Artes	2,66	1,02	1,41	LG'	NG'	NG'
Panambi	2,66	0,99	1,28	LG'	TG'	NG'
Belvedere	2,31	1,07	1,38	LG'	TG'	NG'
Almeida Prado	1,81	1,51	3,11	NG'	NG'	NG'

Pode-se observar que, solos que antes eram classificados como lateríticos, pela classificação de Nogami e Villibor, passaram para comportamento não laterítico na classificação proposta por Marson (2004). Afirma-se então que, para os solos estudados nesta pesquisa, a formulação de e' proposta por Marson (2004) não se apresenta adequada.

Ainda, analisando os dados de Marson (2004), verifica-se que grande parte dos solos estudados pela autora são de caráter arenoso, com c' entre 1 e 2, intervalo este que não foi atingido pela maioria dos solos da presente pesquisa.

Verifica-se que, a proposta de Marson aumentou muito o valor de e' , e, assim, alterou a classificação da maioria dos solos classificados anteriormente como Laterítico para Não Laterítico. Apesar disto, é possível que os estudos das curvas de P_i por MCV sejam importantes, e se observa uma semelhança entre o formato das curvas obtidas para os solos argilosos. Este pode ser um parâmetro a ser explorado e conhecido mais a fundo para um conjunto maior de tipos de solos, de várias regiões.

Mesmo considerando a forma tradicional de análise, no decorrer desta pesquisa, observou-se que os solos estudados apresentaram elevadas perdas de massa por imersão (P_i), o que influencia diretamente no parâmetro e' . Quanto maior o P_i , maior é o fator e'

da classificação MCT, conseqüentemente favorecendo a classificação como solos de comportamento não laterítico.

Para analisar a influência dos parâmetros P_i e d' nos valores de e' traçou-se as curvas apresentadas na Figura 45, onde no eixo x contempla-se os valores de d' e no eixo y os valores de e' calculados para valores de P_i crescentes iguais a 0, 50, 100, 200, 300, intervalos que abrangem a faixa de valores típicos abordados por Nogami e Villibor (1995).

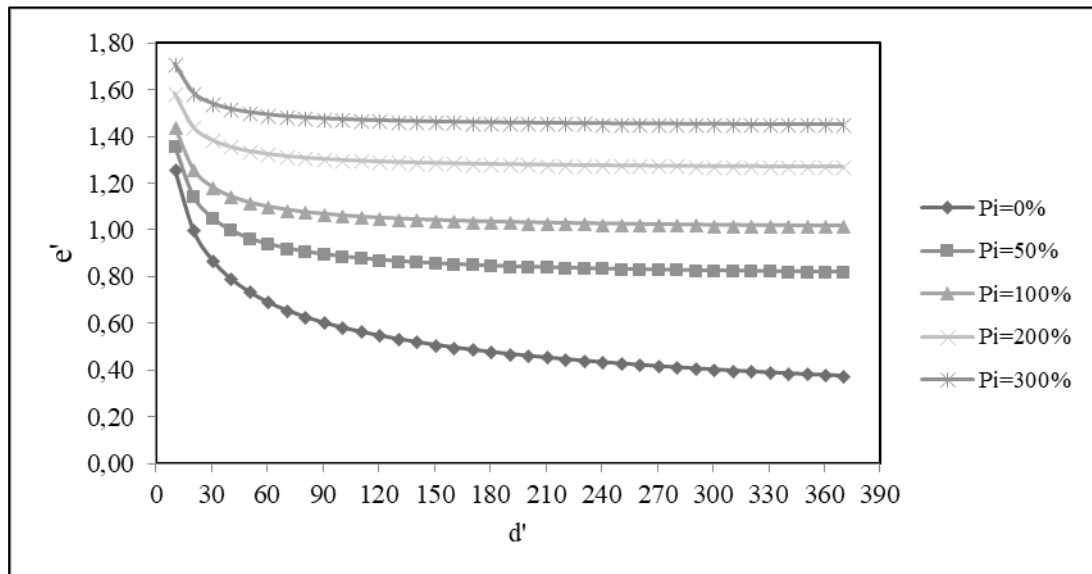


Figura 44 – Variação dos parâmetros e' e d' com o aumento da perda de massa por imersão

Avaliando as curvas da Figura 44, pode-se verificar que, quanto maior a perda de massa por imersão menor é a influência do parâmetro d' no valor de e' . Sendo d' um parâmetro relacionado ao processo de formação e intemperização (maior o d' , mais intemperizado é o solo), tem-se que, para os solos nos quais as partículas de argilas se encontram aglomeradas por fortes ligações e geralmente envoltas por oxi hidróxidos de ferro e alumínio os valores de d' e P_i são elevados ($d' > 20$ e $P_i > 100\%$). Verifica-se então, que o parâmetro e' para essas situações resultará em valores elevados quando calculado pela equação tradicional de Nogami e Villibor.

4.1.2 Resultados dos ensaios de compactação

Os teores de umidade ótimo e massa específica seca máxima (ρ_d) foram determinados pelo ensaio de compactação na Energia Intermediária, porém, não em cilindro Proctor, mas sim no molde 10 cm x 20 cm, próprio para a preparação dos CPs para os ensaios mecânicos. Esta opção tem sido prática corrente para aproximar a

condição entre os ensaios (compactação, MR e DP). Os resultados obtidos para os 12 solos de textura fina desta pesquisa estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima dos 12 solos finos desta pesquisa, na energia intermediária

<i>Cidade</i>	<i>Solo</i>	ρ_d (g/cm ³)	<i>w_{ót}</i> (%)
Nova Mutum	Mont Serrat NM	1,909	7,75
Lucas do Rio Verde	Buritis	1,505	25,13
Sorriso	Parque dos Poderes	1,557	23,42
	Mont Serrat SR	1,658	19,85
Sinop	Supermassa	1,599	20,60
	Villa Verde	1,550	23,20
	Terra Rica	1,625	20,50
	Curitiba	1,565	22,50
	Aquarela das Artes	1,534	22,50
	Panambi	1,434	28,70
Alta Floresta	Belvedere	1,543	23,45
	Almeida Prado	1,571	20,33

Para visualizar a relação entre a porcentagem de argila obtida com defloculante e a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótimo, traçaram-se os gráficos apresentados na Figura 45.

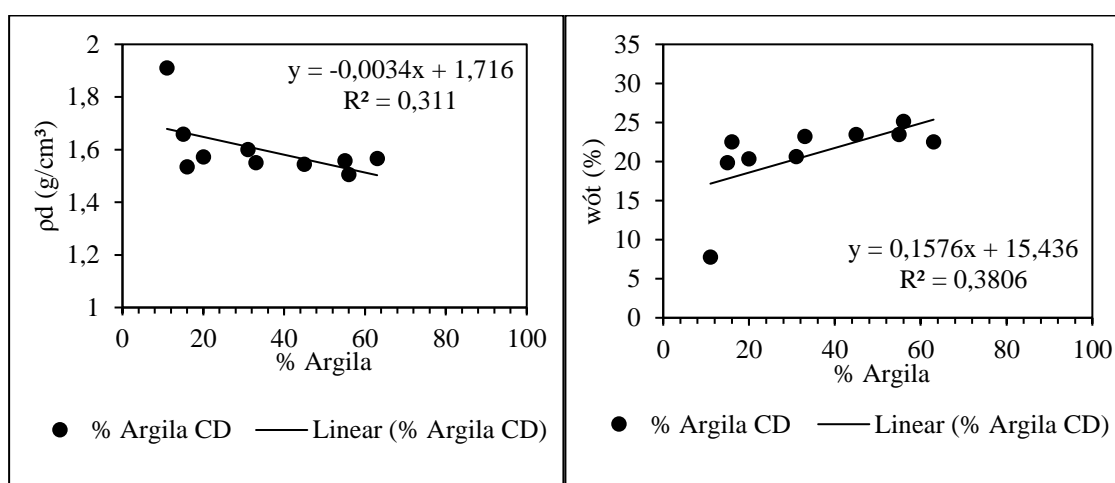


Figura 45 – Relação entre % Argila, teor de umidade e massa específica seca máxima

Observa-se na Figura 45 uma leve tendência de correlação entre a porcentagem de argila, o teor de umidade ótimo e o peso específico seco máximo. Para as 12 amostras de solos de textura fina deste estudo quanto maior a porcentagem de argila maior foi o teor de umidade ótimo e menor a massa específica seca máxima.

A determinação da umidade ótima dos materiais se deu pela análise das curvas

de compactação, apresentadas na Figura 46, e é notável em alguns solos que a abertura da concavidade da curva é pequena, como observado no solo Supermassa.

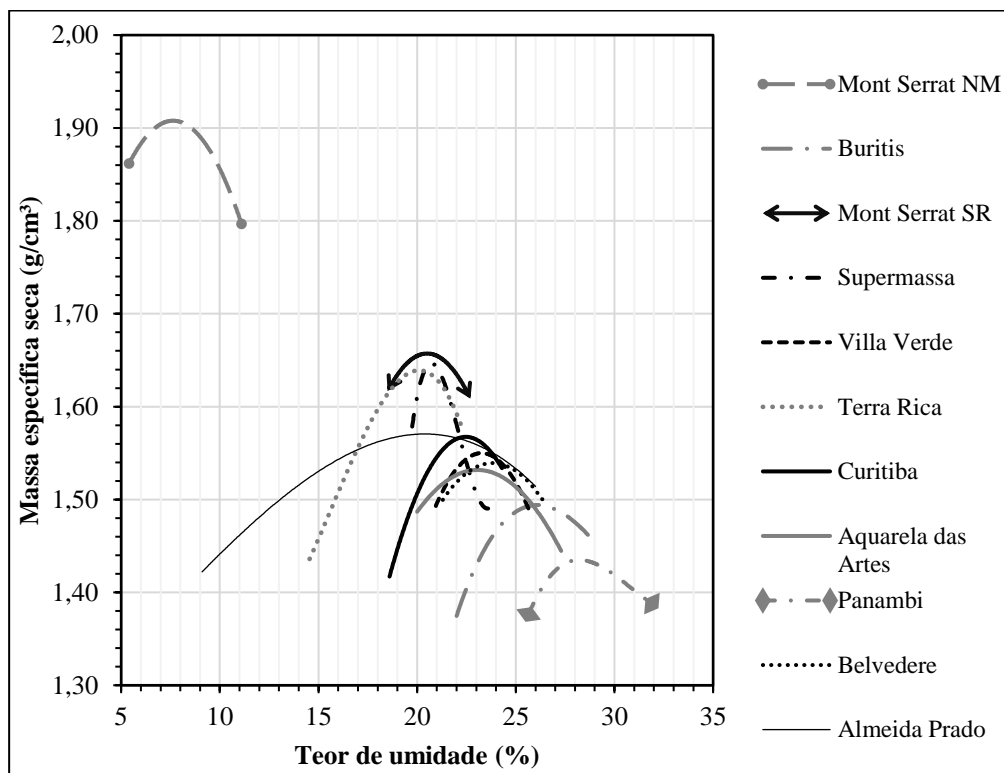


Figura 46 - Curvas de compactação dos 12 solos de textura fina estudados

Os solos com curvas de compactação fechadas tornam-se complicados para trabalhos em campo, pois a variação de umidade do ramo seco para o ramo úmido é pequena, no caso do solo Supermassa, por exemplo, esta variação é de aproximadamente 1,0%.

Ademais os solos de textura fina apresentaram forte ligação com o molde tripartido e até mesmo com o soquete de compactação. A situação mais extrema foi observada no solo Panambi no qual todo o solo depositado no molde para a compactação da primeira camada ficou aderido ao soquete, como mostra a Figura 47.

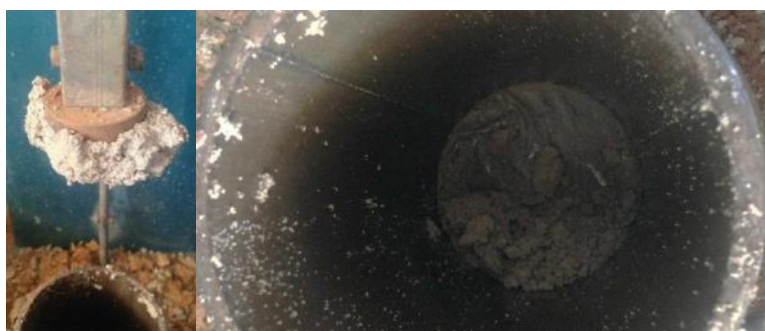


Figura 47 - Aderência do solo Panambi e o soquete (esquerda) e quantidade de solo restante no molde (direita).

Para contornar esta situação aplicou-se uma fina camada de vaselina na base do soquete para a redução da aderência. Apesar desta forte união entre solo e o soquete ser apreciada apenas no solo Panambi, os demais solos de textura fina apresentaram aderência ao molde tripartido, dificultando a desmoldagem e até mesmo eventualmente comprometendo o corpo de prova caso este fosse ensaiado. Com isto testou-se untar o molde com vaselina ou óleo de cozinha, para alguns solos o óleo de cozinha mostrou-se mais eficiente e em outros a vaselina. É importante ressaltar que esta dificuldade foi apenas para os solos de textura fina, as lateritas não necessitaram de nenhum tipo de produto para a desmoldagem.

Esta ligação entre solos e molde pode ser um indicativo de dificuldades nos serviços em campo de homogeneização com trator com grades e de compactação com rolos do tipo pé de carneiro, visto que o solo poderia aderir facilmente nestes equipamentos. Em regiões de ocorrência desse solo há relatos de dificuldades na compactação e tratamento do subleito, sendo usual das empresas executoras misturar este solo com outros solos arenosos ou, se o projeto geométrico permitir, aterrar o local de ocorrência destes solos.

4.1.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência dos 12 solos de textura fina

Os resultados de módulo de resiliência para os 12 solos de textura fina foram tratados e realizada a regressão não linear para determinação dos parâmetros do modelo composto. A Tabela 22 apresenta os parâmetros obtidos, para cada um dos 12 solos estudados.

Tabela 22 – Parâmetros da regressão do modelo composto a partir dos ensaios de MR para os 12 solos de textura fina deste estudo

<i>Cidade</i>	<i>Solo</i>	<i>k₁</i>	<i>k₂</i>	<i>k₃</i>	<i>R²</i>
Nova Mutum	Mont Serrat NM	975,26	0,44	<u>-0,05</u>	0,53
Lucas do Rio Verde	Buritis	248,88	0,32	-0,54	0,43
Sorriso	Parque dos Poderes	149,40	0,30	-0,58	0,52
	Mont Serrat SR	315,45	0,32	-0,43	0,5
	Supermassa	207,60	<u>0,15</u>	-0,40	0,47
Sinop	Villa Verde	289,00	<u>0,18</u>	-0,32	0,26
	Terra Rica	309,97	0,34	-0,46	0,68
	Curitiba	147,52	<u>0,19</u>	-0,56	0,63
	Aquarela das Artes	370,71	0,30	-0,46	0,56
	Panambi	123,74	0,36	-0,66	0,63
	Belvedere	283,04	0,28	-0,49	0,63

Alta Floresta	Almeida Prado	44,04	<u>0,01</u>	-0,52	0,37
---------------	---------------	-------	-------------	-------	------

Nota: Valores sublinhados representam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Verifica-se pela regressão, valores de R^2 baixos, comparando com os resultados da literatura tais como Macêdo (1996). Verificando os valores de módulo de resiliência em função das tensões desvio e confinante, pode-se observar uma tendência a valores constantes de MR, sendo que os gráficos dos ensaios estão apresentados no Anexo D. Esta característica também foi observada quando se realizou a regressão dos resultados dos ensaios de MR realizados por Santos (1998), em solos Mato-grossenses, visando obter os coeficientes do modelo composto. Os resultados das regressões dos solos de Santos (1998) para o modelo composto estão apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 - Parâmetros da regressão do modelo composto a partir dos ensaios de MR para os solos de Santos (1998)

<i>Trecho</i>	<i>Camada</i>	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>R²</i>
E-100	B	385,77	<u>0,25</u>	-0,46	0,52
	SB	381,75	<u>0,21</u>	<u>-0,08</u>	0,14
	SL	757,07	0,43	<u>-0,11</u>	0,71
E-200	B	481,21	0,19	<u>0,06</u>	0,65
	SB	1106,24	0,34	<u>0,05</u>	0,84
	SL	659,81	0,31	-0,19	0,48
E-300	B	867,88	0,35	<u>-0,06</u>	0,61
	SB	586,69	0,26	-0,24	0,46
	SL	376,05	<u>0,24</u>	-0,40	0,42
E-400	B	1039,73	0,36	-0,20	0,49
	SB	1090,69	0,34	<u>0,06</u>	0,83
	SL	1215,96	0,54	<u>-0,15</u>	0,52
E-500	B	846,46	0,32	-0,34	0,49
	SB	849,02	0,34	<u>-0,10</u>	0,68
	SL	743,13	0,40	-0,16	0,73
E-600	B	579,21	0,23	-0,28	0,41
	SB	870,70	0,37	-0,21	0,62
	SL	817,80	0,28	<u>0,06</u>	0,64
E-700	B	763,27	0,31	<u>-0,13</u>	0,52
	SB	1140,68	0,37	<u>-0,04</u>	0,44
	SL	529,39	0,23	-0,18	0,64
E-800	B	1037,81	0,28	-0,13	0,65
	SB	941,11	0,29	-0,15	0,71
	SL	283,68	<u>0,02</u>	-0,31	0,71

Nota: 1 Valores sublinhados representam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%. 2 – Regressão realizada com apenas 1 ensaio por amostra.

Com intuito de estudar a relação entre os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 do modelo composto com os parâmetros físicos do solo foi realizada uma matriz de correlação entre os parâmetros e as propriedades: Massa específica seca máxima (MEAS), teor de umidade

ótimo (Wot), porcentagem de argila com defloculante (Arg. CD) e a porcentagem de argila sem defloculante (Arg. SD). A matriz de correlação está apresentada na Tabela 24

Tabela 24 – Matriz de correlação dos parâmetros do MR e parâmetros físicos dos 12 solos finos deste estudo

	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>MEAS</i>	<i>Wot</i>	<i>Arg CD</i>
<i>k1</i>	1,00					
<i>k2</i>	0,74	1,00				
<i>k3</i>	0,89	0,42	1,00			
<i>MEAS</i>	0,86	0,49	0,86	1,00		
<i>Wot</i>	-0,85	-0,39	-0,86	-0,98	1,00	
<i>Arg CD</i>	-0,50	-0,08	-0,63	-0,56	0,62	1,00

Nota: MEAS – Massa específica seca máxima do ensaio de compactação Proctor; Wot – teor de umidade ótimo; Arg. CD – Fração Argila com defloculante. Valores destacados apresentam correlações maiores que 0,5.

Destacaram-se na Tabela 24 os parâmetros que apresentaram melhor correlação. Verifica-se, que o parâmetro k_1 se correlaciona com todos os parâmetros analisados: k_2 , k_3 , massa específica seca máxima, teor de umidade ótimo e fração argila com defloculante. O parâmetro k_2 , não apresentou forte correlação com nenhuma das características, indicando que para os solos deste estudo a tensão confinante pouco interfere nos valores de módulo. O parâmetro k_3 correlaciona-se bem com: o parâmetro k_1 , com a massa específica seca máxima, teor de umidade ótimo e fração argila com defloculante.

Os parâmetros k_1 e k_3 se correlacionaram bem, com intensidade negativa, com o teor de umidade ótimo e fração argila com defloculante. O parâmetro k_2 apesar de não apresentar forte correlação com os parâmetros teor de umidade ótimo e fração de argila com defloculante, também apresentou intensidade negativa, indicando que quanto maior for as porcentagens de argila e teor de umidade ótimo, menor será o módulo de resiliência para os solos desta pesquisa.

Nogami e Villibor (2000) indicam que solos de comportamento laterítico são solos mais adequados para fins rodoviários quando comparados com solos de comportamento não lateríticos. Para analisar o comportamento dos coeficientes de correlação do modelo composto em função dos parâmetros e' , d' , P_i e c' da metodologia MCT foi elaborada a Tabela 25, que indica os coeficientes de correlação destes parâmetros para os 12 solos de textura fina deste estudo.

A mesma análise foi realizada com o banco de dados com 178 solos, disponível

em Marangon (2004). Os resultados da matriz de correlação estão apresentados na Tabela 26.

Tabela 25 – Matriz de correlação dos parâmetros MCT e MR para os 12 solos finos deste estudo

	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>c'</i>	<i>d'</i>	<i>Pi (%)</i>	<i>e'</i>
<i>k1</i>	1,00						
<i>k2</i>	0,62	1,00					
<i>k3</i>	0,88	0,25	1,00				
<i>c'</i>	-0,68	-0,01	-0,81	1,00			
<i>d'</i>	-0,20	0,02	-0,35	0,39	1,00		
<i>Pi (%)</i>	0,43	-0,24	0,64	-0,76	-0,47	1,00	
<i>e'</i>	0,59	-0,04	0,74	-0,77	-0,60	0,96	1,00

Tabela 26 – Matriz correlação dos parâmetros MCT e MR com os 178 solos disponíveis no banco de dados de Marangon (2004)

	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>c`</i>	<i>d`</i>	<i>Pi</i>	<i>e`</i>
<i>K1</i>	1,00						
<i>K2</i>	0,60	1,00					
<i>K3</i>	0,77	0,33	1,00				
<i>c`</i>	-0,60	-0,55	-0,50	1,00			
<i>d`</i>	0,31	0,25	0,09	-0,09	1,00		
<i>Pi</i>	0,26	0,27	0,20	-0,57	-0,02	1,00	
<i>e`</i>	0,19	0,25	0,15	-0,53	-0,19	0,96	1,00

Verifica-se, comparando as duas matrizes, que existem diferenças entre os coeficientes. Pela comparação observa-se que o parâmetro do modelo composto que obteve a maior variação foi o k_2 , sendo este o parâmetro relacionado à tensão confinante no modelo composto.

Comparando os parâmetros do modelo composto obtidos nesta pesquisa com os valores apresentados na Tabela 6 no Capítulo 2 tem-se que, para os solos LG', os coeficientes médios são semelhantes aos encontrados na literatura, entretanto para os solos NG' e NS' estes valores são distantes das médias obtidas por outros autores. Estas variações podem ser observadas na Tabela 27.

Os coeficientes que apresentaram médias mais distantes dos valores da literatura foi o solo NS'. Este comportamento pode ser justificado pela não uniformidade da curva granulométrica deste solo, que foi um dos fatores que o fez ser classificado como NS'. Os solos NS' consultados na literatura são solos que apresentam silte em sua

composição, conferindo-lhes um comportamento diferente do solo NS' desta pesquisa, que tem a predominância de areia fina.

Tabela 27 – Valores médios dos parâmetros de MR para esta pesquisa comparados com a média da literatura

<i>Solos</i>	<i>Média</i>	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>R²</i>
NG'	Este estudo	183	0,20	-0,49	0,40
	Literatura	433	0,14	-0,41	0,93
LG'	Este estudo	251	0,28	-0,49	0,59
	Literatura	277	0,13	-0,46	0,95
NS'	Este estudo	975	0,44	-0,05	0,53
	Literatura	183	0,17	-0,42	0,88

4.1.4 Resultados dos ensaios de deformação permanente dos 12 solos de textura fina desta pesquisa

Os resultados da regressão não linear do modelo proposto por Guimarães (2009), para os 12 solos estudados, estão apresentados na Tabela 28. O modelo apresentou valores de R² elevados para todos os solos desta pesquisa.

Tabela 28 – Parâmetros do modelo de deformação permanente proposto por Guimarães (2009) para os 12 solos de textura fina desta pesquisa

<i>Cidade</i>	<i>Solo</i>	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	<i>R²</i>
<i>Nova Mutum</i>	<i>Mont Serrat NM</i>	0,11	-1,15	2,15	0,06	0,99
<i>Lucas do Rio Verde</i>	<i>Buritis</i>	0,13	1,07	1,21	0,05	0,98
<i>Sorriso</i>	<i>Parque dos Poderes</i>	0,17	0,37	1,64	0,08	0,98
	<i>Mont Serrat SR</i>	0,14	0,54	0,94	0,05	0,93
<i>Sinop</i>	<i>Supermassa</i>	0,18	-0,57	2,13	0,02	0,92
	<i>Villa Verde</i>	0,05	-0,27	2,05	0,05	0,93
	<i>Terra Rica</i>	0,18	-0,60	1,72	0,04	0,98
	<i>Curitiba</i>	0,11	<u>0,05</u>	1,76	0,05	0,97
<i>Alta Floresta</i>	<i>Aquarela das Artes</i>	0,08	-0,22	1,90	0,04	0,95
	<i>Panambi</i>	0,21	0,45	1,93	0,04	0,99
	<i>Belvedere</i>	0,18	<u>0,00</u>	1,40	0,05	0,96
<i>Alta Floresta</i>	<i>Almeida Prado</i>	0,25	0,35	0,87	0,04	1,00

Nota: Valores sublinhados representam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Na Tabela 28 verifica-se que o parâmetro Ψ_3 foi o que apresentou maiores valores, indicando que a tensão desviadora contribui mais significativamente na deformação permanente específica dos solos finos desta pesquisa.

Nota-se, nos parâmetros de regressão em alguns solos, a parcela que corresponde a tensão confinante (ψ_2) não é estatisticamente significativa, valores sublinhados. Para solos granulares e britas esta parcela é importante, visto que estes materiais apresentam baixa ou nenhuma coesão, entretanto, para solos argilosos esta coesão existe fazendo com que a tensão confinante não seja um fator tão relevante quanto nas britas, por exemplo (MEDINA e MOTTA, 2015).

Para verificar a influência do teor de argila nos parâmetros da regressão do modelo de deformação permanente elaborou-se a matriz de correlação apresentada na Tabela 29.

Tabela 29 – Matriz de correlação dos parâmetros de deformação permanente, MEAS, wót e fração argila com defloculante

	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	MEAS	Wót	Arg. CD
ψ_1	1,00						
ψ_2	0,19	1,00					
ψ_3	-0,29	-0,63	1,00				
ψ_4	-0,35	0,08	-0,01	1,00			
MEAS	-0,23	-0,68	0,26	0,22	1,00		
Wót	0,19	0,70	-0,20	-0,16	-0,98	1,00	
Arg. CD	0,03	0,37	0,24	0,21	-0,57	0,63	1,00

Verifica-se que há uma boa correlação entre os parâmetros ψ_2 , MEAS e wót. Para os demais parâmetros não se obteve correlações significativas.

De acordo com Nogami e Villibor (2000), solos de comportamento laterítico apresentam melhor desempenho como materiais de pavimentação do que os não lateríticos. Para verificar a correlação entre os parâmetros de regressão do modelo de deformação permanente e os índices da classificação MCT foi elaborada a matriz de correlação apresentada na Tabela 30.

Tabela 30 – Matriz de correlação entre os parâmetros MCT e da deformação permanente

	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	c'	d'	Pi (%)	e'
ψ_1	1,00							
ψ_2	0,22	1,00						
ψ_3	-0,42	-0,70	1,00					
ψ_4	-0,30	0,09	-0,02	1,00				
c'	0,00	0,71	-0,21	-0,05	1,00			
d'	-0,03	-0,01	0,15	-0,26	0,39	1,00		
Pi (%)	-0,06	-0,35	0,00	0,22	-0,76	-0,47	1,00	
e'	-0,19	-0,37	0,06	0,31	-0,77	-0,60	0,96	1,00

Destacaram-se na Tabela 30 os valores que apresentaram melhores correlações. Os parâmetros da classificação MCT se correlacionam bem entre si. E os parâmetros ψ_2 e ψ_3 de deformação permanente se correlacionam com intensidade forte e negativa.

Verifica-se pela correlação que o coeficiente c' da classificação MCT e o parâmetro ψ_2 apresentam boa correlação. O coeficiente c' está relacionado a granulometria do solo e o ψ_2 está atrelado à tensão confinante. Portanto, para os solos deste estudo o parâmetro ψ_2 está indiretamente relacionado com a granulometria dos solos pesquisados.

Nota-se, que o parâmetro c' se correlaciona com intensidade positiva com os parâmetros ψ_1 e ψ_2 enquanto os demais parâmetros, d' , P_i e e' se correlacionam com intensidade negativa. Com o parâmetro w_3 a intensidade da correlação de c' é negativa e dos demais parâmetros é positiva.

Os parâmetros ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4 dos solos de textura fina desta pesquisa foram comparados com a média dos valores dos parâmetros obtidos pelos estudos de Guimarães (2009), Zago (2016) e Norback (2018), apresentados no Capítulo 2. Estes valores estão exibidos na Tabela 31.

Tabela 31 – Valores dos parâmetros de regressão do modelo de deformação permanente com relação à média de valores encontrados na literatura

<i>Solos</i>	<i>Média</i>	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
NG'	Este estudo	0,15	0,38	1,44	0,05	0,97
	Literatura	0,39	0,84	0,54	0,06	0,81
LG'	Este estudo	0,15	-0,05	1,68	0,04	0,96
	Literatura	0,48	-0,22	1,10	0,05	0,93
NS'	Este estudo	0,11	-1,15	2,15	0,06	0,99
	Literatura	0,24	0,42	1,31	0,07	0,95

Fonte: Adaptado de Guimarães (2009), Zago (2016) e Norback (2018).

A deformação permanente total dos 12 solos de textura fina variaram de acordo com os estados de tensões. Verificou-se a influência das tensões desvio e confinante na deformação permanente total. Com relação à tensão confinante, não se pode esperar um comportamento típico para os solos estudados, e observa-se, pela Figura 48, que a variação desta tensão não segue uma tendência de comportamento. Este comportamento também foi verificado por Zago (2016).

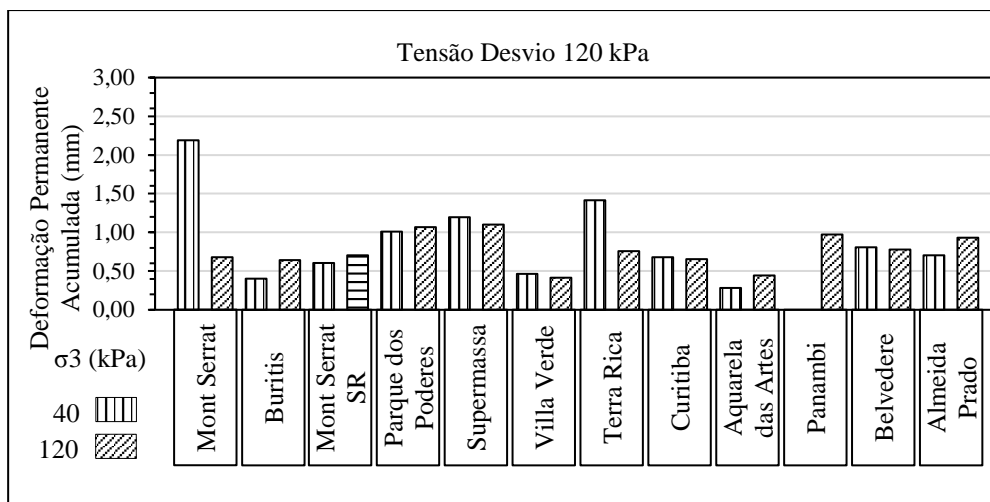


Figura 48 – Deformação permanente total com variação da tensão confinante para os 12 solos de textura fina desta pesquisa

Para a tensão desvio, averiguou-se que o aumento desta, resultou em um acréscimo da deformação permanente e quanto maior a relação entre tensão desvio e tensão confinante mais significativa é a diferença, e este comportamento pode ser observado pela Figura 49.

Os ensaios de deformação permanente dos solos de textura fina indicaram um crescimento acelerado na deformação nos primeiros ciclos de carga e posteriormente há o acomodamento. Observa-se este comportamento por meio dos gráficos de deformação permanente acumulada em função do número de ciclos de carga aplicado apresentados no Anexo E. Este comportamento também foi observado em solos estudados por Guimarães (2009), Zago (2016) e Norback (2018).

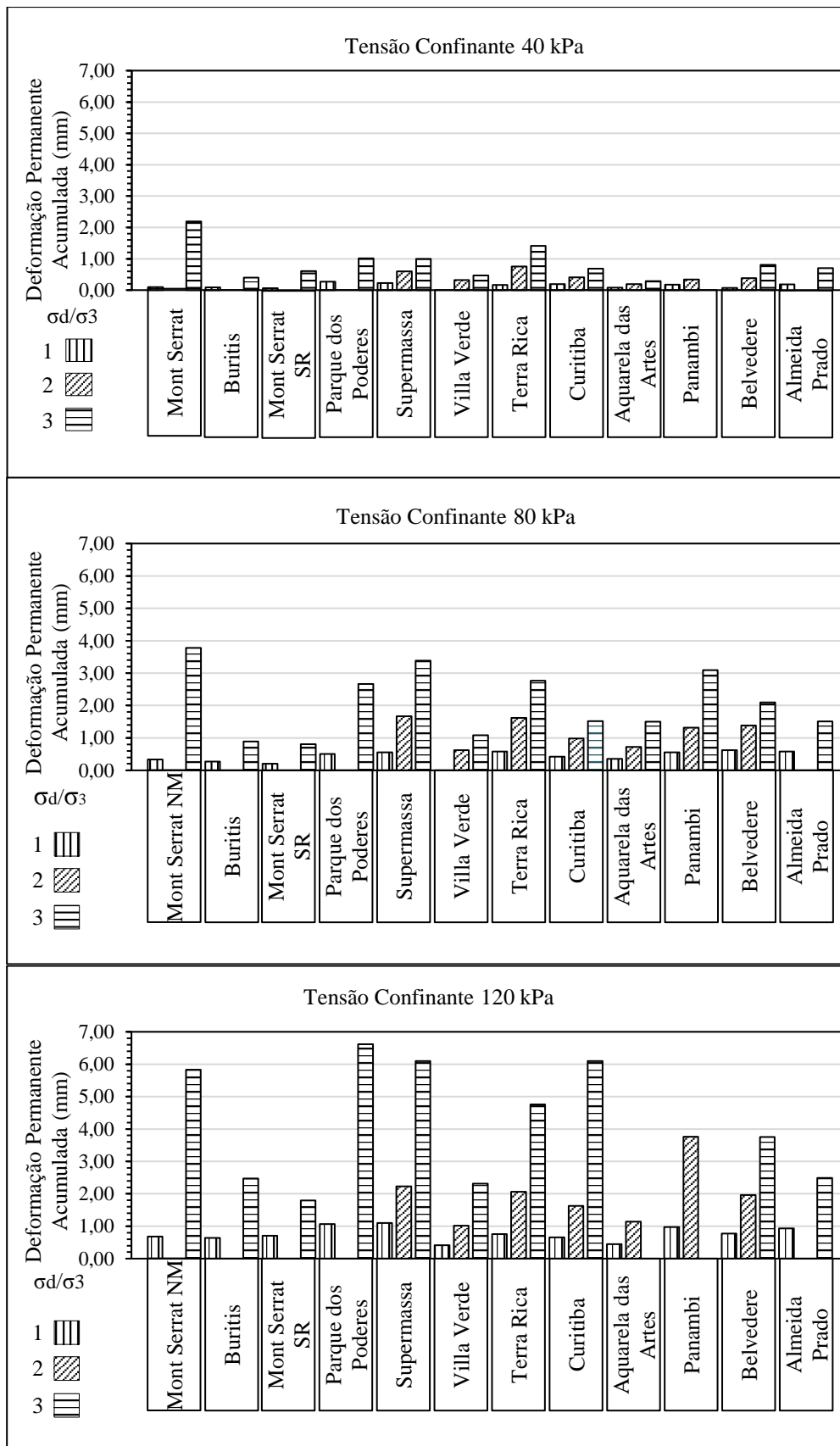


Figura 49 – Variação da deformação permanente total dos 12 solos finos desta pesquisa

Os 12 solos de textura fina deste estudo foram avaliados quanto ao acomodamento (*shakedown*). O acomodamento depende dos estados de tensões ao qual o solo está submetido. A avaliação deste comportamento para cada um dos pares de tensões estudados está apresentada na Tabela 32.

Tabela 32 – Avaliação dos 12 solos de textura fina desta pesquisa com relação ao acomodamento

<i>Solo</i>	σ_3/σ_d (kPa)								
	40/40	40/80	40/120	80/80	80/160	80/240	120/120	120/240	120/360
Mont Serrat NM	A	-	B	A	-	B	A	-	B
Buritis	A	-	A	A	-	A	A	-	AB
Parque dos Poderes	A	-	A	A	-	AB	A	-	AB
Mont Serrat SR	A	-	A	A	-	A	A	-	A
Supermassa	A	A	AB	A	A	AB	A	A	AB
Villa Verde	A	A	A	A	A	A	A	A	AB
Terra Rica	A	A	AB	A	AB	AB	A	AB	AB
Curitiba	A	A	A	A	A	A	A	A	AB
Aquarela das Artes	A	A	A	A	A	A	A	A	-
Panambi	A	A	-	A	A	AB	A	AB	-
Belvedere	A	A	AB	A	A	AB	A	A	AB
Almeida Prado	A	-	A	A	-	A	A	-	A

Nota: Por motivos diversos alguns ensaios foram descartados ou não foram realizados, estes estão indicados com traço (-).

Verifica-se que, a maioria dos solos deste estudo, apresentaram comportamento satisfatório como material de pavimentação com relação à deformação permanente. Para os 12 solos finos estudados há acomodamento plástico para as menores relações de tensões e com o aumento desta relação há uma mudança de comportamento, mas ainda assim há tendência ao acomodamento, exceto no solo Mont Serrat SR. Em todos os casos não houve tendência ao comportamento tipo C, de ruptura e as deformações permanentes totais para 150.000 ciclos foi sempre menor do que 7 mm nas maiores tensões. Portanto, não se espera que haja problemas de afundamento de trilha de rodas com o uso destes materiais, desde que as condições de umidade próximas da ótima se mantenham.

Não é comum observar em ruas e rodovias da região afundamentos de trilha de rodas excessivos, a Figura 50 mostra duas rodovias do estado, a MT 249 em Nova Mutum e a BR 163 na praça de pedágio entre as cidades de Sorriso e Sinop. Nota-se nestas duas imagens das rodovias que não há afundamentos de trilha de rodas significantes.



Figura 50 – Afundamentos de trilha de rodas pouco ou nada evidentes nas rodovias: Rodovia MT 249 em Nova Mutum (foto da esquerda) e BR 163 na praça de pedágio entre as cidades de Sorriso e Sinop.

4.2 *SOLOS GRANULARES*

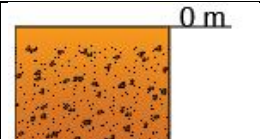
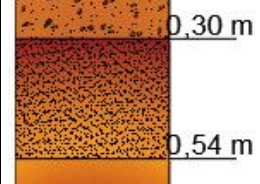



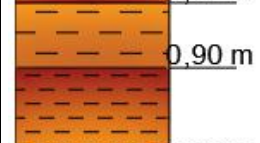

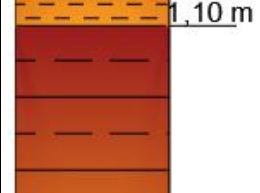

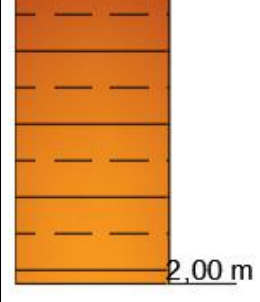
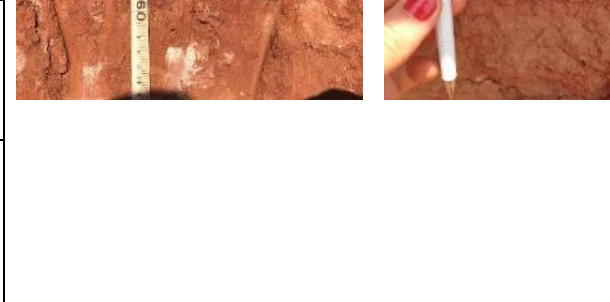

As jazidas de lateritas são amplamente utilizadas no Estado de Mato Grosso em obras de pavimentação. Estas jazidas são naturais e o material usado nas obras não passa por nenhum processo de transformação como: peneiramento, lavagem ou britagem. Nesta seção serão apresentados os resultados relacionados a este tipo de material estudado nesta pesquisa considerando 5 jazidas.

4.2.1 *Caracterização e classificação das lateritas*

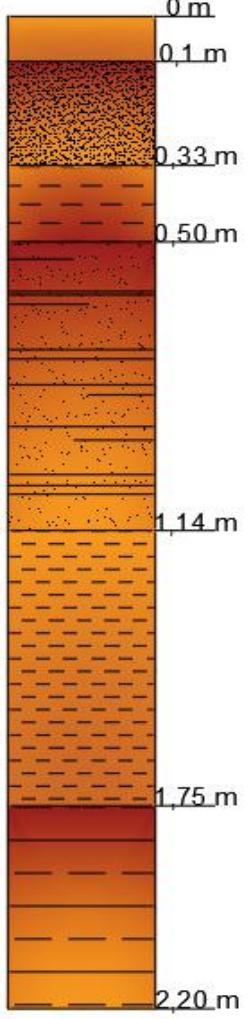
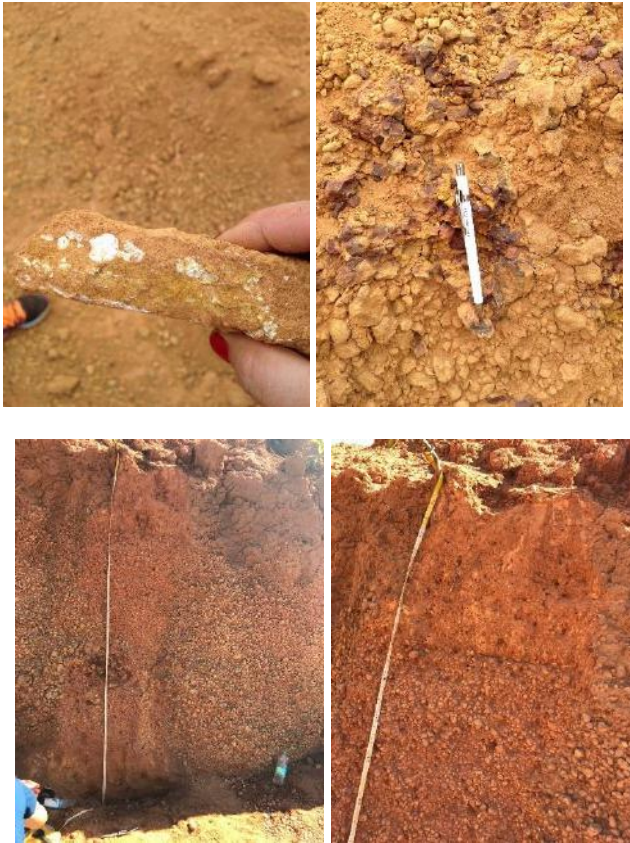
As lateritas desta pesquisa são denominadas: Laterita Mutum (amostra da jazida na cidade de Nova Mutum), Laterita Lucas (amostra da jazida na cidade de Lucas do Rio Verde), Laterita Sorriso (amostra da jazida na cidade de Sorriso), Laterita Sinop (amostra da jazida na cidade de Sinop) e Laterita Alta Floresta (amostra da jazida na cidade de Alta Floresta).

4.2.1.1 *Caracterização morfológica dos perfis de laterita*

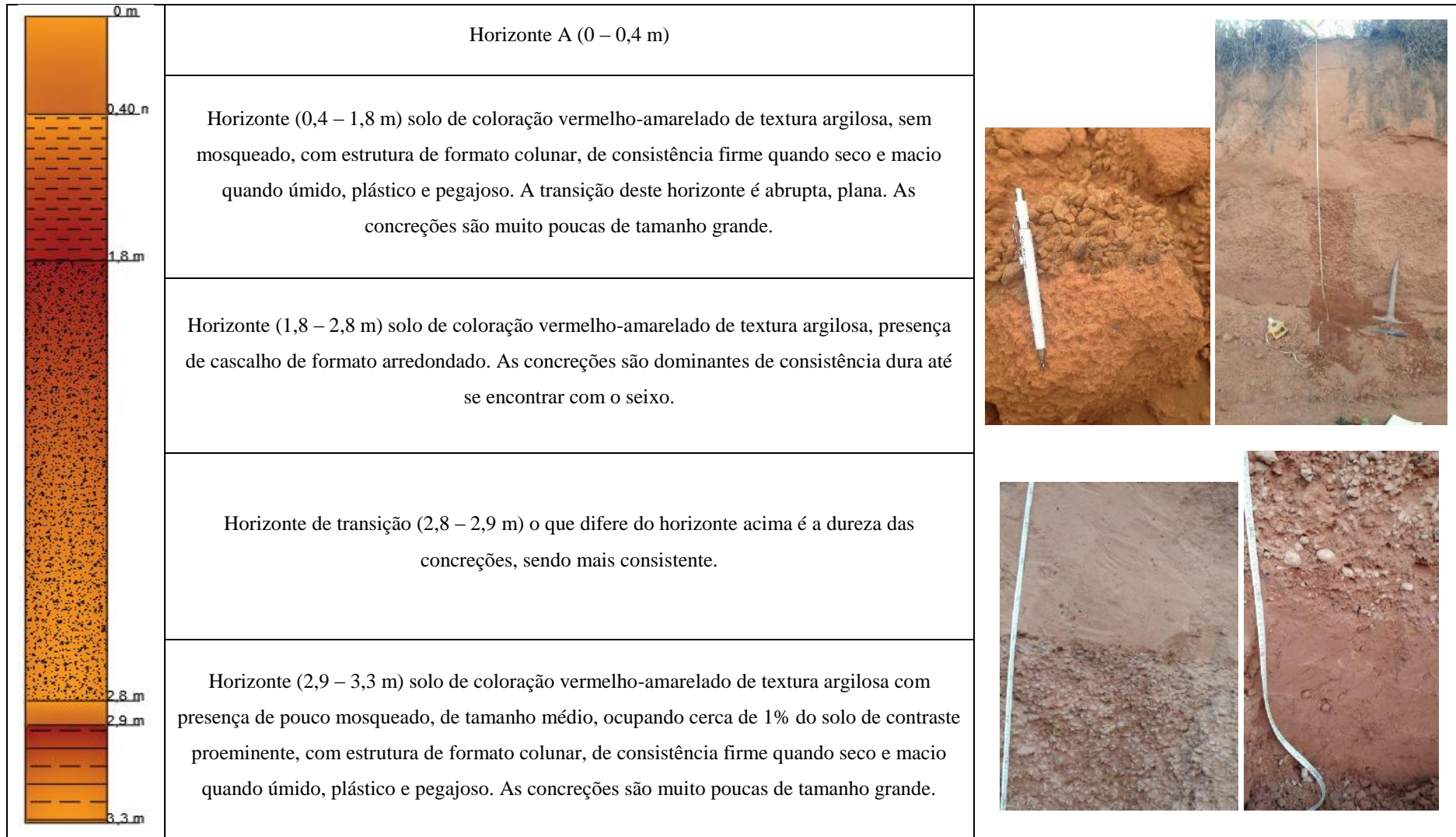
➤ Laterita Mutum

 <p>0 m</p>	<p>Horizonte dismantelado (0 – 0,3 m), muito cascalhento, com frações ligeiramente arestadas, presença de blocos subangulares (após 20 cm) em grumos muito grande. O solo apresenta uma coloração vermelha.</p>	
 <p>0,30 m</p>	<p>Horizonte (0,3 – 0,54 m) possui uma coloração avermelhada de textura argilosa com consistência ligeiramente dura quando seco e firme quando úmido, plástico e pegajoso com presença de pouco mosqueado amarelo-esbranquiçado, ocupando cerca de 1% do horizonte com manchas pequenas e com contraste proeminente.</p>	
 <p>0,54 m</p>	<p>Horizonte de transição (0,54 – 0,77m), possui uma coloração avermelhada de textura argilosa com consistência idêntica ao horizonte superior porem, com mosqueado comum, amarelo-esbranquiçado, ocupando cerca de 7% do horizonte com manchas de tamanho médio e com contraste proeminente.</p>	
 <p>0,77 m</p>	<p>Horizonte (0,77- 0,9 m) possui uma coloração bruno-avermelhado, com textura argilosa, com poros muito pequenos, consistência igual o horizonte superior, com presença de mosqueado comum, amarelo-esbranquiçado, de tamanho grande, ocupando cerca de 7% do solo de contraste proeminente. Possui presença de seixos com mais de 2 cm de tamanho.</p>	
 <p>0,90 m</p>	<p>Horizonte (0,9 – 1,1 m) possui uma coloração bruno-avermelhado, solo com textura muito argilosa, com presença de mosqueado abundante, amarelo-esbranquiçado, de tamanho grande, ocupando cerca de 35% do solo de contraste proeminente.</p>	
 <p>1,10 m</p>	<p>Horizonte (1,1 a 2,0) possui uma coloração bruno-avermelhado, solo com textura muito argilosa, com presença de mosqueado abundante, amarelo-esbranquiçado, de tamanho grande, ocupando cerca de 30% do solo de contraste proeminente.</p>	
 <p>2,00 m</p>		

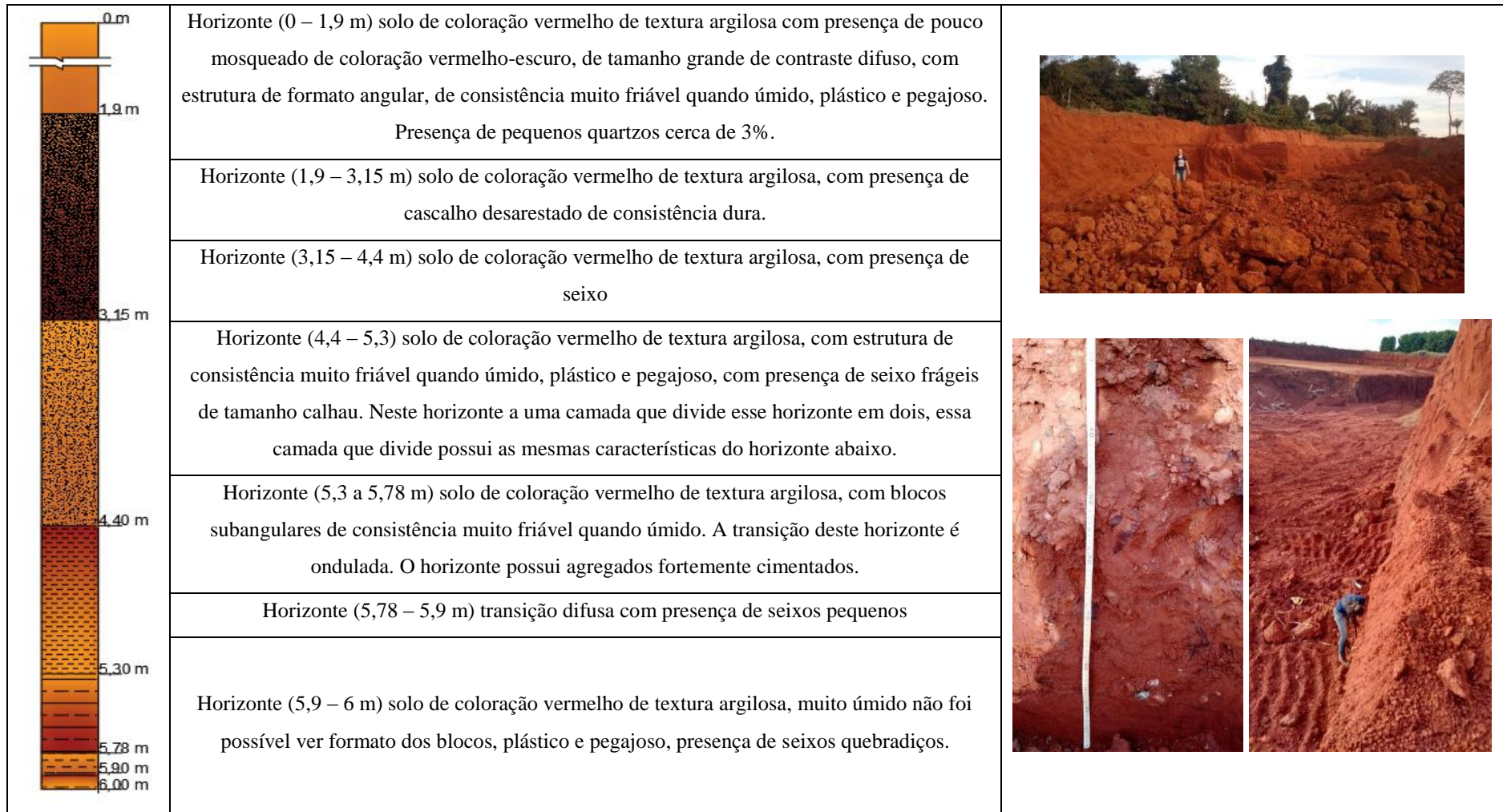
➤ Laterita Lucas

	<p>Horizonte A (0 – 0,1 m) superficial com matéria orgânica</p>	
	<p>Horizonte (0,1 – 0,33m) de coloração bruno-forte com textura argilosa, com presença de pouco mosqueado, de tamanho pequeno, ocupando cerca de 1% do solo de contraste distinto. Solo com consistência ligeiramente dura quando seco e firme quando úmido, plástico e pegajoso, com estrutura subangular de tamanho pequeno.</p>	
	<p>Horizonte (0,33 – 0,5 m) de coloração bruno-forte com textura argilosa, com mosqueado abundante, de tamanho médio, ocupando cerca de 25% do solo de contraste proeminente. Solo com consistência ligeiramente dura quando seco e firme quando úmido, plástico e pegajoso.</p>	
	<p>Horizonte (0,5 – 1,14 m) de coloração bruno-forte com textura argilosa. Solo com consistência solto quando seco e úmido, plástico e pegajoso. Presença de cascalho de formato arredondado, os nódulos são dominantes com tamanho grande (2 cm) duros, quanto a cimentação é extremamente cimentado.</p>	
	<p>Horizonte (1,14 – 1,75 m) de coloração bruno-forte com textura argilosa. Solo com consistência solto quando seco e úmido, plástico e pegajoso. Presença de calhau de formato desarestado, os nódulos são dominantes com tamanho grande (4 cm) duros, quanto a cimentação é extremamente cimentado.</p>	
	<p>Horizonte (1,75 – 2,2 m) de coloração bruno-forte com textura argilosa com presença de pouco mosqueado, de tamanho médio, ocupando cerca de 2% do solo de contraste proeminente. Solo com consistência ligeiramente duro quando seco e firme quando úmido, plástico e pegajoso</p>	

➤ Laterita Sorriso



➤ Laterita Sinop



4.2.1.2 Caracterização granulométrica, massa específica e absorção

As cinco lateritas deste estudo foram caracterizadas de acordo com normativas e procedimentos apresentados no Capítulo 3. A Figura 51 mostra aspecto geral das 5 amostras de lateritas utilizadas nesta pesquisa.



Figura 51 – Amostras das 5 lateritas utilizadas neste estudo

A granulometria das cinco lateritas foi determinada a partir dos ensaios com e sem o uso de defloculante. Em todas as 5 amostras o uso do defloculante evidencia a fração argila, que não aparece nas análises sem defloculante. Os resultados das granulometrias com e sem defloculante e a massa específica dos grãos estão apresentadas na Tabela 33.

Tabela 33 – Caracterização granulométrica e massa específica dos grãos das cinco lateritas desta pesquisa

Laterita	Ped. (%)	Areia (%)		Silte (%)		Argila (%)		ρ_s (g/cm ³)
		CD	SD	CD	SD	CD	SD	
Mutum	14	57	77	11	9	18	0	2,784
Lucas	78	11	21	2	1	9	0	2,785
Sorriso	38	43	57	7	5	12	0	2,716
Sinop	52	29	43	3	5	16	0	2,700
Alta Floresta	19	30	75	11	6	40	0	2,622

Nota: CD – Com flocculante; SD – Sem defloculante; ρ_s – massa específica dos grãos.

As partículas de argila nas 5 amostras de lateritas estudadas estão aglomeradas e o tamanho das partículas correspondem à fração areia. Assim como nos solos finos estudados nesta pesquisa, as lateritas apresentam microagregações de argilas possivelmente provocadas pela cimentação dos oxi-hidróxidos de ferro e alumínio.

As curvas granulométricas com o uso de defloculante são apresentadas na Figura 52. Observa-se que nas lateritas Lucas, Nova Mutum, Sorriso e Sinop há um patamar na curva granulométrica. Este patamar está delimitado pelas linhas verticais tracejadas. Este patamar é típico de muitas lateritas brasileiras e provém, provavelmente, das microagregações das argilas. Apesar dos coeficientes de não uniformidade apresentarem valores elevados, estes solos apresentam bom comportamento mecânico.

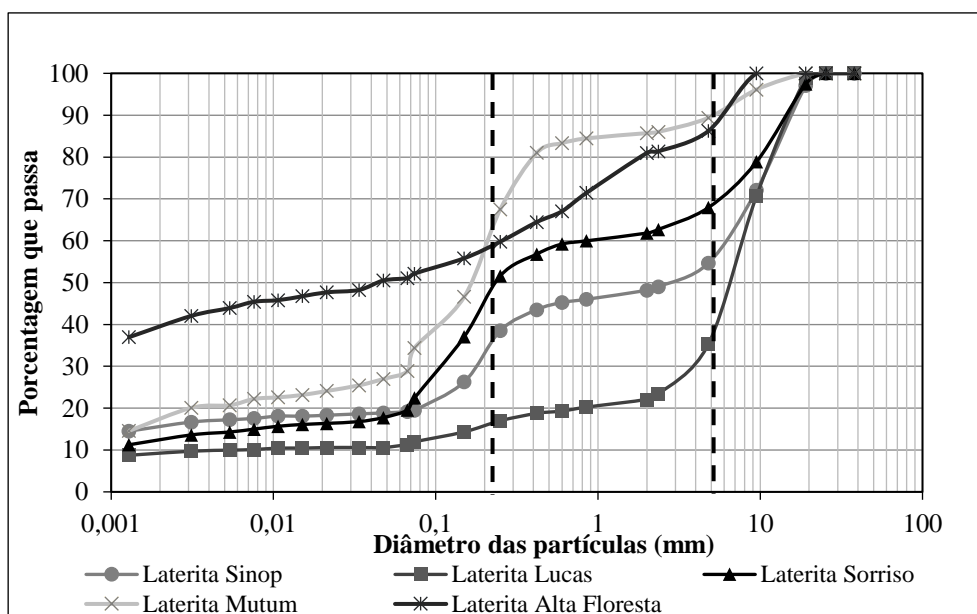


Figura 52 – Curvas granulométricas das cinco lateritas desta pesquisa

Lateritas do Acre e de Rondônia estudadas por Guimarães (2009) também apresentaram este patamar característico. As Figuras 54 e 55 mostram as curvas granulométricas das duas lateritas estudadas por Guimarães (2009) e a Figura 55 mostra as curvas granulométricas das lateritas do Mato Grosso estudadas por Santos (1998).

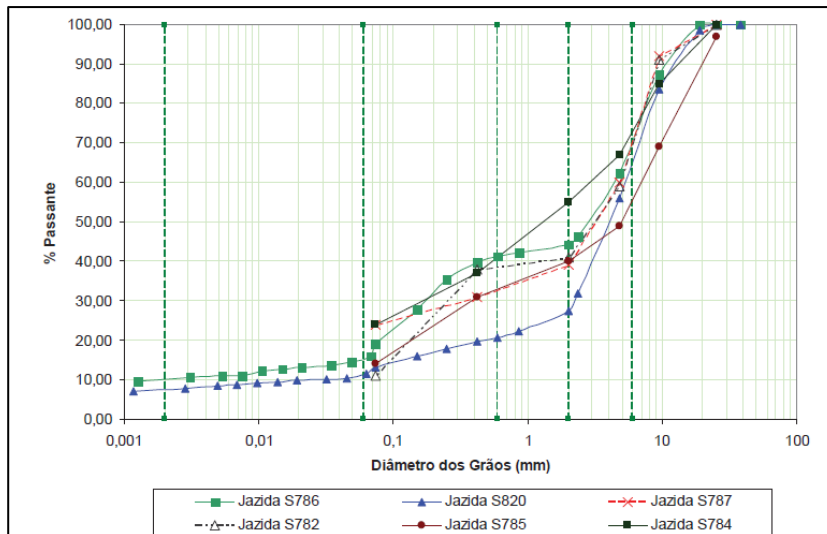


Figura 53 – Patamar característico das lateritas de Rondônia estudadas por Guimarães (2009)

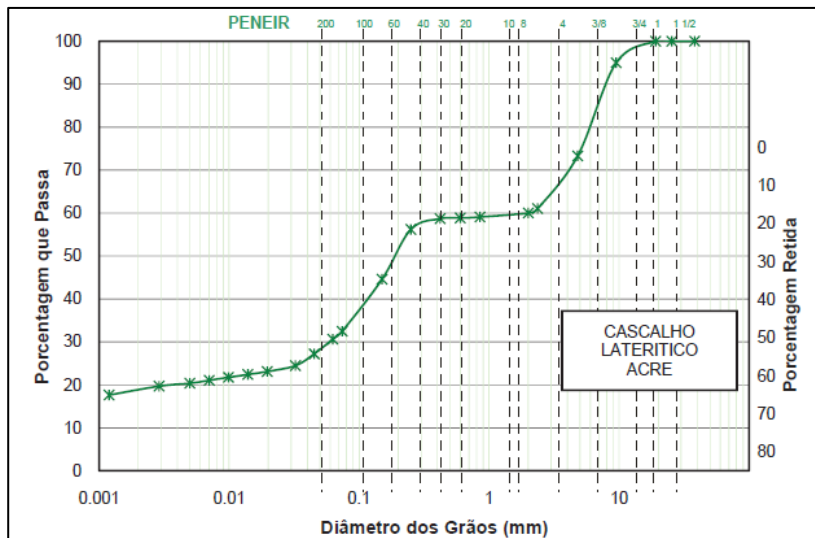


Figura 54 – Patamar característico de uma laterita do Estado do Acre estudada por Guimarães (2009)

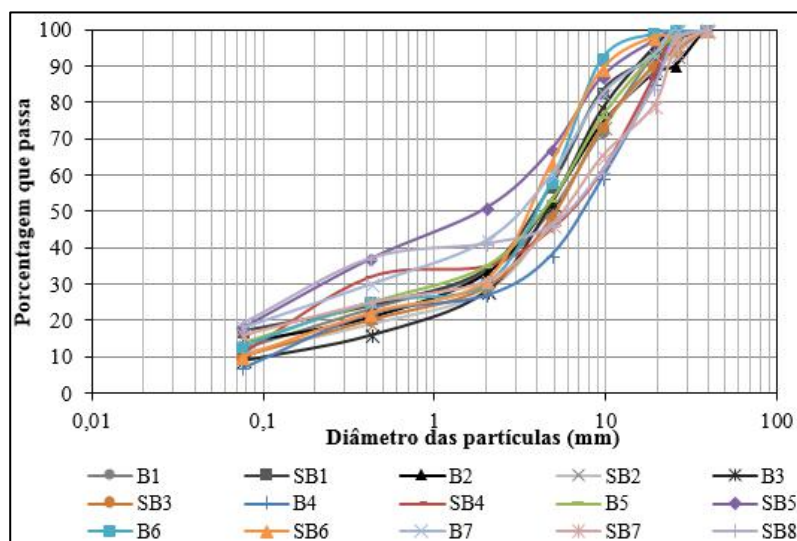


Figura 55 – Curvas granulométricas das lateritas estudadas por Santos (1998)

A granulometria das lateritas estudadas foram avaliadas de acordo com a normativa DNIT 098-2007. A normativa especifica limites das faixas granulométricas para estes materiais. A área que contempla os limites estipulados pela normativa está hachurada na Figura 56. Verifica-se que apenas as lateritas Lucas e Sinop se enquadrariam nas faixas especificadas pela norma.

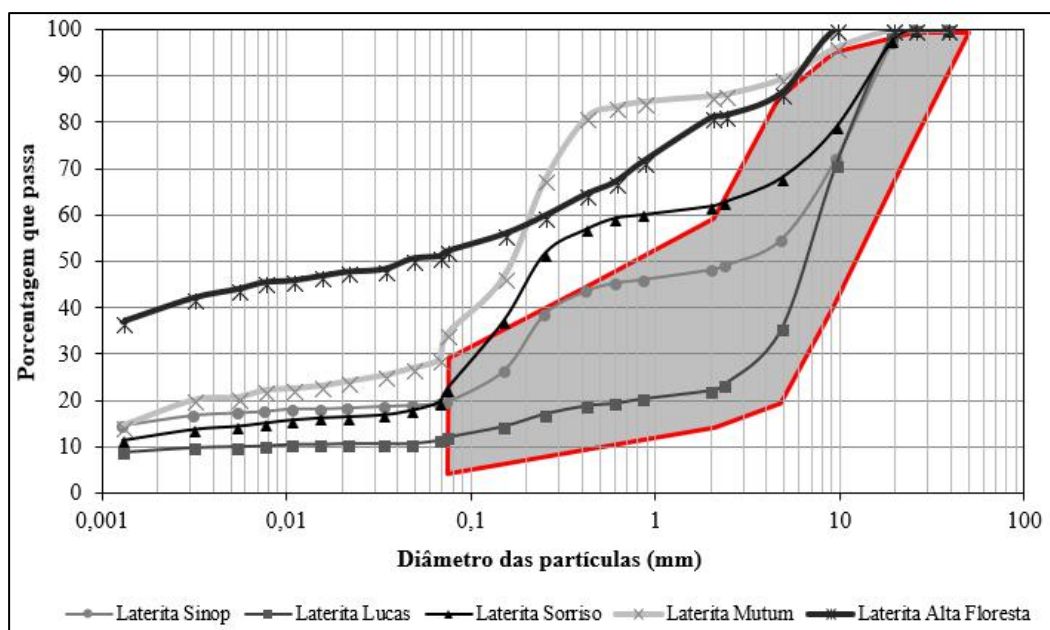


Figura 56 – Limites das faixas granulométricas da norma DNIT 098 – 2007 e as curvas granulométricas das lateritas deste estudo

A distribuição granulométrica das lateritas deste estudo foram classificadas como mal graduada e não uniforme, os valores de CNU foram elevados em todas as 5 amostras. Estes valores são compatíveis com o formato das curvas (presença do patamar típico).

Tabela 34 – Caracterização da distribuição granulométrica das lateritas desta pesquisa

<i>Laterita</i>	<i>CC</i>	<i>CNU</i>	<i>Distribuição</i>	
<i>Mutum</i>	19	155	Mal Graduada	Não uniforme
<i>Lucas</i>	148	1055	Mal Graduada	Não uniforme
<i>Sorriso</i>	9	660	Mal Graduada	Não uniforme
<i>Sinop</i>	4	4657	Mal Graduada	Não uniforme
<i>Alta Floresta</i>	0	194	Mal Graduada	Não uniforme

Os ensaios de absorção da fração granular das cinco lateritas deste estudo apresentaram valores elevados de porosidade aparente e absorção. Os valores para cada uma das amostras estão apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 – Valores do ensaio de absorção das cinco lateritas desta pesquisa

<i>Laterita</i>	<i>Absorção</i>	<i>Massa esp. aparente</i>	<i>Porosidade aparente</i>
Mutum	11,56%	2,015	23,28%
		2,002	23,14%
Lucas	5,45%	2,569	13,96%
		2,535	13,85%
Sorriso	9,14%	2,076	19,55%
		2,100	18,61%
Sinop	6,88%	2,083	14,08%
		2,051	14,36%
Alta Floresta	5,89%	2,489	14,75%
		2,484	14,54%

Os valores dos ensaios de absorção das lateritas é elevado quando comparados com outras rochas. Nota-se, que há uma variação significativa da absorção entre as amostras analisadas. A laterita Mutum apresentou a maior absorção e os menores valores de módulo de resiliência. Para verificar esta variação do módulo com relação à absorção plotou-se o gráfico de absorção versus parâmetro k1. Verifica-se na Figura 58 uma leve tendência de redução do parâmetro k1 com o aumento da absorção.

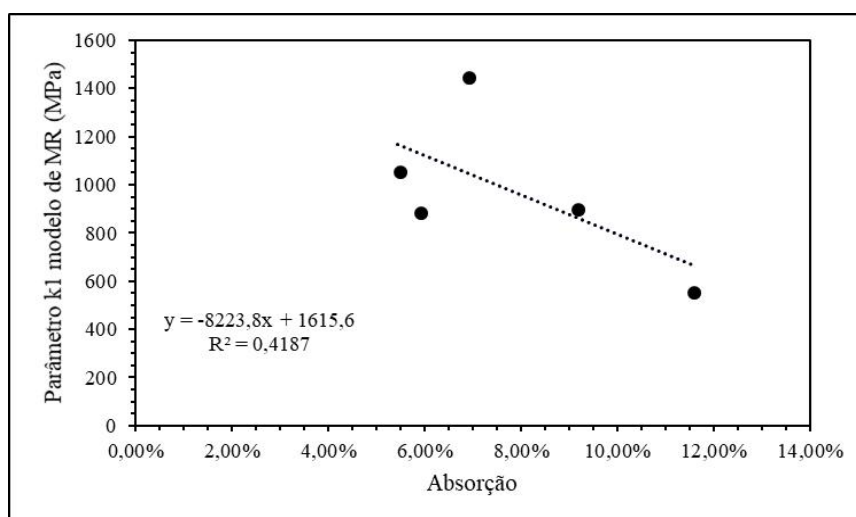


Figura 57 – Gráfico do parâmetro k1 com relação à absorção das lateritas estudadas.

Sugere-se mais estudos que envolvam a absorção das lateritas para verificar e validar este comportamento.

4.2.1.3 Resultados dos ensaios de difratometria de raios x.

Os resultados das análises da fração fina das lateritas por difração de raios x se assemelhou as análises dos solos de textura fina, com predominância de quartzo e argilominerais do tipo 1:1. Os relatórios dos ensaios estão apresentados no Anexo F.

4.2.1.4 Resultados dos ensaios de expansibilidade (LNEC)

As 5 amostras de laterita foram peneiradas na peneira de abertura 0,42 mm e, com a fração passante, realizaram-se os ensaios de expansibilidade. A fração retida nesta peneira foi descartada. Os resultados dos ensaios de expansão da fração fina das lateritas desta pesquisa estão apresentados na Tabela 36.

Tabela 36 – Resultados dos ensaios de expansibilidade LNEC das lateritas desta pesquisa

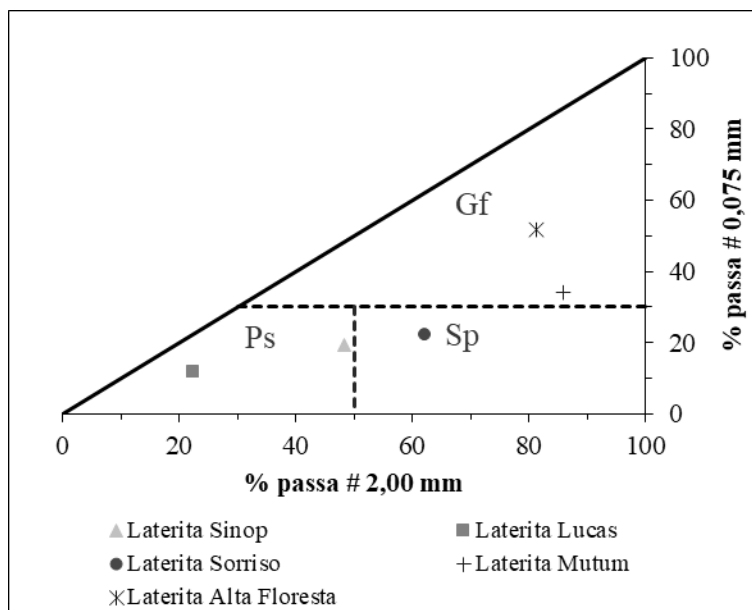
<i>Laterita</i>	<i>Expansão (LNEC)</i>
<i>Mutum</i>	1%
<i>Lucas</i>	-1%
<i>Sorriso</i>	0%
<i>Sinop</i>	0%
<i>Alta Floresta</i>	1%

Nenhuma das lateritas desta pesquisa apresentou expansão significativa, maior que 10%. Este resultado é esperado pois as lateritas são formadas por argilominerais do tipo 1:1 que não apresentam expansão.

A laterita Lucas apresentou valores negativos de expansão. As leituras do extensômetro apresentaram valores negativos durante a saturação da amostra nos primeiros 10 minutos do ensaio, após a saturação não houve mais variações nas leituras no período de 24 horas.

4.2.1.5 Classificação G-MCT

Para a classificação G-MCT das lateritas foi necessário caracterizar a parcela granular das amostras quanto à granulometria. A Figura 58 apresenta a localização das 5 amostras desta pesquisa no ábaco de classificação da fração granular das lateritas.



Nota: Ps- Pedregulho com solo; Sp – Solos com pedregulho; Gf – Granular fino

Figura 58 – Classificação da fração granular das lateritas deste estudo pela metodologia G-MCT

A classificação G-MCT apresenta indicadores de utilização do material como base, sub-base, reforço ou subleito de pavimentos. Este indicador varia de 1° a 6°, sendo o 1° a melhor classificação e 6° a pior. Com base nesta metodologia classificou-se as cinco lateritas desta pesquisa. Os resultados da classificação estão apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 – Classificação G-MCT das 5 lateritas deste estudo

<i>Laterita</i>	<i>c'</i>	<i>d'</i>	<i>Pi (%)</i>	<i>e'</i>	<i>Classificação MCT parcela passante #10</i>	<i>Classificação G-MCT</i>	<i>Utilização</i>	
							<i>Base e sub-base</i>	<i>Reforço ou subleito</i>
Mutum	1,53	62,5	28	0,84	LG'	Gf-LG'	6°	6°
Lucas	2,26	75,0	85	1,04	LG'	Ps-LG'	3°	3°
Sorriso	1,37	142,9	120	1,10	LA	Sp-LA	2°	1°
Sinop	2,02	26,7	98	1,20	NG'	Ps-NG'	5°	5°
Alta Floresta	2,51	38,0	25	0,92	LG'	Gf-LG'	6°	6°

Pelo parâmetro da classificação G-MCT a laterita que apresenta melhor comportamento para compor a estrutura de um pavimento é a Laterita Sorriso, seguida da Laterita Lucas, Laterita Sinop e por fim as lateritas de Alta Floresta e Nova Mutum.

Esta hierarquização é realizada de acordo com o comportamento da fração fina e de acordo com a granulometria, sendo considerando como melhores solos aqueles que tem comportamento laterítico, principalmente os arenosos, e os materiais com grãos maiores. Com este tipo de hierarquização, apenas com a classificação MCT e granulometria, pode não ser possível prever o comportamento mecânico destes materiais.

É possível realizar uma hierarquização das lateritas deste estudo em função dos parâmetros mecânicos. Avaliando-se apenas o módulo de resiliência das lateritas estudadas tem-se a laterita Sinop com os melhores valores de módulo, seguida da laterita Lucas, posteriormente a laterita Sorriso, o quarto maior valor de módulo foi encontrado na laterita Alta Floresta e, por fim a laterita Mutum.

Ressalta-se que, todas as lateritas deste estudo apresentaram excelente comportamento mecânico. Assim, a hierarquização deste material por esta classificação mista (G- MCT) quanto ao desempenho torna-se irrelevante. A autora acredita que o comportamento mecânico destes materiais esteja relacionado com a formação destes materiais, sendo a laterita de Sinop a mais evoluída das lateritas estudadas. Entretanto é necessário realizar mais estudos com estes materiais, em campo e laboratório, para determinar quais os fatores que mais influenciam no comportamento mecânico destas lateritas.

4.2.2 Resultados dos ensaios de compactação

Foram realizados ensaios de compactação na energia intermediária conforme procedimento descrito no Capítulo 3. Os resultados de teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima, determinados para realização dos ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente, estão apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Valores de teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima para as 5 lateritas deste estudo

<i>Laterita</i>	<i>ρ_d (g/cm³)</i>	<i>Wot (%)</i>
Mutum	1,961	12,50
Lucas	2,148	9,20
Sorriso	2,054	11,10
Sinop	1,930	10,00
Alta Floresta	2,119	11,40

Durante a realização dos ensaios de compactação atentou-se para alguns fatores importantes a serem levados em consideração no trabalho com as lateritas. Na preparação das amostras nota-se que os pedregulhos absorvem parte da água da homogeneização, e o aspecto da amostra, antes e depois do período de estabilização da umidade na câmara úmida, apresenta-se na Figura 59. Este fato ressalta a importância do repouso da amostra na câmara úmida por pelo menos 12 horas, conforme recomenda as normativas de determinação de módulo de resiliência e deformação permanente.



Figura 59 - Aspecto Laterita Mutum antes (esquerda) e depois do período de câmara úmida (direita)

Além desta característica houve dificuldade na determinação do teor de umidade ótimo das lateritas com maior porcentagem de material granular como a Laterita de Lucas. Para os pontos no ramo úmido não houve diminuição da massa específica seca, apesar de ter exsudação de água dos corpos de prova, conforme mostra a Figura 60, do último ponto da curva de compactação com 10,8 % de umidade.



Figura 60 - Exsudação de água do corpo de prova da Laterita Lucas desta pesquisa

A falta de um ponto de máximo na curva de compactação impossibilitou a determinação do teor de umidade ótimo do material de maneira direta, por isto o teor de umidade da Laterita Lucas foi determinado realizando testes com várias umidades até a

determinação de um teor limite para o início da exsudação. Os corpos de prova compactados e secos nortearam a escolha de uma umidade inicial com base na observação da aparência de densificação dos mesmos. A Figura 61 mostra os corpos de prova moldados para a determinação da curva de compactação, secos em estufa sendo possível verificar o arranjo entre as partículas que constituem o solo e a homogeneidade do corpo de prova com a variação da quantidade de água adicionada à amostra.



Figura 61 – Cinco corpos de prova do ensaio de compactação da Laterita Lucas compactados e secos em estufa

O corpo de prova que visualmente apresentou melhor arranjo entre as partículas de solo, foi o corpo de prova com 370 ml de água que corresponde a 9,2% de umidade. Este foi o teor adotado para o teor de umidade ótima desta laterita, tendo em vista que com valores de umidades maiores (9,8%) houve exsudação de água pela base do molde.

Outro aspecto importante observado nas lateritas durante a compactação refere-se à quebra de partículas: a intensidade das quebras variou entre os materiais, mas em todas as amostras houve variação do tamanho das partículas devido à quebra, como pode ser visto na

Figura 62.

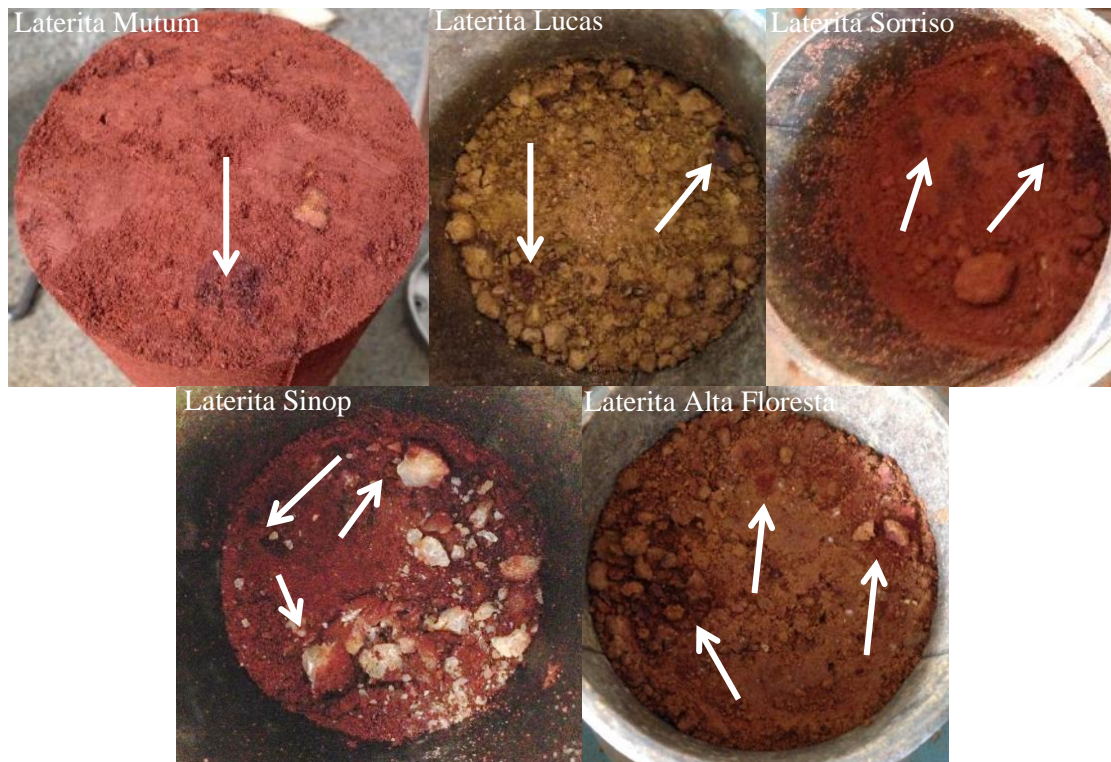


Figura 62 - Quebra da fração pedregulho das lateritas desta pesquisa

Lima (2016) em estudos com BGS (Brita Graduada Simples) verificou que a quebra das partículas não implica diretamente em uma perda de resistência, haja visto que a quebra dos pedregulhos pode aumentar a área de contato entre os agregados e diminuir os vazios, melhorando o embricamento. Para as lateritas são necessários mais estudos para verificar a influência da quebra dos agregados no comportamento mecânico destes materiais.

A quebra dos agregados em campo pode diferir da verificada em laboratório visto que a variação entre as espessuras das camadas compactadas e o método de compactação (pisoteamento em campo e impacto em laboratório) podem ser diferentes entre as compactações de laboratório e de campo.

Ping *et al* (2003), Dantas (2013), Kumpel (2013) e Mc Lachlan e Bagshaw (2017) verificaram que a compactação dos solos por amassamento com o compactador giratório, utilizado para dosagem de misturas asfálticas na metodologia Superpave, apresenta melhores correlações com os resultados em campo quando comparadas com a compactação por impacto.

Motta (2005) em seu estudo com agregados reciclados, para uso em base, sub base e reforço do subleito, verificou que a quebra das partículas, durante ensaios de compactação por impacto, está atrelada à espessura da camada compactada, porém a quebra dos grãos deve ser induzida na compactação a fim de evitar a quebra significativa

com a ação do tráfego e o conseqüente aumento na deformação permanente.

Fernandes (2004) verificou que a quebra de partículas de RCD (Resíduo de Construção e Demolição) ocorre fundamentalmente durante o ensaio de compactação, sem variações significativas durante os ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente.

Lima (2016) avaliou a quebra das partículas durante os ensaios de carga repetida. A intensidade da quebra dependeu das tensões aplicadas e do tamanho inicial das partículas, as frações maiores apresentaram maior quebra quando comparadas com as frações menores.

É necessário a realização de estudos como os de Fernandes (2004), Motta (2005) e Lima (2016) para as lateritas buscando verificar a influência e a intensidade da quebra das partículas, em laboratório e campo, no comportamento mecânico destes materiais.

4.2.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência

As cinco lateritas desta pesquisa foram submetidas ao ensaio de módulo de resiliência, e os resultados da regressão não linear do modelo composto estão apresentados na Tabela 39. Verifica-se que o valor de R^2 para todas as 5 amostras analisadas apresentaram valores baixos. Verifica-se com os gráficos de módulo de resiliência em função das tensões desvio e confinante que estes solos apresentam valores de módulo que não variam significativamente com o estado de tensões, sendo considerado materiais de módulo constante. Os gráficos de módulo de resiliência em função das tensões desvio e confinante podem ser consultados no Anexo E.

Tabela 39 – Resultados da regressão não linear do modelo composto para as 5 lateritas deste estudo

<i>Laterita</i>	<i>k₁</i>	<i>k₂</i>	<i>k₃</i>	<i>R²</i>
Mutum	562,09	0,44	-0,45	0,56
Lucas	1062,95	0,46	-0,32	0,36
Sorriso	906,81	0,51	<u>-0,13</u>	0,59
Sinop	1453,64	0,51	-0,16	0,59
Alta Floresta	892,67	0,43	-0,35	0,59

Os parâmetros k_2 de todas as lateritas deste estudo foram positivos e bastante significativos. Os valores de k_3 foram negativos e para a laterita de Sorriso este parâmetro não apresentou significância. Os valores de k_2 para todas as lateritas foram próximos,

tendo variação de 0,08 entre o maior e o menor valor deste parâmetro.

Verifica-se pela matriz de correlação apresentada na Tabela 40 que há boa correlação entre o coeficiente de não uniformidade (CNU) da distribuição granulométrica e os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 do módulo de resiliência.

Tabela 40 – Matriz de correlação entre os parâmetros do modelo composto de módulo de resiliência e os coeficientes CC e CNU

	k_1	k_2	k_3	CC	CNU
k_1	1,00				
k_2	0,63	1,00			
k_3	0,69	0,93	1,00		
CC	0,08	-0,16	-0,20	1,00	
CNU	0,90	0,66	0,58	-0,12	1,00

O coeficiente de curvatura não apresentou boa correlação com os parâmetros de módulo de resiliência. Buscando maiores correlações entre os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 e a granulometria elaborou-se a matriz de correlação apresentada na Tabela 41.

Tabela 41 – Matriz de correlação das frações granulométricas e os parâmetros do modelo de módulo de resiliência

	k_1	k_2	k_3	Ped. (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
k_1	1,00						
k_2	0,63	1,00					
k_3	0,69	0,93	1,00				
Ped. (%)	0,64	0,41	0,39	1,00			
Areia (%)	-0,64	-0,05	-0,21	-0,82	1,00		
Silte (%)	-0,79	-0,60	-0,54	-0,96	0,72	1,00	
Argila (%)	-0,20	-0,60	-0,35	-0,64	0,09	0,68	1,00

O parâmetro que melhor se correlacionou com as frações granulométricas foi o parâmetro k_1 , apresentando correlação moderada com as frações pedregulho e areia e correlação forte com a fração silte. Nota-se, que para todos os parâmetros, a fração pedregulho apresenta correlação com intensidade positiva, as demais frações apresentam intensidade negativa.

4.2.4 Resultados dos ensaios de deformação permanente

Para as cinco amostras de lateritas, realizaram-se os ensaios de deformação permanente, e os resultados da regressão não linear do modelo proposto por Guimarães

(2009) estão apresentados na Tabela 42.

O estudo do *shakedown* para as amostras das 5 lateritas deste estudo apresentaram comportamento do tipo A em todas as amostras e em todas as tensões ensaiadas. Este mesmo tipo de comportamento foi verificado por Guimarães (2009) para as lateritas do Acre. Os gráficos referentes ao comportamento *shakedown* dos solos desta pesquisa estão apresentados no Anexo F.

Tabela 42 – Parâmetros do modelo de deformação permanente proposto por Guimarães (2009) para as 5 lateritas desta pesquisa

<i>Laterita</i>	σ_3		σ_d	N	R^2
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	
Mutum	0,16	0,07	0,88	0,04	0,96
Lucas	0,17	0,94	0,70	0,04	0,99
Sorriso	0,13	-0,19	1,16	0,05	0,97
Sinop	0,10	<u>-0,04</u>	1,00	0,04	0,88
Alta Floresta	0,11	-0,18	1,45	0,04	0,98

Os resultados de deformação permanente foram correlacionados com as porcentagens de pedregulho, areia, silte e argila com defloculante das lateritas estudadas. A Tabela 43 apresenta a matriz de correlação realizada.

Considerando o coeficiente de correlação de Pearson, o coeficiente ψ_2 foi o que melhor se correlacionou com a granulometria, sendo este o parâmetro relacionado à tensão confinante.

Tabela 43 – Matriz de correlação parâmetros do modelo de deformação permanente e frações granulométricas

	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	<i>Ped</i>	<i>Areia</i>	<i>Silte</i>	<i>Argila</i>
ψ_1	1,00							
ψ_2	0,73	1,00						
ψ_3	-0,73	-0,79	1,00					
ψ_4	-0,07	-0,37	0,24	1,00				
<i>Ped</i>	0,25	0,76	-0,61	-0,05	1,00			
<i>Areia</i>	0,00	-0,64	0,19	0,29	-0,82	1,00		
<i>Silte</i>	-0,07	-0,60	0,59	0,03	-0,96	0,72	1,00	
<i>Argila</i>	-0,51	-0,51	0,82	-0,32	-0,64	0,09	0,68	1,00

A fração pedregulho se correlaciona com intensidade forte e positiva com o

parâmetro ψ 2, enquanto as frações areia, silte e argila se correlacionam com intensidade moderada e negativa. Porém, para o parâmetro ψ 3 a fração pedregulho correlaciona-se com intensidade negativa e as demais frações, areia, silte e argila, se correlacionam com intensidade positiva.

O parâmetro ψ 4 apresentou correlação fraca ou desprezível com todos os termos analisados.

4.3 PROPOSIÇÃO DE ESTRUTURAS PARA PAVIMENTOS NOVOS

O dimensionamento das estruturas, considerando os materiais estudados nesta pesquisa, foi realizado combinando os materiais disponíveis em cada uma das cidades estudadas. As estruturas estão separadas por tipo de via, tráfego e soluções com o uso apenas dos solos de textura fina e soluções com solos de textura fina combinados com as lateritas. Os revestimentos adotados foram TSD e concreto asfáltico, este último indicado pelas classes de fadiga correspondentes propostas no MeDiNa.

Ressalta-se que os solos de textura fina foram ensaiados na energia intermediária e as mesmas características mecânicas de módulo de resiliência e de deformação permanente foram consideradas para as camadas de base, sub-base e subleito, testadas para verificação. Os valores dos parâmetros de módulo de resiliência e de deformação permanente utilizados para esta pesquisa estão apresentados na Tabela 44.

As espessuras mínimas adotadas para as camadas de base e sub-base foi de 15 cm, esta medida corresponde à espessura mínima praticada na região.

A proposição destas estruturas visa auxiliar os profissionais da região em exemplos de dimensionamentos pelo novo método mecanístico-empírico. Ressalta-se que as estruturas propostas são apenas indicações e que inúmeras combinações entre materiais podem ser realizadas. A escolha das combinações se deu, principalmente, pela prática da região e pelo comportamento dos materiais em laboratório.

A autora desta pesquisa não se responsabiliza pelo uso indevido das estruturas aqui apresentadas. O dimensionamento das estruturas foi realizado com apenas uma amostra do local de implantação do empreendimento, sendo necessário para um bom dimensionamento uma análise com uma quantidade representativa de amostras, entre outros aspectos.

Tabela 44 – Parâmetros de módulo de resiliência e de deformação permanente dos solos utilizados para o dimensionamento nesta pesquisa

<i>Solo</i>	<i>MR</i>			<i>DP</i>			
	k_1	k_2	k_3	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4
<i>Mont Serrat NM</i>	975,26	0,44	-0,05	0,11	-1,15	2,15	0,06
<i>Buritis</i>	248,88	0,32	-0,54	0,13	1,07	1,21	0,05
<i>Parque dos Poderes</i>	149,40	0,30	-0,58	0,17	0,37	1,64	0,08
<i>Mont Serrat SR</i>	315,45	0,32	-0,43	0,14	0,54	0,94	0,05
<i>Supermassa</i>	207,60	<u>0,15</u>	-0,40	0,18	-0,57	2,13	0,02
<i>Villa Verde</i>	289,00	<u>0,18</u>	-0,32	0,05	-0,27	2,05	0,05
<i>Terra Rica</i>	309,97	0,34	-0,46	0,18	-0,60	1,72	0,04
<i>Curitiba</i>	147,52	<u>0,19</u>	-0,56	0,11	<u>0,05</u>	1,76	0,05
<i>Aquarela das Artes</i>	370,71	0,3	-0,46	0,08	-0,22	1,90	0,04
<i>Panambi</i>	123,74	0,36	-0,66	0,21	0,45	1,93	0,04
<i>Belvedere</i>	283,04	0,28	-0,49	0,18	<u>0,00</u>	1,40	0,05
<i>Almeida Prado</i>	44,04	<u>0,01</u>	-0,52	0,25	0,35	0,87	0,04
<i>Laterita</i>	k_1	k_2	k_3	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4
<i>Mutum</i>	562,09	0,44	-0,45	0,16	0,07	0,88	0,04
<i>Lucas</i>	1062,95	0,46	-0,32	0,17	0,94	0,70	0,04
<i>Sorriso</i>	906,81	0,51	<u>-0,13</u>	0,13	-0,19	1,16	0,05
<i>Sinop</i>	1453,64	0,51	-0,16	0,10	<u>-0,04</u>	1,00	0,04
<i>Alta Floresta</i>	892,67	0,43	-0,35	0,11	-0,18	1,45	0,04

As Figura 63 a Figura 74 apresentam as estruturas propostas. A indicação de AT representa a área trincada estimada, mas, quando o revestimento é do tipo TSD esta análise não é realizada, portanto indicou-se a sigla NA (Não Analisado) nestas situações. A deformação permanente, representada por DP, indica a deformação permanente sob as rodas, sendo esta a situação mais crítica. Estes parâmetros foram obtidos para o período de projeto estipulado para definir o número N representativo do tráfego local.

➤ Nova Mutum

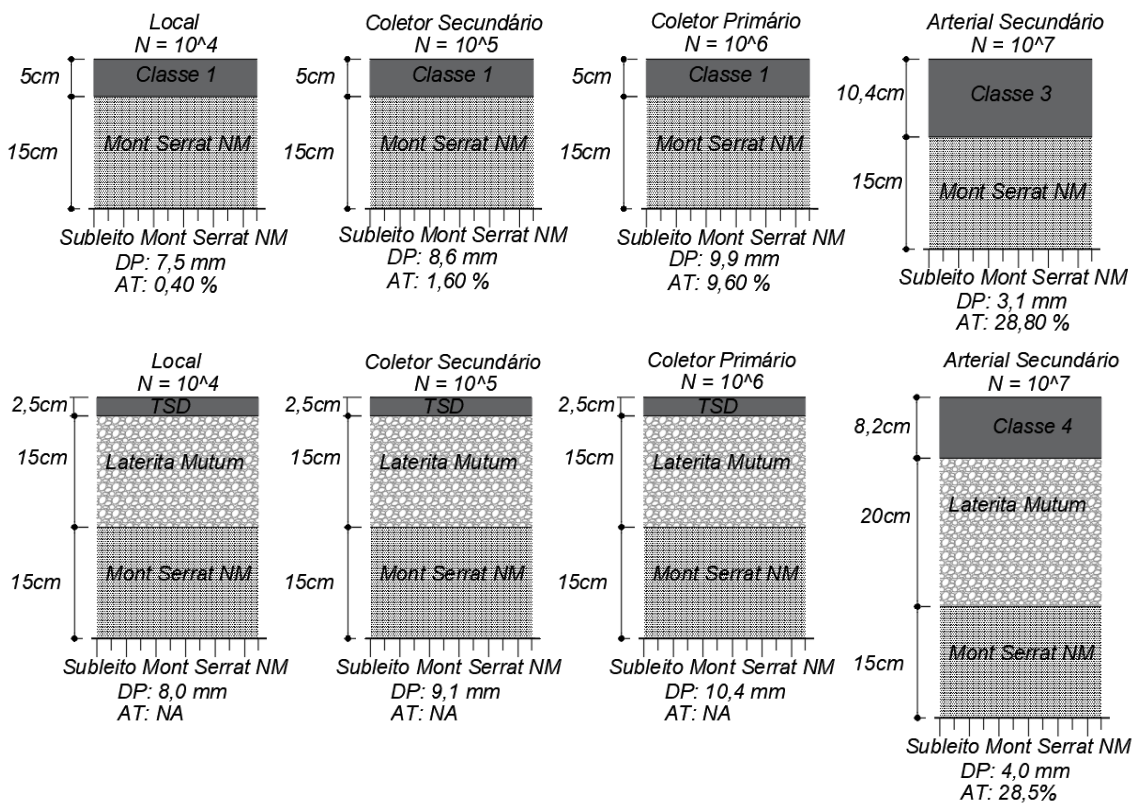
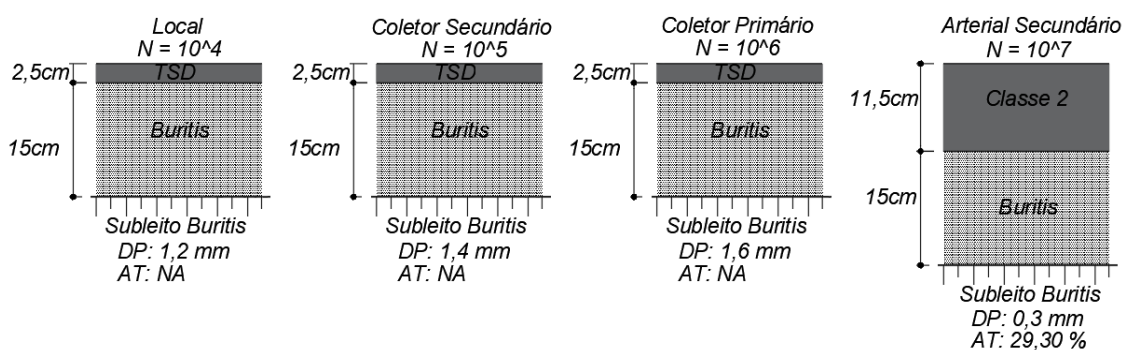


Figura 63 – Proposição de estruturas de pavimentos com os materiais da cidade de Nova Mutum

➤ Lucas do Rio Verde



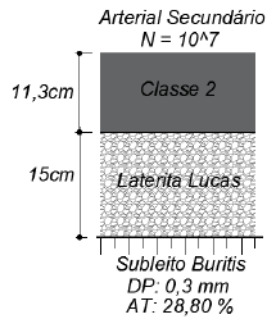


Figura 64 - Proposições de estruturas com os materiais de Lucas do Rio Verde

➤ Sorriso

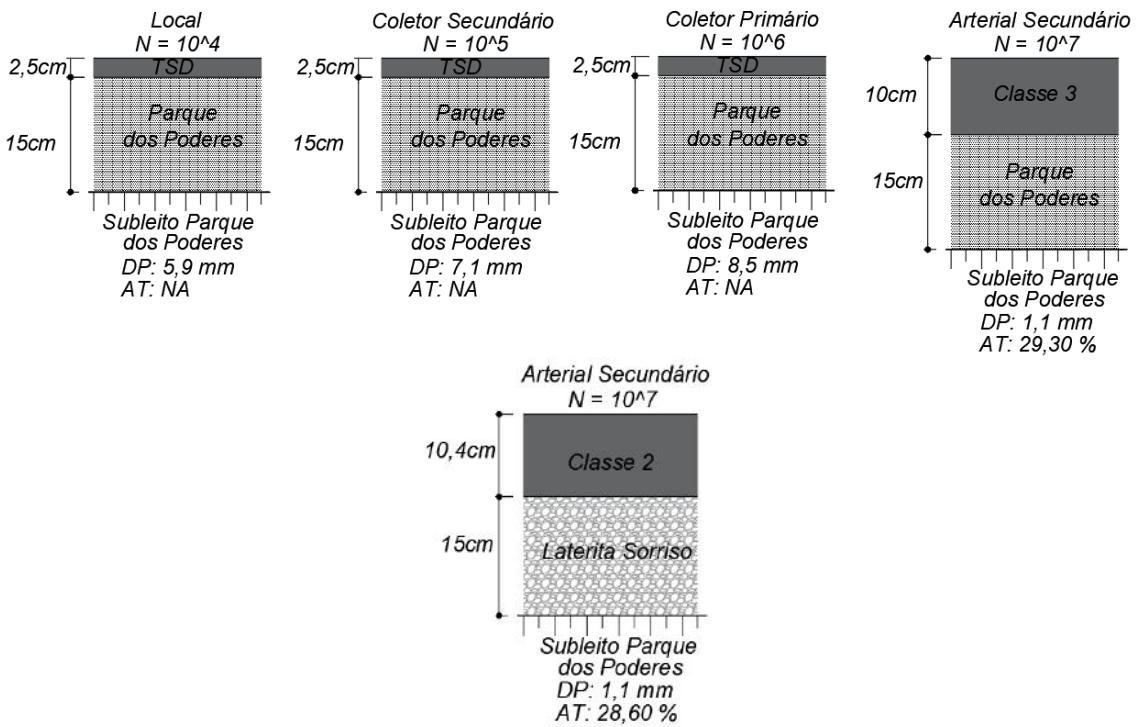
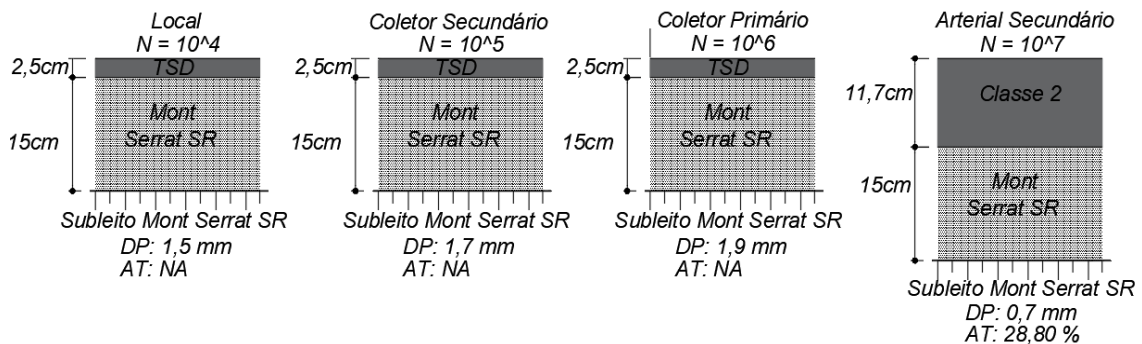


Figura 65 - Estruturas dimensionadas para o solo Parque dos Poderes e Laterita Sorriso



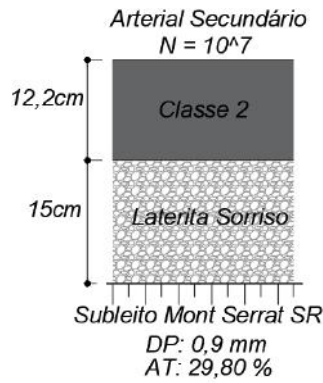


Figura 66 - Estruturas de pavimentos asfálticos propostos para o solo Mont Serrat SR e Laterita Sorriso

➤ Sinop

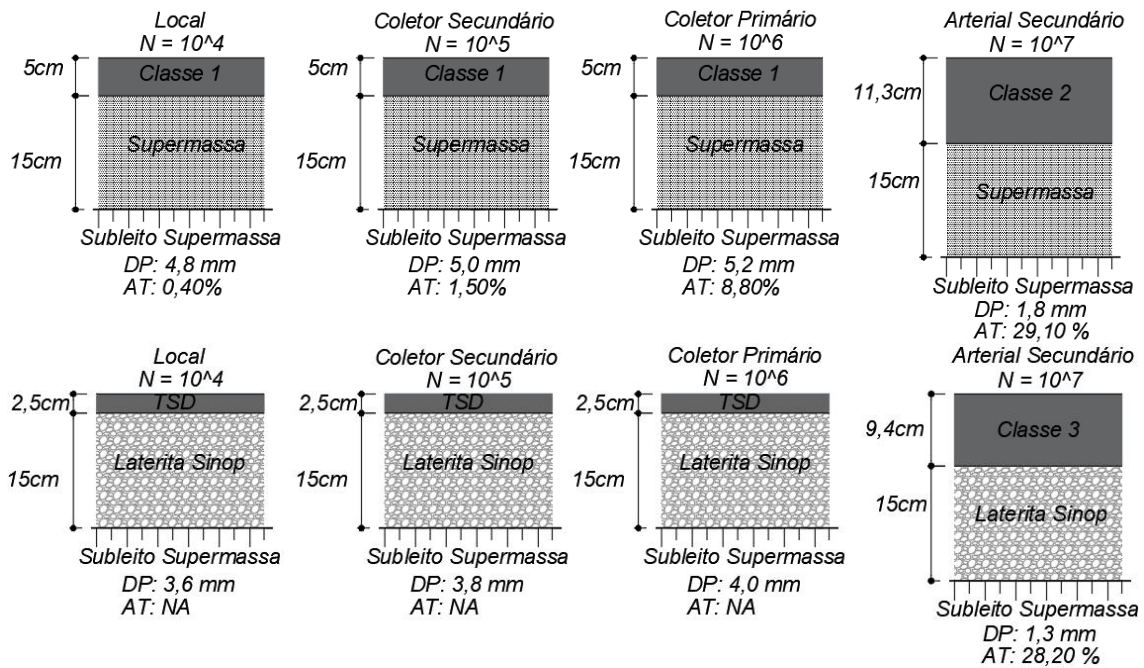
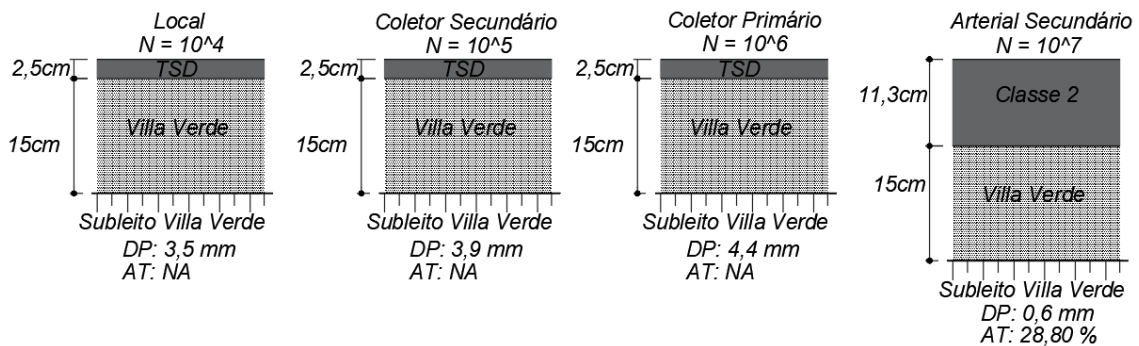


Figura 67 - Estruturas de pavimento propostas para o solo Supermassa e Laterita Sinop



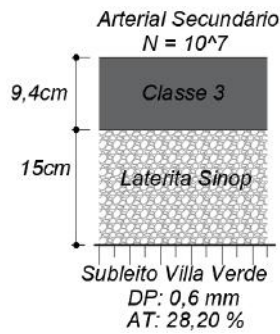


Figura 68 - Estruturas de pavimentos propostas para o solo Villa Verde e Laterita Sinop

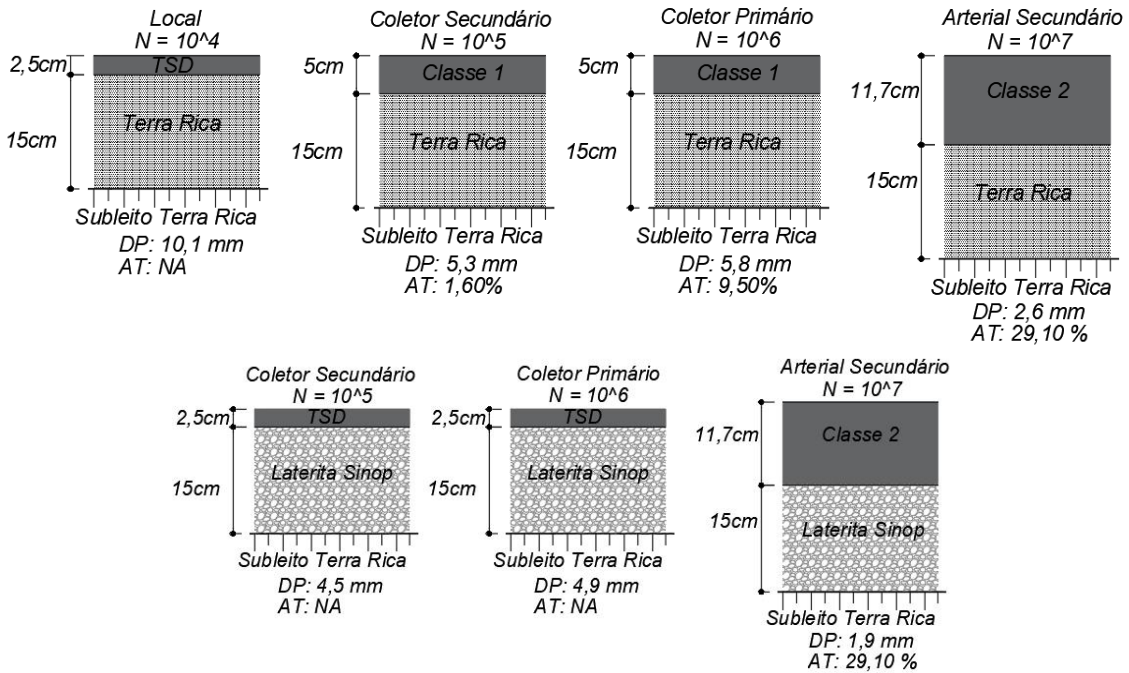


Figura 69 - Estruturas de pavimentos dimensionadas com o solo Terra Rica e Laterita Sinop

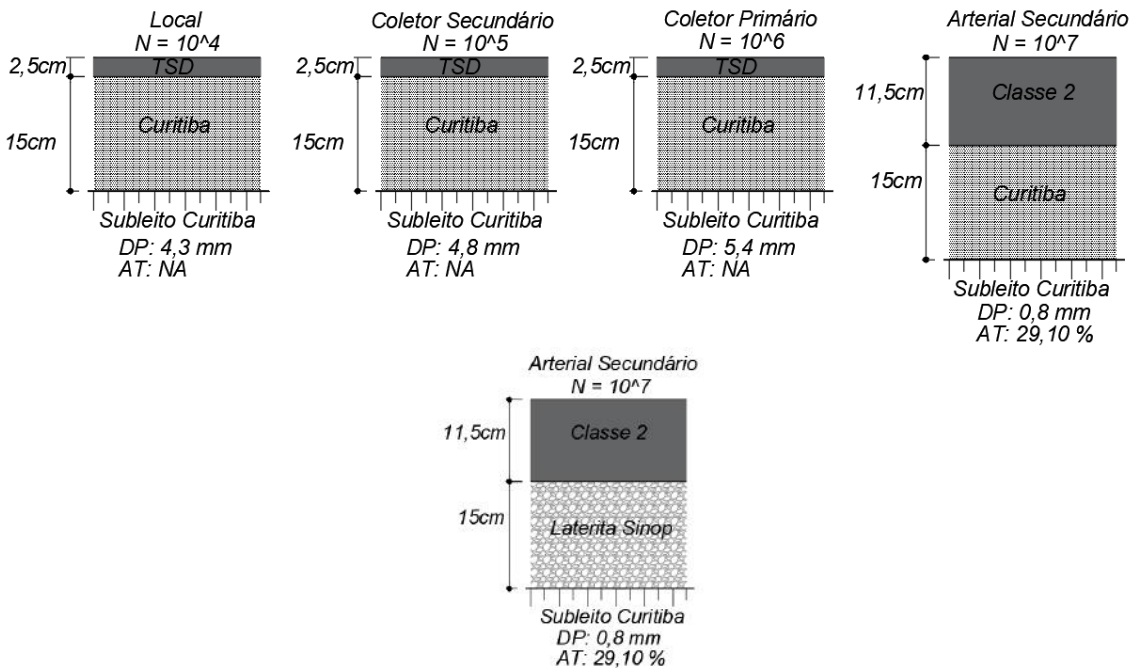


Figura 70 - Estruturas de pavimentos dimensionadas com o solo Curitiba e Laterita Sinop

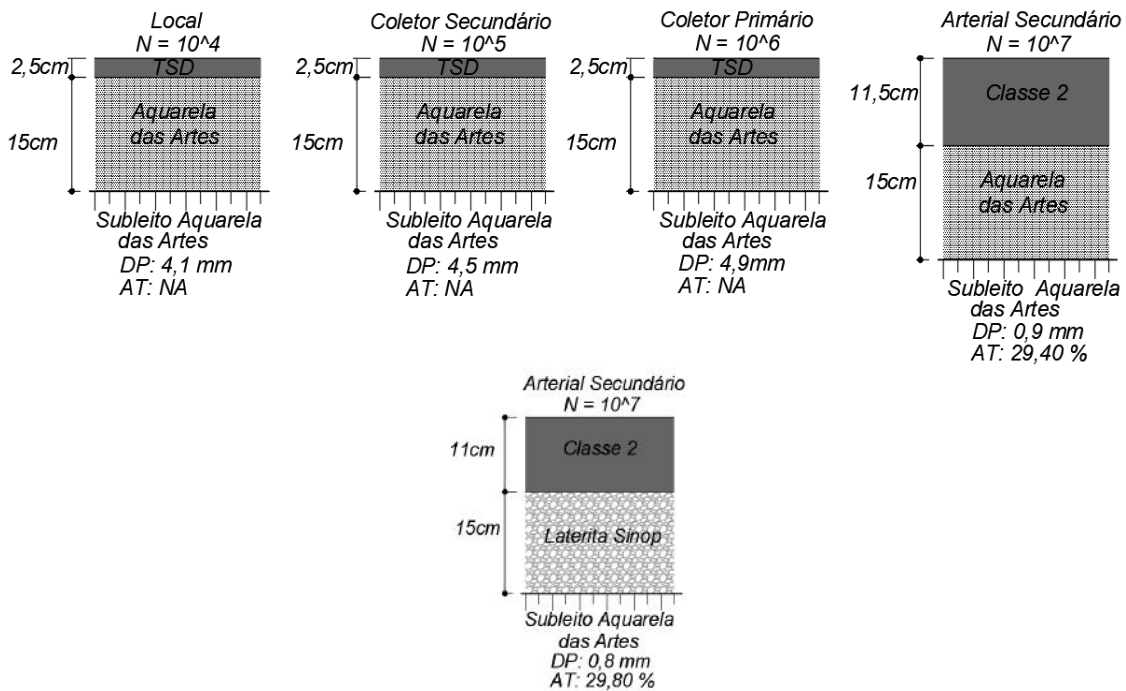


Figura 71 - Estruturas dimensionadas para o solo Aquarela das Artes e Laterita Sinop

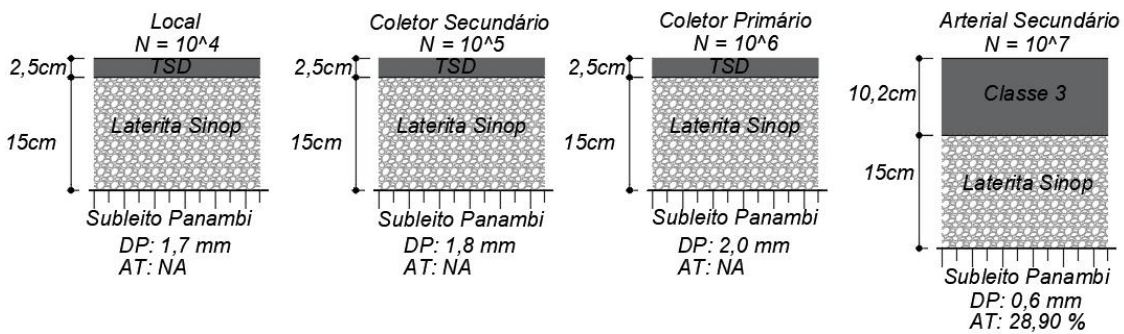


Figura 72 - Estruturas dimensionadas com o solo Panambi e Laterita Sinop

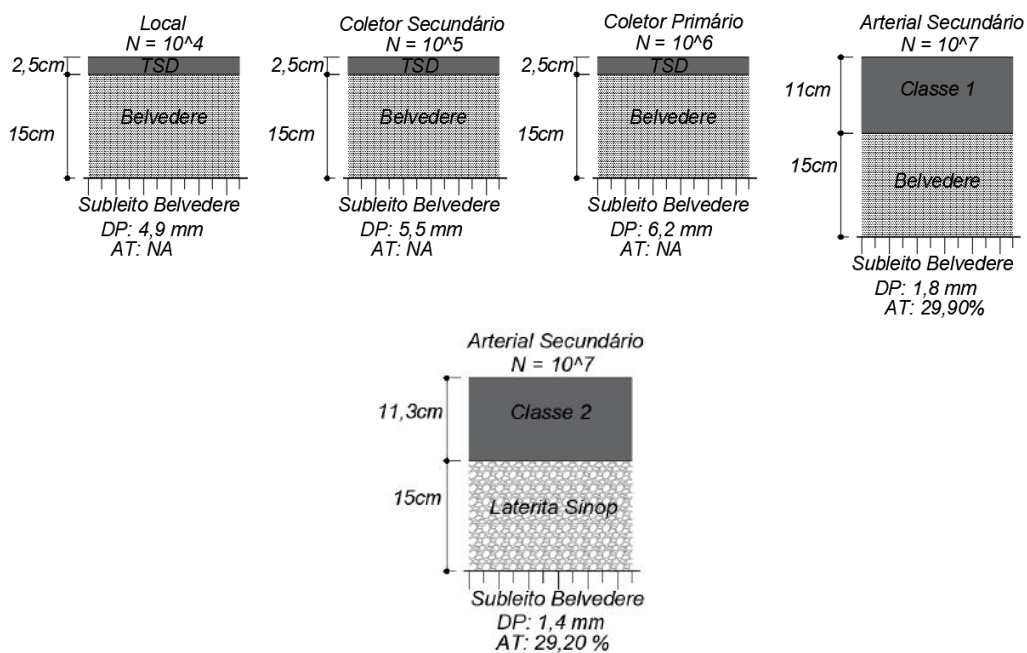


Figura 73 - Estruturas dimensionadas com o solo Belvedere e Laterita Sinop

➤ Alta Floresta

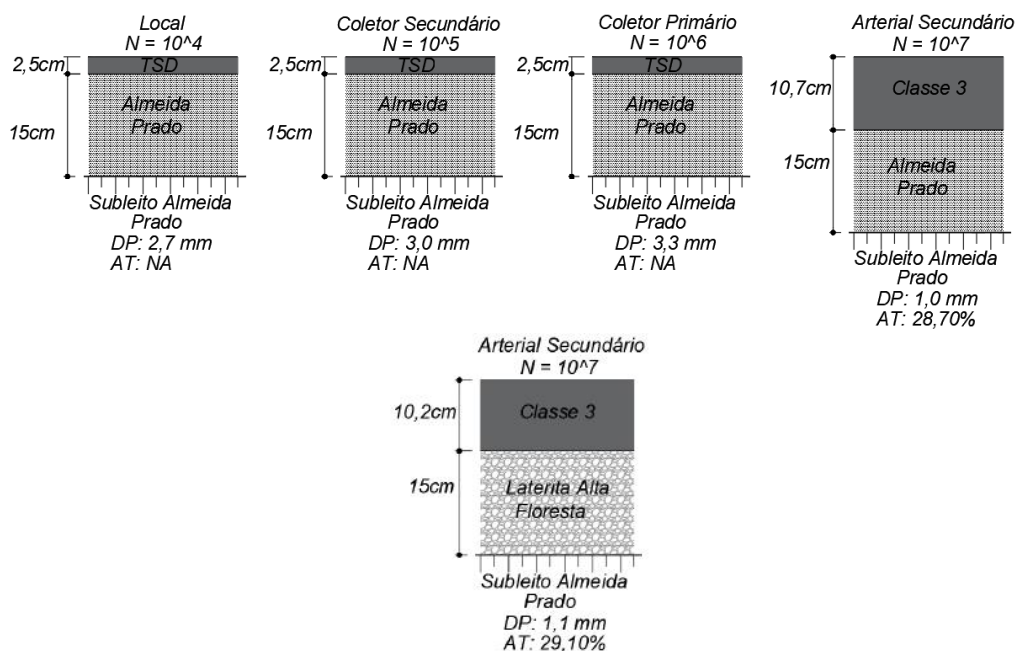


Figura 74 - Estruturas de pavimentos propostas para solo Almeida Prado e Laterita Alta Floresta

Para o solo Mont Serrat NM foram necessárias espessuras maiores quando comparado com os outros solos desta pesquisa e, este solo foi o único que apresentou comportamento tipo B para o estudo do *shakedown*.

Comparando-se as espessuras de revestimentos dimensionadas pelo método mecanístico-empírico com os valores de revestimento asfáltico recomendado pelo DNIT (2006), de 10 cm de concreto asfáltico para número N de até 5×10^5 , tem-se valores maiores ou iguais para as estruturas dimensionadas com base de solo de textura fina.

Além do aumento da espessura, o método mecanístico-empírico classifica o concreto asfáltico de acordo com o seu comportamento mecânico. Para algumas estruturas foi necessário a utilização de uma classe melhor de revestimento. No método do DNIT (2006) não há esta distinção.

Pelos parâmetros do clima da região deste estudo, comentados no capítulo 2, vê-se que, apesar dos níveis de chuva, há meses sem chuva e o IM indica condição de umidade do solo entre 20 e 100, o que caracteriza como semiúmido. Também o nível médio do lençol freático é profundo. Assim, pode-se supor que não haverá problemas de saturação do pavimento desde que as condições de drenagem adequadas sejam mantidas.

5. CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Com base nos estudos realizados nesta pesquisa esta seção apresenta as conclusões, recomendações e sugestões para pesquisas futuras.

5.1 CONCLUSÕES

Para as estruturas dimensionadas pode-se verificar que pelo novo método de dimensionamento nacional do DNIT os solos atenderam aos critérios de dimensionamento. Foi possível dimensionar estruturas utilizando os solos da região Norte do Estado do Mato Grosso até com tráfego representado pelo número N igual a 10^7 . Evidenciando que os solos finos e lateritas considerados inadequados pelas metodologias tradicionais apresentam comportamento satisfatório para camadas de base, sub base e subleito de pavimentos urbanos e rodovias vicinais.

- As deformações permanentes calculadas no dimensionamento das estruturas variaram entre 0,3 mm a 10,4 mm para 10 anos de período de projeto.
- As lateritas de Sorriso, Mutum e Alta Floresta apesar de apresentarem granulometrias que não atendem a faixa da normativa DNIT 098-2007, apresentaram bom comportamento mecânico nos ensaios de deformação permanente e de módulo de resiliência.
- A classificação e a hierarquização das lateritas pela metodologia G-MCT não se mostrou adequada para os materiais deste estudo.
- O comportamento mecânico dos solos analisados foi satisfatório quanto à deformação permanente: todos os solos de textura fina apresentaram acomodamento e comportamento do tipo A no estudo do Shakedown, para o ensaio de deformação permanente no par de tensão mais baixo (40 kPa de tensão confinante e 40 kPa de tensão desvio). As lateritas apresentaram acomodamento e comportamento do tipo A, para todos os pares de tensões analisados.
- As curvas granulométricas das lateritas desta pesquisa apresentaram patamar típico destes materiais, sendo caracterizadas quanto a distribuição como não uniforme e mal graduada.
- Dos solos estudados, apenas o solo Almeida Prado apresentou expansão no ensaio de expansibilidade LNEC, sendo este, o único solo desta pesquisa onde predominava a fração silte.

- A caracterização dos solos pela granulometria com e sem defloculante apresentou resultados distintos quanto à porcentagem de argila. Nas amostras sem defloculante, para todos os solos, a porcentagem de argila foi igual a zero. Isto é um indicativo de microagregações da fração argila dos solos.

- Pela classificação MCT pode-se prever o comportamento da maioria dos solos desta pesquisa. Mas, os solos Villa Verde, Buritis, Parque dos Poderes e Almeida Prado, apesar de classificados como argilosos não lateríticos, apresentaram comportamento mecânico satisfatório.

- Para todos os materiais desta pesquisa, os valores de R^2 para o modelo composto de módulo de resiliência foram baixos e a análise das curvas de módulo de resiliência em função da tensão desvio e tensão confinante indicam que o material tende a apresentar o comportamento constante.

- O modelo de deformação permanente proposto por Guimarães (2009) apresentou valores de R^2 elevados para os solos desta pesquisa.

5.2 RECOMENDAÇÕES

- Avaliar as curvas de compactação para controle da umidade em campo, as curvas de compactação mais fechadas requerem maiores cuidados no controle da umidade ótima em campo. Recomenda-se controlar o teor de umidade destes materiais durante a homogeneização.

- Realizar o controle das deflexões em campo com a viga benkelman ou FWD camada a camada, além do controle de teor de umidade e grau de compactação.

- Solos com aderência excessiva no molde e no soquete de compactação podem apresentar dificuldades na execução. É importante testar o melhor tipo de desmoldante durante o ensaio de compactação, pois os corpos de prova não serão ensaiados após a extração.

- Os solos que apresentam expansão e bom comportamento mecânico podem ser utilizados como camada de base e sub-base desde que sejam realizadas estabilizações a fim de controlar a expansão destes solos.

- Para ter um bom desempenho dos pavimentos dimensionados é de suma importância a drenagem adequada e assim garantir que a água não infiltre nas camadas de base e sub-base.

5.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Verificar a influência da quebra de agregados das lateritas nos ensaios de deformação permanente e de módulo de resiliência destes materiais.
- Estudar o comportamento dos solos classificados como NG' em campo.
- Avaliar mais amostras de lateritas quanto à absorção, com intuito de verificar a correlação deste fator com os parâmetros mecânicos, buscando uma metodologia classificatória.
- Determinar a relação entre a expansão determinado pelo ensaio de CBR e pelo ensaio de LNEC.
- Verificar o comportamento mecânico das lateritas e dos solos finos tropicais tempos após a compactação na umidade ótima com intensão de avaliar a propriedade de cimentação destes solos.
- Estudar as curvas de perda de massa por imersão e mini MCV buscando aprimorar os critérios de classificação da metodologia MCT.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU, R. L., (2006). *Imagem online*. Disponível em: Image:MatoGrosso MesoMicroMunicip.svg
- AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). *Resolução ANP Nº 36 - DOU 14.11.2012*. 2012.
- ALBERNAZ, C. A. V.; FRITZEN, M. A.; MOTTA, L. M. G.; MEDRADO, W. A. *Avaliação de trechos experimentais de solo fino e tratamento superficial em Minas Gerais*. 21º Encontro de Asfalto IBP, Rio de Janeiro. 2014
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; MIGUEL, M. G.; SAUEIA, F. N.; HAJINAL, V. H.; CARVALHO, D.; *Avaliação de um solo laterítico coluvionar de Campinas/SP, por diferentes procedimentos de determinação de índices físicos*. In: XVIII CONGRESO ARGENTINO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA GEOTÉCNICA - CAMSIG, Vol. 1, pp.1-3, SAN JUAN, Argentina, 2006.
- ALDIGUERI D. R., SILVEIRA, M. A. e SOARES, J. B., *Estudo comparativo entre compactação manual e automática de misturas asfálticas*. Anais da 33ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Florianópolis, 2001.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). *Banco de dados por Estado*, 2016. Disponível em: < <http://www3.ana.gov.br/portal/ANA/acesso-a-informacao/dados-abertos>> Acesso em 12 de dez de 2017.
- ANAND, R. R.; PAINE, M.; *Regolith geology of the Yilgarn Craton, Western Australia: Implications for exploration*. Australian Journal of Earth Sciences, vol. 49, issue 1, p. 3-162. 2002.
- ANDRADE, R. F.; *Mapeamento geotécnico preliminar em escala de semi-detalhe (1:25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia – MG*. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, MG. 2005.

- ARAGÃO, F. T.; *Notas de aula da disciplina COC 703: Materiais Asfálticos e Projetos de Misturas do Programa de Pós-Graduação*, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 2017.
- ARAUJO, A. G. ALVES, E. C. SOUZA, J. C. SILVA, I. L. A. CORRECHEL, V. *Análise da determinação granulométrica de um latossolo por dois métodos: densímetro e granulômetro a laser*. Revista Mirante, Anápolis (GO), v. 10, n. 5a, dez. 2017
- BERNUCCI, L. L. B. *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica, USP. São Paulo, SP. 1995.
- BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., *et al.* *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 4. ed., v.1, Petrobras, ABEDA, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2010.
- BEUKES, N.J., DORLAND, H.C., GUTZMER, J., NEDACHI, M. AND OHMOTO, H.; *Tropical laterites, life on land, and the history of atmospheric oxygen in the Paleoproterozoic*. Geology, 30, 491–494. 2002.
- BEZERRA NETO, R. S. *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, EESC. São Carlos, SP. 2004.
- BORGES, P. R.; PEREIRA, G. S. ; SILVA, T. O.; PITANGA, H. N. ; SANTANNA, G. L. ; CARMO, C. A. T. ; MARQUES, G. L. O. . *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pela metodologia Marshall e compactadas no compactador Marshall e no CGS (Compactador Giratório Superpave)*. In: XXX ANPET, Rio de Janeiro. Anais do XXX Congresso ANPET, Rio de Janeiro, RJ. 2016.
- BUDNY, J.; *Verificação do potencial de estabilização de um solo laterítico com uso de ácido fosfórico, ácido cítrico e cinza de casca de arroz*. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2018.

- CASTRO, B. A. C.; *Caracterização geotécnica de solos da região central de minas gerais para aplicação em obras rodoviárias*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2002.
- CHESWORTH, W. (ED.). *Encyclopedia of soil science*, ISBN 978-1-140203994-9 Dordrecht, Netherland: Springer. 2008.
- CONAB, COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. *Série histórica das safras*, 2017. Disponível em: <<https://www.conab.gov.br/index.php/info-agro/safras/serie-historica-das-safras>> Acesso: 05 de maio de 2018.
- COSTA, M. L.; *Aspectos Geológicos dos lateritos da Amazônia*. Revista Brasileira de Geociências vol. 21, p.146-160. 1991.
- CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL; *Monitoramento climatológico*, 2016. Disponível em: http://rimasweb.cprm.gov.br/layout/pesquisa_coordenada.php Acesso em 2 de maio de 2018.
- CRUZ NETO, N.; DALLA ROZA, A. E. *Análise de nível de serviço e alternativas de melhoramento de rótula urbana*. Trabalho de Conclusão de Curso; (Graduação em Engenharia Civil), Universidade do Estado de Mato Grosso, UNEMAT, 2015;
- CUNHA, J. M. P. *Dinâmica migratória e o processo de ocupação do Centro-Oeste brasileiro: o caso de Mato Grosso*. Revista brasileira de Estatística Populacional., São Paulo, v. 23, n. 1, p. 87-107, jan./jun. 2006
- DAMO, T. P. *Classificação dos solos e rochas sedimentares da região de Santa Maria/RS segundo a metodologia MCT*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da UFSM. Santa Maria, RS. 2016.
- DANTAS, G. H. S., *Estudo do emprego do compactador giratório Superpave na compactação de um solo argiloso*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, SP. 2013.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNIT-ES 135/2010: *Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT-2006. *Manual de Estudos de Tráfego*. Rio de Janeiro, 2006a.

DELGADO, J. V. C.; *Avaliação da aplicação do lodo da ETA quando na pavimentação como disposição final ambientalmente adequada*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT-2006. *Manual de Pavimentação*. 3ª Edição, Rio de Janeiro, 2006b.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT-2006. *Manual de Implementação Básica de Rodovia*. 3ª Edição, Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME 160/2012. *Solos – Determinação da expansibilidade*. Rio de Janeiro, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME127/2016. *Solos – Determinação do índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas*. Rio de Janeiro, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME 136/2017. *Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME XXX/2017. *Pavimentação – Misturas Asfálticas – Ensaio Uniaxial de*

carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente. Rio de Janeiro, 2017. Previsão de norma

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME XXX/2017. *Pavimentação –Ensaio de fadiga por compressão diametral a tensão controlada.* Rio de Janeiro, 2017. Previsão de norma

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME 135/2018. *Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas Determinação do módulo de resiliência.* Rio de Janeiro, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT – ME 134/2018. *Pavimentação – Solos - Determinação do módulo de resiliência.* Rio de Janeiro, 2018.

EMBRAPA (EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AROPECUÁRIA). *Manual de descrição e coleta de solo no campo.* 5ª ed. Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Viçosa, MG, p 92. 2005.

EMBRAPA (EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AROPECUÁRIA). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos.* 3ª ed, Centro Nacional de Pesquisa de Solos, Rio de Janeiro, Brasil, p 353. 2013.

ESPINDOLA, C. R.; DANIEL, L.A. *Laterita e solos lateríticos no Brasil.* Boletim Técnico da FATEC-SP-BT/24, p. 21-24. 2008.

FERNANDES, C. G. *Caracterização mecânica de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação.* Tese de Doutorado do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2004.

GARCIA, G. D. M. DALLA RIVA, R. D. *Aplicação de técnicas de geoprocessamento*

na reestruturação de uma linha do STCP de Sinop/MT. Trabalho de Conclusão de Curso; (Graduação em Engenharia Civil), Universidade do Estado de Mato Grosso, UNEMAT, 2014.

GOOGLE EARTH – MAPAS. <http://mapas.google.com>. Acesso em: 12 de março de 2018.

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

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

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; FIGUEIREDO, Y. A. B.; OLIVEIRA, J. C. S. *Um Procedimento Para Identificação de Solos Lateríticos Pedregulhosos Visando Utilização em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos*. Revista Pavimentação, ABPV, Rio de Janeiro, v. 36, p. 19-34. 2015.

SINGH, H., HUAT, B. B. K., *Formation and classification of tropical residual soils*. In Handbook of Tropical Residual Soils Engineering, CRC Press. 2013

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). *Banco de dados por Estado*, 2016. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/estatisticas-novoportal/por-cidade-estado-estatisticas.html?t=destaques&c=5107909> > Acesso em 12 de dez de 2017.

INSTITUTO MATO-GROSSENSE DE ECONOMIA AGROPECUÁRIA (IMEA). *Banco de dados. Estatística de safras*. Disponível em: <<http://www.imea.com.br/imea-site/relatorios-mercado-detalle?c=4&s=9> > Acesso em: 15 de julho de 2018.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). *Normais climatológicas do Brasil*, 1991. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisclimatologicas>>

Acesso em: 15 de outubro de 2017.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). *Monitoramento climático.*

Disponível em: <

[http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/page&page=anomaliaTempMe
diaAnual](http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/page&page=anomaliaTempMe
diaAnual)> Acesso em: 25 de maio de 2018.

KANDHAL, P.S.; KOEHLER, W.S. *Marshall Mix Design Method: Current Practices.*

Proceeding Association of Asphalt Pavement Technologists Technical Sessions,
San Antonio, Texas, USA, v. 54. 1985.

KELM, T. A. *Avaliação do uso de lodo de estação de tratamento de esgoto na
estabilização de materiais para pavimentação.* Dissertação de Mestrado do
Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 2014.

KUMPEL, C. J. *Investigation of compaction characteristics of subbase material using
the Superpave gyratory compactor.* Dissertação de Mestrado do Departamento de
Engenharia Civil da Rowan University. 2013.

LATHAM, M. *French soil classifications and their application in the South Pacific
Islands.* Institute of Natural Resources, 185–199p. 1981.

LEPSCH, I. F. *Formação e conservação dos solos.* 2.ed. São Paulo: Oficina de textos.
216p. 2010.

LIMA, C. D. A. *Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso
em camadas de pavimentos.* Dissertação de Mestrado do Programa de Engenharia
Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 2016.

MACÊDO, J. A. G. *Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural
de pavimentos flexíveis – A experiência com o FWD no Brasil.* Tese de Doutorado.
Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 1996.

MARANGON, M. *Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de
Minas Gerais Utilização 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. 2004.

- MARAGON, M.; MOTTA, L. M. G. *Considerações sobre a utilização da pedologia na engenharia Goetécnica a partir de um sistema de classificação dos solos*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 33. Florianópolis, SC. Anais. ABPV, p.406-422. 2001.
- MARSON, M. *Análise crítica da classificação MCT para solos tropicais*. Divisão de Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, SP. 2004.
- MC LACHLAN, R., BAGSHAW, S. A., *Standardisation of laboratory compaction energies*. NZ Transport Agency research report 628. 2017.
- MEDINA, J. E MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos Pavimentos*. 3ª ed. Editora Interciências. Rio de Janeiro, RJ. 2015.
- MARQUES, G. L. O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória* Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 461 p. 2004.
- MOTTA, L. M. G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 1991.
- MOTTA, R. S. Estudo Laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. USP. São Paulo, SP. 2005.
- NASCIMENTO, L. A. H.; M. CHACUR; L. F. M. LEITE Uso do compactador giratório na previsão do desempenho de misturas asfálticas. Anais do 19º Encontro de Asfalto IBP, Rio de Janeiro, RJ. 2008
- NEWCOMB, D., *An Introduction to Warm-Mix Asphalt*. National Asphalt Pavement Association, 2011. Disponível em: http://www.warmmixasphalt.org/submissions/4_20071125_introduction_to_warm-mix_asphalt.pdf. Acessado em: 17 jul. 2018.
- NOGAMI, J. S. E VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de baixo custo com solos laterícios*. Ed. Villibor. São Paulo. 1995.

- NORBACK, C. *Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solos-brita*. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2018.
- PEIXOTO, S. F. *Mineralogia e geoquímica de perfis lateríticos no nordeste do Estado do Amazonas*. Programa de Pós-Graduação em Geociências. UFAM. Manaus, AM. 2006.
- PING, W. V., LEONARD, M., e YANG, Z. *Laboratory Simulation of Field Compaction characteristics (Phase I)*. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade do Estado da Flórida. Tallahassee, Florida. (2003).
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação Rodoviária: Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis*. Rio de Janeiro. 269p. 2002.
- PINTO, C.S., Curso básico de mecânica dos solos, São Paulo, Oficina de textos, 2006.
- PNCT – PLANO NACIONAL DE CONTAGEM DE TRÁFEGO, *Banco de dados contagem contínua*, 2016. Disponível em: <http://servicos.dnit.gov.br/dadospnct/ContagemContinua> Acesso em: 10 de julho de 2018.
- RAITH, M.M; RAASE, P; REINHARDT, J. *Guia para microscopia de minerais em lâminas delgadas*. M.M. (University of Bonn), P. Raase (University of Kiel), J. Reinhardt (University of KwaZulu-Natal, 2014 Tradução para o Português: Maria do Carmo Gastal e Márcia Elisa B. Gomes Departamento de Mineralogia e Petrologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. ISBN 978-3-00-046279-5. (PDF). 2014.
- RIBEIRO, M. P.; SILVA, M. F.; FURLAN, A. P. FABRI, T. P.; (2014). *Estudo do efeito da relação de tensões e da variação de umidade na deformação permanente de um solo de subleito*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 33. Curitiba, PR. Anais. ABPV, p.1-12. 2014
- RODRIGUES, M. R.; *Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul*. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, UFRGS. 105p. 1997.

- SANTOS, J. D. G.; *Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento*. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 1998.
- SANTOS, E. F. *Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. São Carlos, SP. 2006.
- SANTOS, T. A. *Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul*. Tese de Mestrado. UFSM. Santa Maria, RS. 2016.
- SANTOS, P. H. C.; COSTA, M. L.; LEITE, A. S.; *The Piriá aluminous lateritic profile: mineralogy, geochemistry and parent rock*. Brazilian Journal of Geology, 617-636P. December 2016
- SEPLAN – SECRETARIA DE PLANEJAMENTO E COORDENAÇÃO. *Zoneamento econômico e ambiental do Estado do Mato Grosso*. Mato Grosso: Seplan, 2003.
- SOUZA, A. P.; MOTA, L. L.; ZAMADEI, T.; MARTIM, C. C.; ALMEIDA, F. T.; PAULINO, J.; *Classificação climática e balanço hídrico climatológico no estado de Mato Grosso*. Nativa, Sinop, v. 1, n. 1, p. 34 - 43. 2013.
- TAKEDA, M. C. *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Tese de Doutorado. USP. São Paulo, SP. 2006.
- TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M.C.M.; FAIRCHILD, T.M. e TAIOLI, F. *Decifrando a Terra*. Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil. 558p. 2000.
- THORNTHWAITE, C. W.; J. R. MATHER. *The Water Balance*, Publications in Climatology VII. p1-104, Drexel Institute of Climatology, Centerton, New Jersey. 1955.
- THORNTHWAITE, C. W., AND J. R. MATHER. *Instructions and Tables for the Computing Potential Evapotranspiration and the Water Balance*, Publications in Climatology X, p311. 1957.

- THULER, R. B. *Estudo de Solos do Estado do Rio de Janeiro para Aplicação em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. Dissertação de Mestrado do Programa de Engenharia Civil. COPPE- UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 2005.
- VERTAMATTI, E. *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. Tese de Doutorado da Divisão de Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, SP. 1988.
- VIANA, H. M. F. *Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. São Carlos, SP. 2007.
- VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. *Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa*. Revista Pavimentação. ABPV, Rio de Janeiro, v. 46, p. 16-37. 2017
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S., *Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. São Paulo, Editora Arte e Ciência, p.291. 2009.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S., *Pavimentos de baixo custo para vias urbanas*. São Paulo, Editora Arte e Ciência, p.196. 2009.
- WERK. S. M. S.; *Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2000.
- ZAGO, J. P. *Avaliação de Quatro Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás*. Tese de Mestrado. UFSM. Santa Maria, RS. 2016.

ANEXO A – RELATÓRIO DE DIMENSIONAMENTO DO MeDiNa

23/07/2018

Relatório MeDiNa

Programa MeDiNa v.1.0.2 - jun/2018 - versão de avaliação

Cópia registrada para ANA ELZA DALLA ROZA (ana.roza@coc.ufrj.br), da empresa UFRJ..

Dimensionamento do pavimento

Empresa: UFRJ

Nome do Projeto:

Responsável pelo projeto: ANA ELZA DALLA ROZA

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

Tipo de via: Sistema Coletor Secundário

Nível de confiabilidade: 75%

Período de projeto: 10 anos.

Análise realizada em 23/07/2018 às 12:35:15 no NÍVEL DE PROJETO << A >>

Análise realizada não considerou o dano relativo à fadiga.

Deformação permanente total prevista no pavimento no fim do período:

- **Entre rodas** = 0,5mm

- **Sob as rodas** = 1,4mm

ATENÇÃO: O programa MeDiNa é apenas uma ferramenta de cálculo que auxilia o projetista no dimensionamento ou na avaliação de pavimentos, conforme descrito no Guia do Método Mecânico Empírico. O conhecimento das propriedades dos materiais a serem aplicados na estrutura do pavimento, por meio de ensaios de laboratório, assim como o conhecimento detalhado do tráfego são imprescindíveis para a elaboração do projeto. O sucesso do projeto somente será alcançado se as propriedades dos materiais consideradas no dimensionamento sejam aplicadas no campo e verificadas a partir de ensaios geotécnicos com um controle de qualidade rigoroso.

Portanto, a responsabilidade pelo projeto é exclusivamente do engenheiro projetista, que deve entender e avaliar criteriosamente os resultados gerados pelo programa, antes de aprovar o projeto para a execução no campo.

Estrutura do pavimento

Cam	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coef de Poisson
1	TRATAMENTO SUPERFICIAL Tratamento Superficial Duplo	2,5	Resiliente Linear MR = 1000 MPa	0,25
2	SOLOFINO, SILTOSO OU ARGILOSO Buritis	15,0	Resiliente Não Linear MR = 0 MPa (1º mês) k1 = 248,88 k2 = 0,320 k3 = -0,540 k4 = 0,000	0,45
3	SUBLEITO Buritis	SL	Resiliente Não Linear MR = 0 MPa (1º mês) k1 = 248,88 k2 = 0,320 k3 = -0,540 k4 = 0,000	0,45

Materiais

1 - TRATAMENTO SUPERFICIAL: Tratamento Superficial Duplo

Propriedades

Modelos

Massa específica (g/cm³) = 2,4

Norma ou Especificação = DNIT ES 147

2 - SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO: Buritis

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = Buritis Grupo MCT = NG' MCT - Coeficiente c' = 2,99 MCT - Índice e' = 1,26 Massa específica (g/cm³) = 1,505 Umidade Ótima (%) = 25,13 Energia Compactação = Intermediária Norma ou Especificação = DNIT ES 139	Ensaio de Deformação Permanente Modelo: $ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$ Coeficiente de Regressão (k1 ou ψ_1): 0,13 Coeficiente de Regressão (k2 ou ψ_2): 1,07 Coeficiente de Regressão (k3 ou ψ_3): 1,21 Coeficiente de Regressão (k4 ou ψ_4): 0,05

3 - SUBLEITO: Buritis

Propriedades	Modelos
Descrição do Material = Buritis Grupo MCT = NG' MCT - Coeficiente c' = 2,99 MCT - Índice e' = 1,26 Massa específica (g/cm³) = 1,505 Umidade Ótima (%) = 25,13 Energia Compactação = Intermediária Norma ou Especificação = DNIT ES 137	Ensaio de Deformação Permanente Modelo: $ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$ Coeficiente de Regressão (k1 ou ψ_1): 0,13 Coeficiente de Regressão (k2 ou ψ_2): 1,07 Coeficiente de Regressão (k3 ou ψ_3): 1,21 Coeficiente de Regressão (k4 ou ψ_4): 0,05

Definição do tráfego

Volume Médio Diário no ano de abertura do tráfego: VMD (1º ano) = 27
Fator de veículo no ano de abertura do tráfego: FV = 1,00
Número de passagens anual do eixo padrão (1º ano): 1,00e+04
% Veículos na faixa de projeto: 100%
Número de passagens anual do eixo padrão na faixa de projeto: 1,00e+04
Taxa de crescimento do tráfego: 0,0%
Número Equivalente total de passagens do eixo padrão na faixa de projeto: N Eq = 1,00e+05

Eixo Tipo	FE	Carga (ton)	FC	FVi
1 Eixo simples de roda dupla	100%	8,20	1,000	1,000

Evolução dos danos no pavimento

Análise realizada não considerou o dano relativo à fadiga.

Análise de Deformação Permanente

Com	Material	Deformação Permanente entre as rodas (mm)	Deformação Permanente sob as rodas (mm)
1	TRATAMENTO SUPERFICIAL	0,00	0,00
2	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,20	1,11
3	SUBLEITO	0,34	0,28

Cam	Material	Deformação Permanente entre as rodas (mm)	Deformação Permanente sob as rodas (mm)
	Deformação Permanente Total (mm)	0,5	1,4

Controle por Deflexões

As bacias foram calculadas considerando as camadas aderidas e um fator de segurança, após avaliados dados de campo comparativos entre FWD e Viga Benkelman. Os resultados apresentados estão a favor do dimensionamento.

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: TRATAMENTO SUPERFICIAL - Tratamento Superficial Duplo

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	28	17	13	9	7	5	4	3	2
FWD Raio = 15,0 cm Carga = 4,0 ton	47	20	12	8	6	4	3	2	2

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO - Buritis

Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	29	18	13	9	7	5	4	3	2
FWD Raio = 15,0 cm Carga = 4,0 ton	47	20	13	8	6	4	3	2	2

Deflexões esperadas (0,01 mm) no topo da camada: SUBLEITO - Buritis

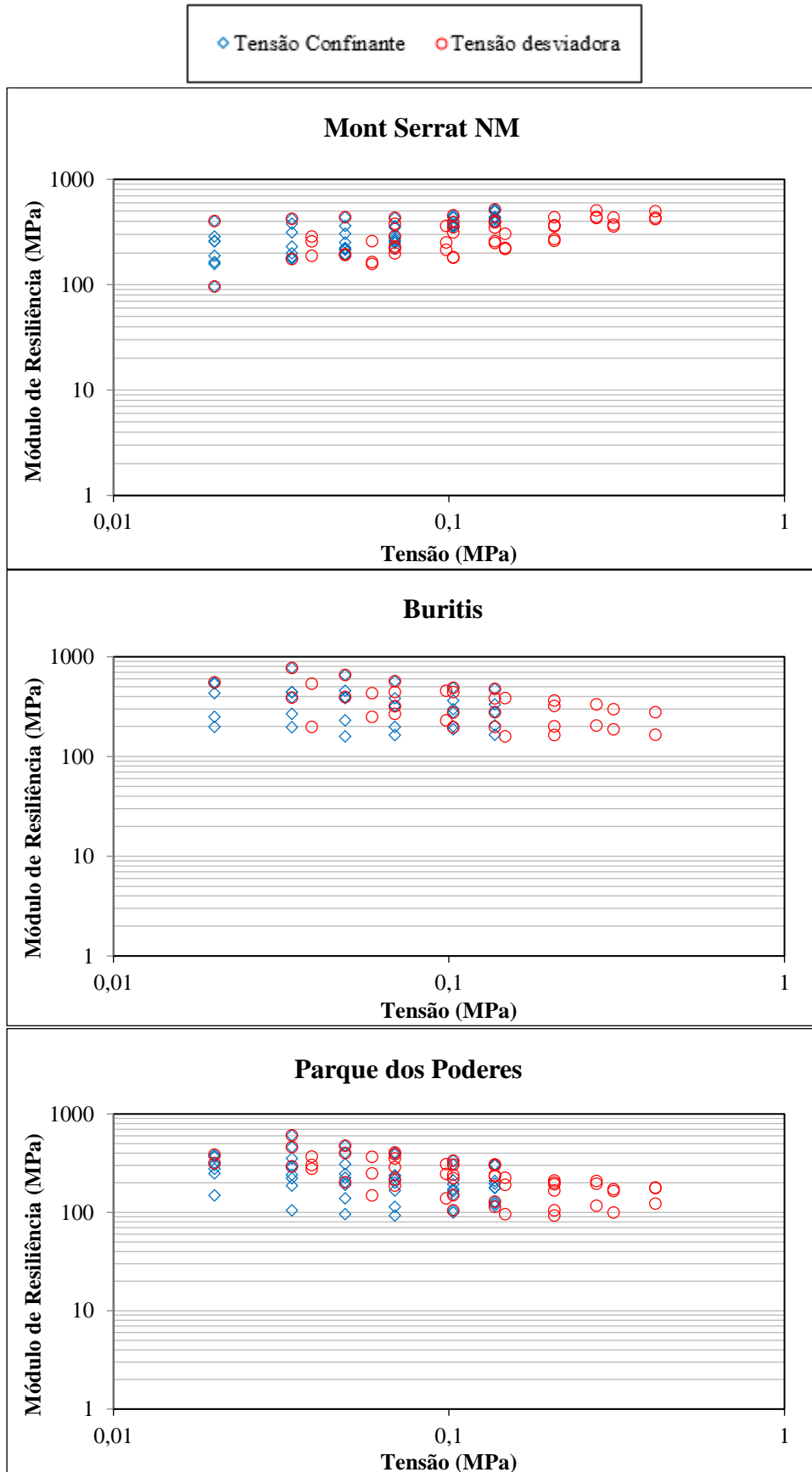
Equipamento	Sensor 1 0 cm	Sensor 2 20 cm	Sensor 3 30 cm	Sensor 4 45 cm	Sensor 5 60 cm	Sensor 6 90 cm	Sensor 7 120 cm	Sensor 8 150 cm	Sensor 9 180 cm
Viga Benkelman Raio = 10,8 cm Carga = 8,2 ton	29	18	13	9	7	5	4	3	2
FWD Raio = 15,0 cm	61	24	16	10	8	5	4	3	3

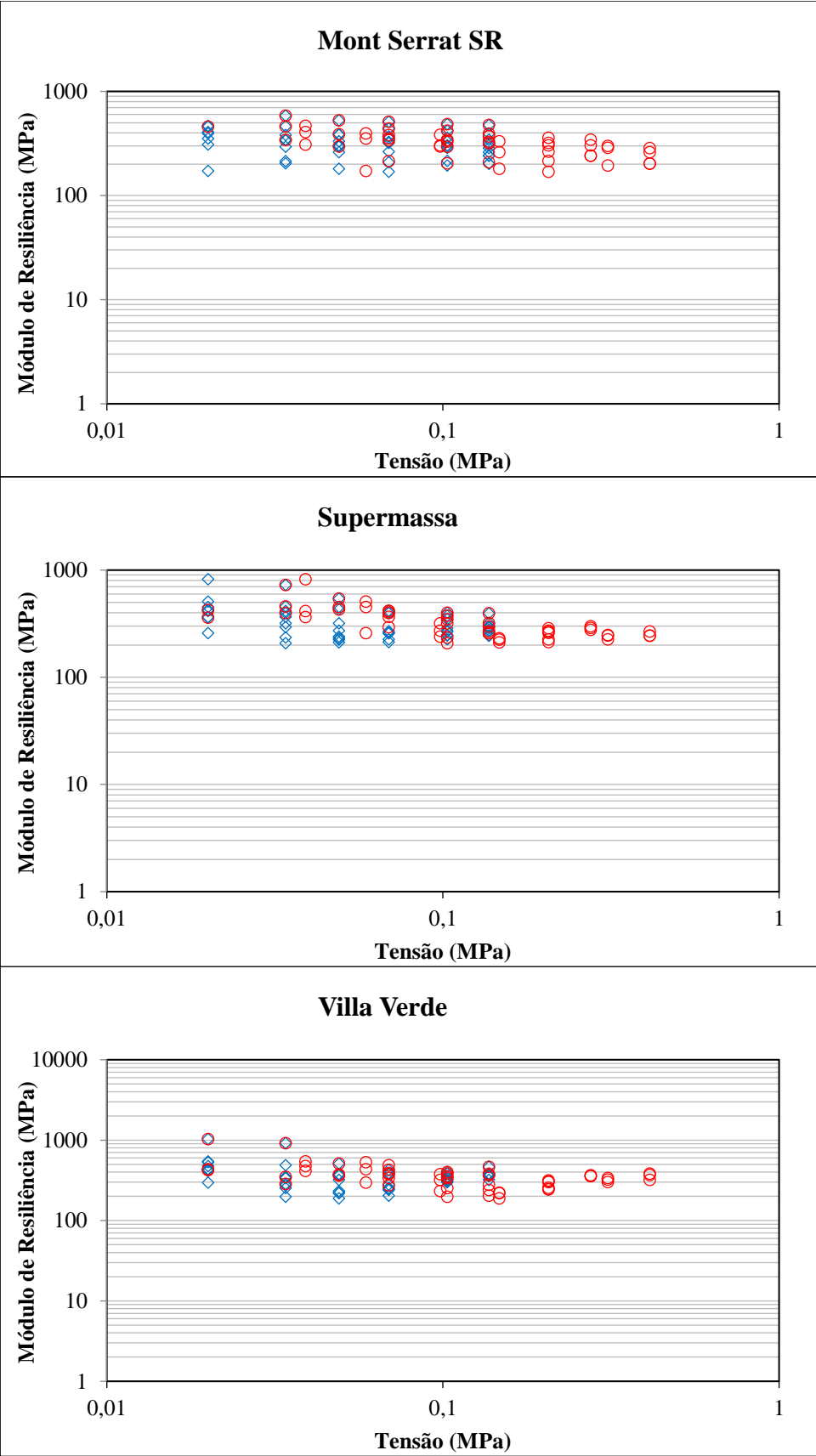
**ANEXO B – RESULTADOS DOS ENSAIOS DA MISTURA ASFÁLTICA
COLETADA NA REGIÃO DE ESTUDO**

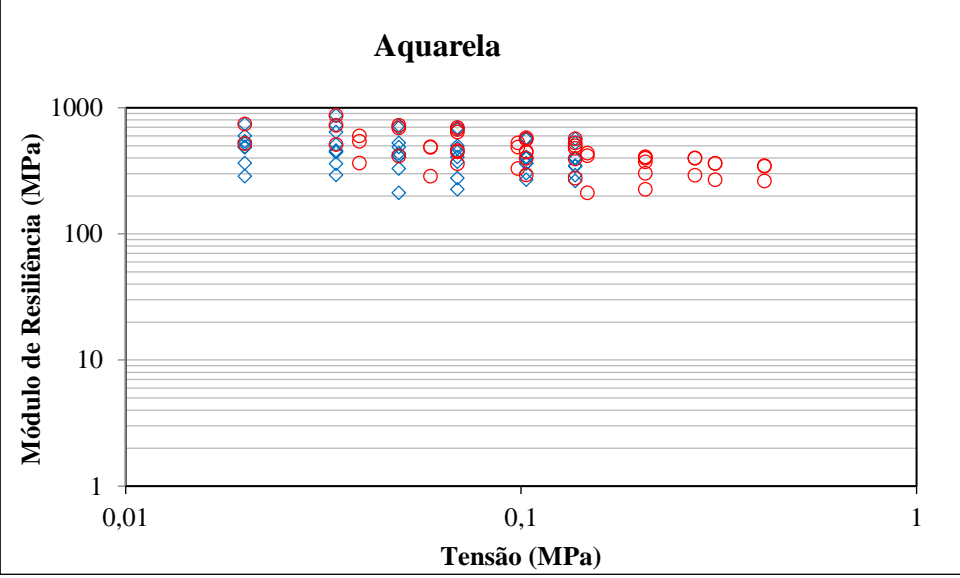
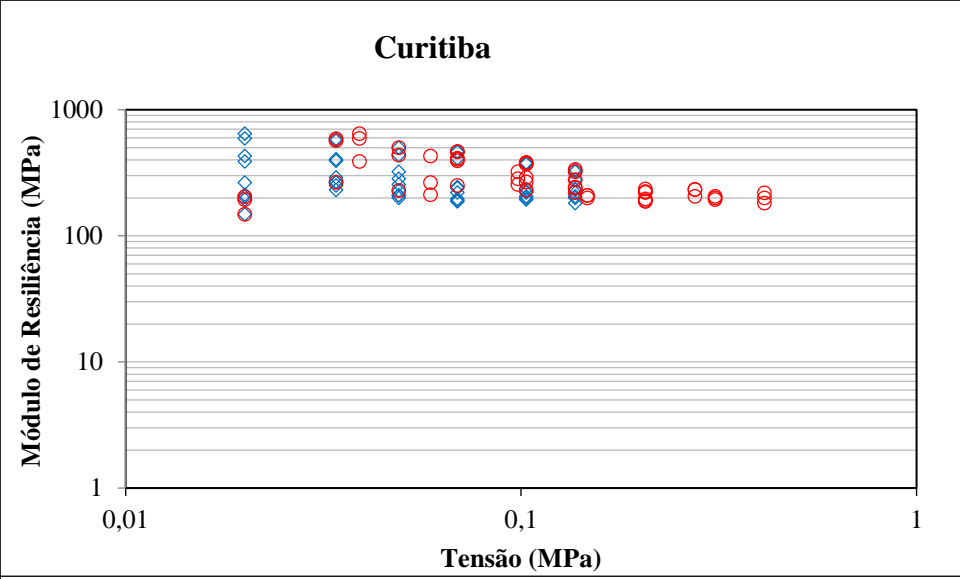
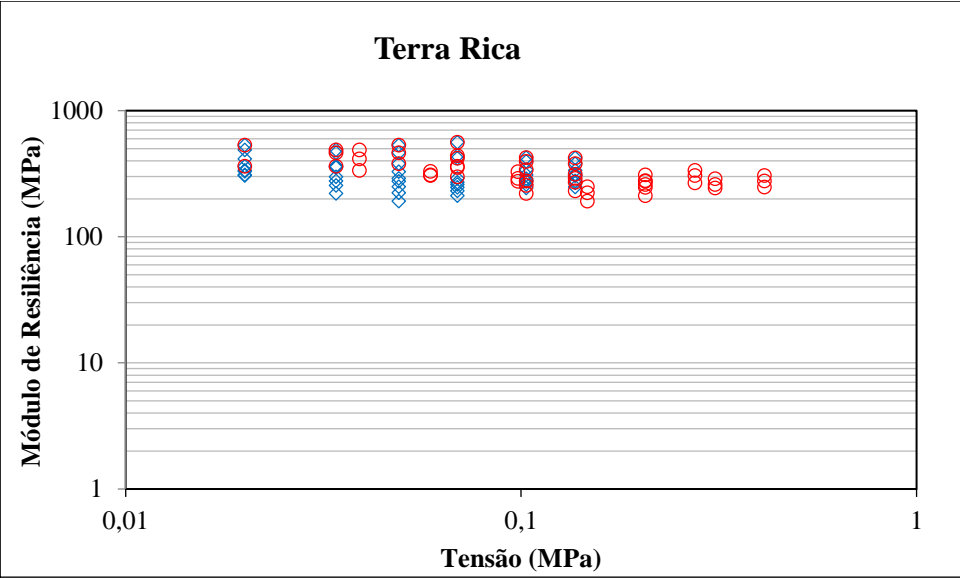
Volume de vazios dos CP's

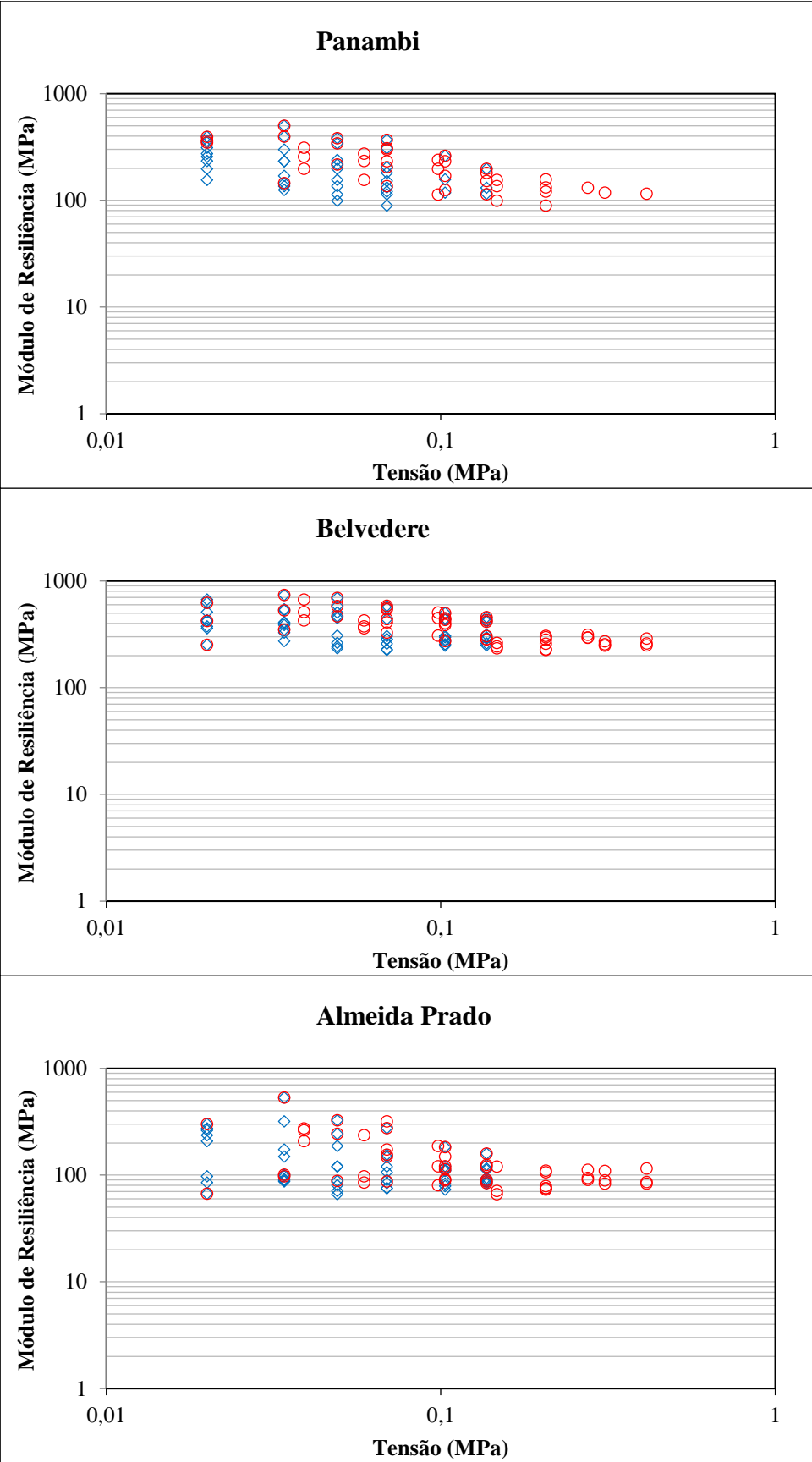
<i>CP</i>	<i>V_v</i> (%)	<i>CP</i>	<i>V_v</i> (%)
1	7,54	11	5,67
2	9,47	12	5,55
3	8,39	13	9,32
4	9,53	14	11,00
5	9,73	15	7,00
6	9,60	16	10,17
7	9,06	17	8,44
8	10,31	18	9,66
9	8,87	19	7,91
10	9,95	20	8,24

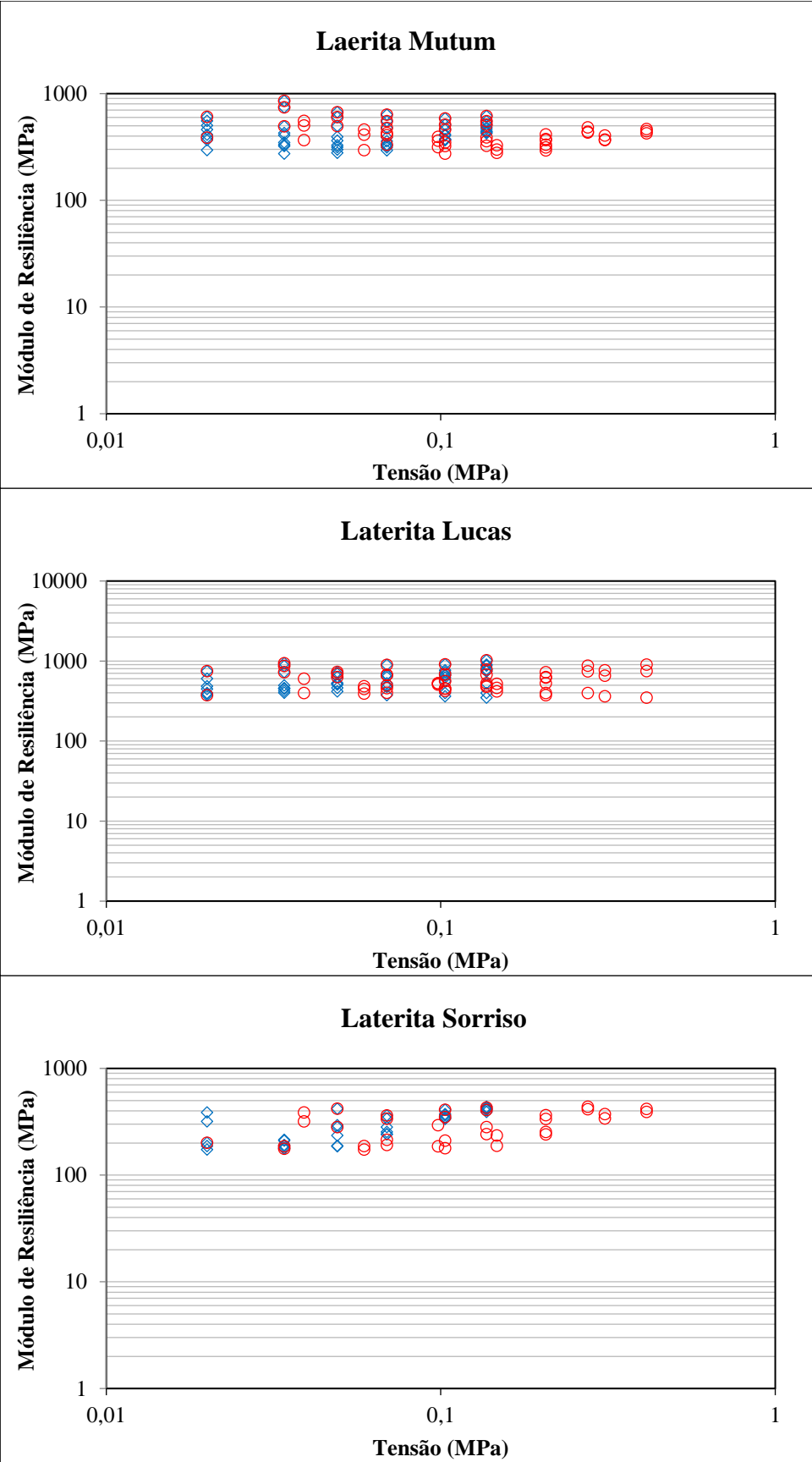
ANEXO C – GRÁFICOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA EM FUNÇÃO DAS TENSÕES DESVIO E CONFINANTE PARA 17 SOLOS DESTA PESQUISA

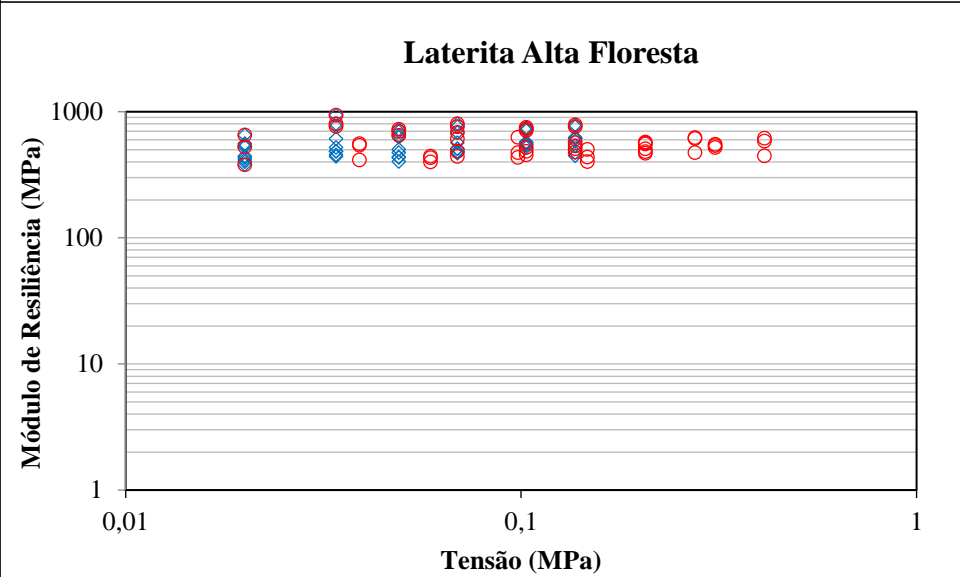
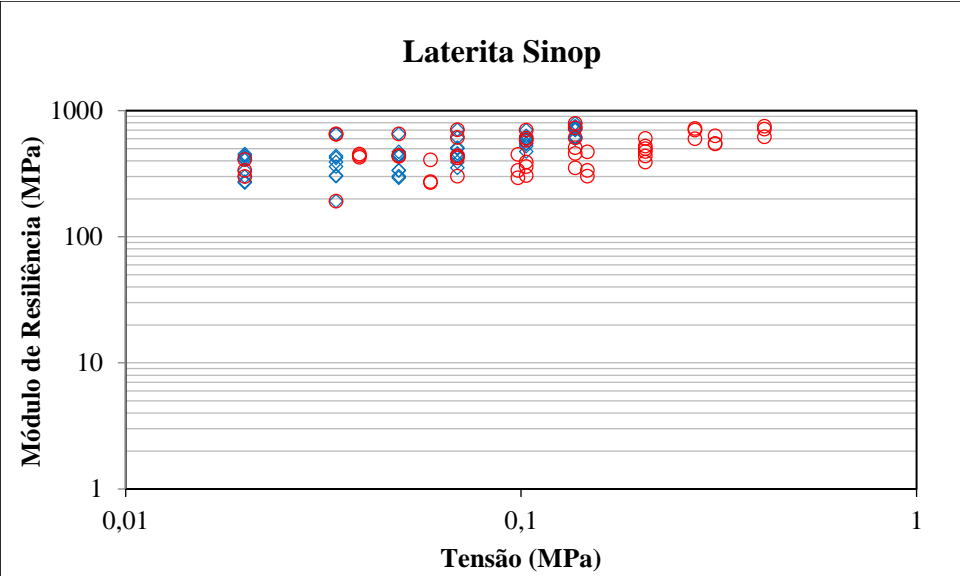




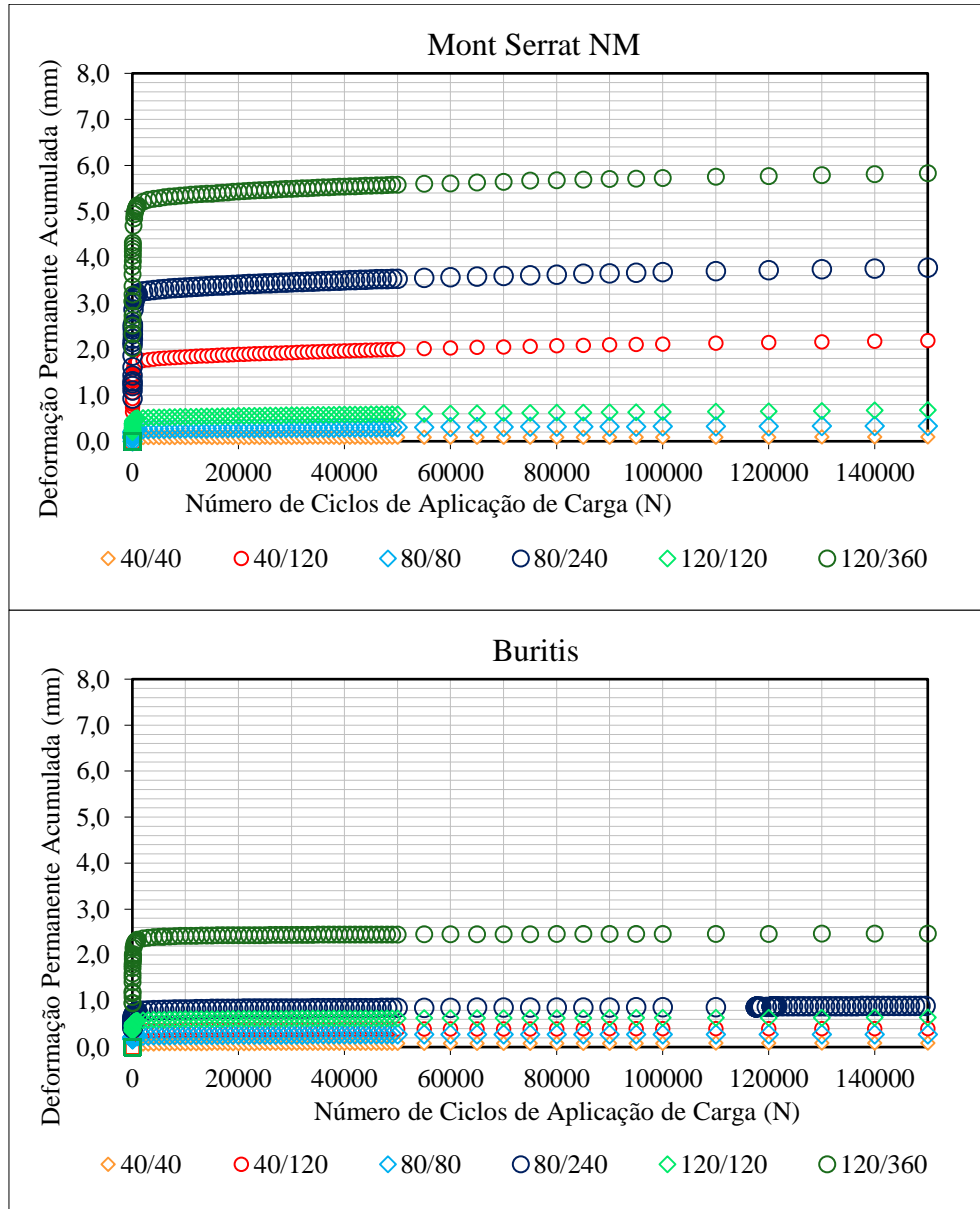


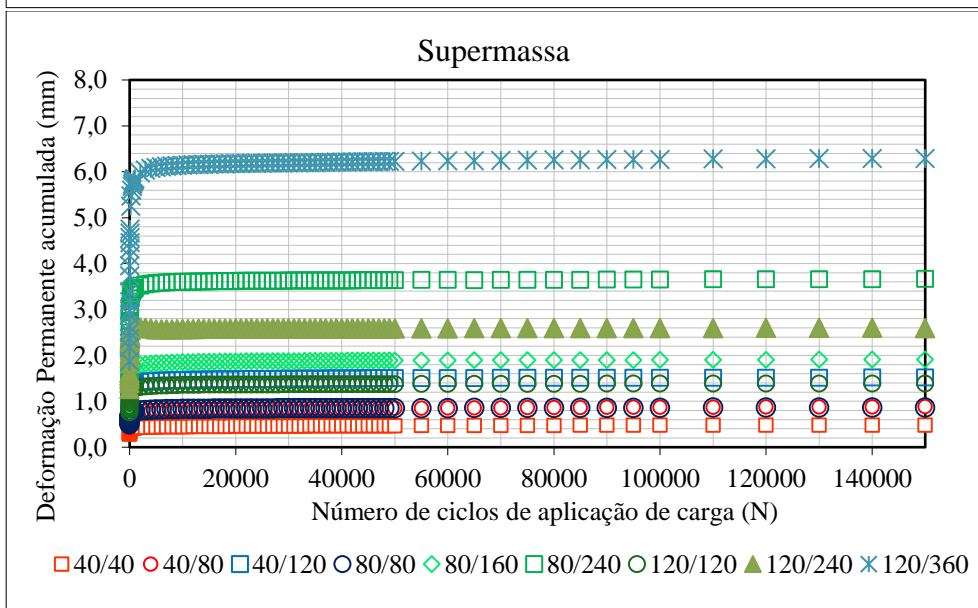
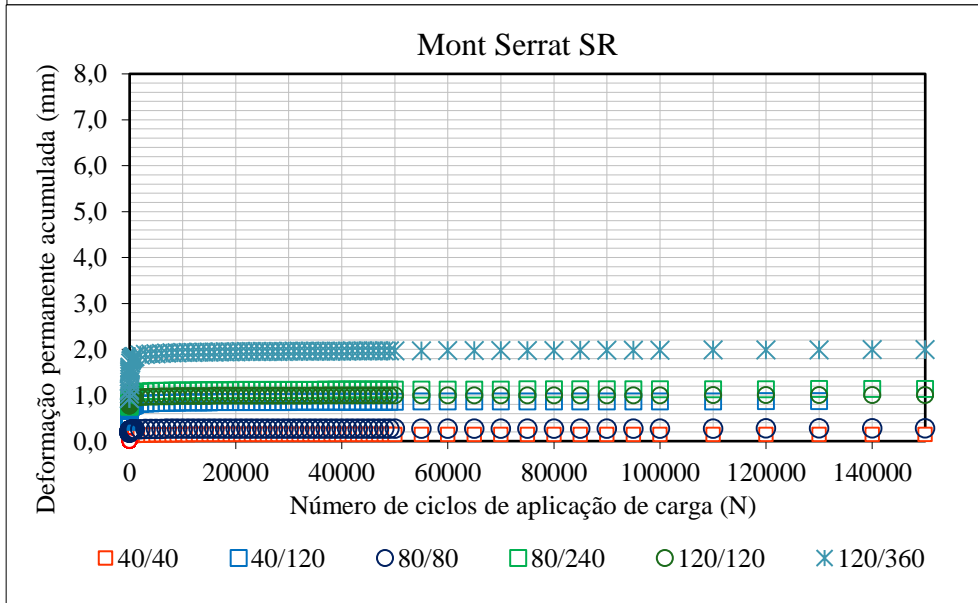
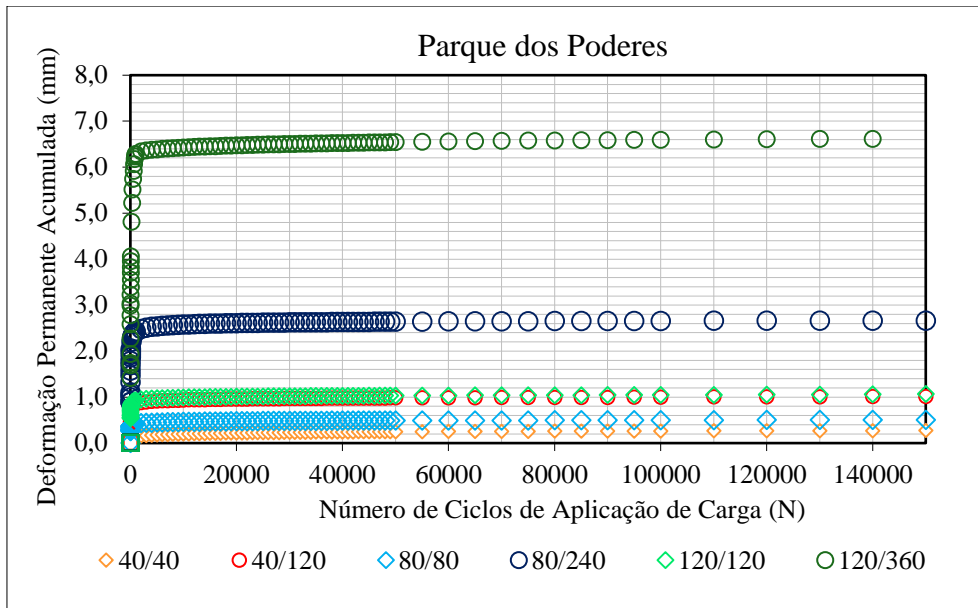


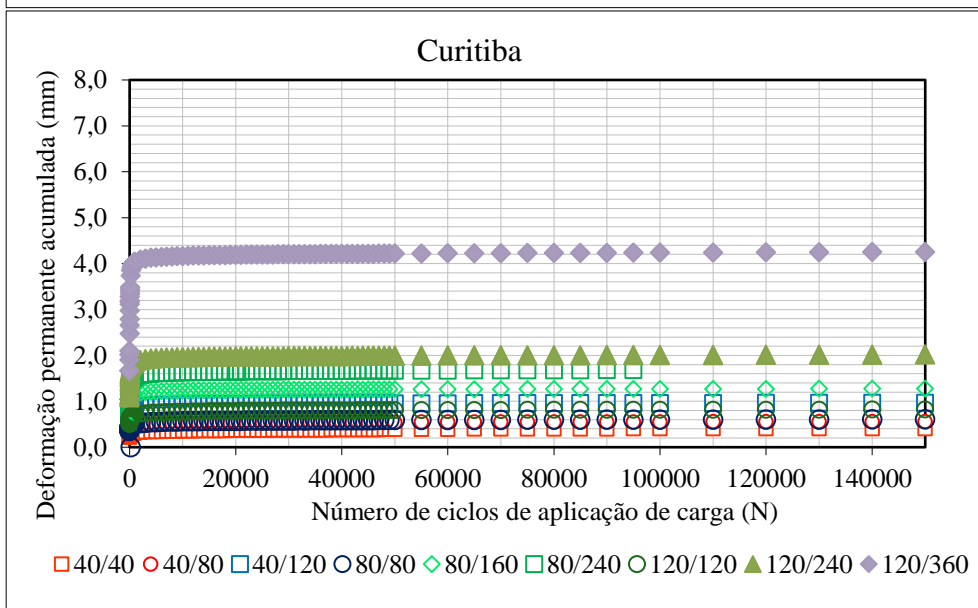
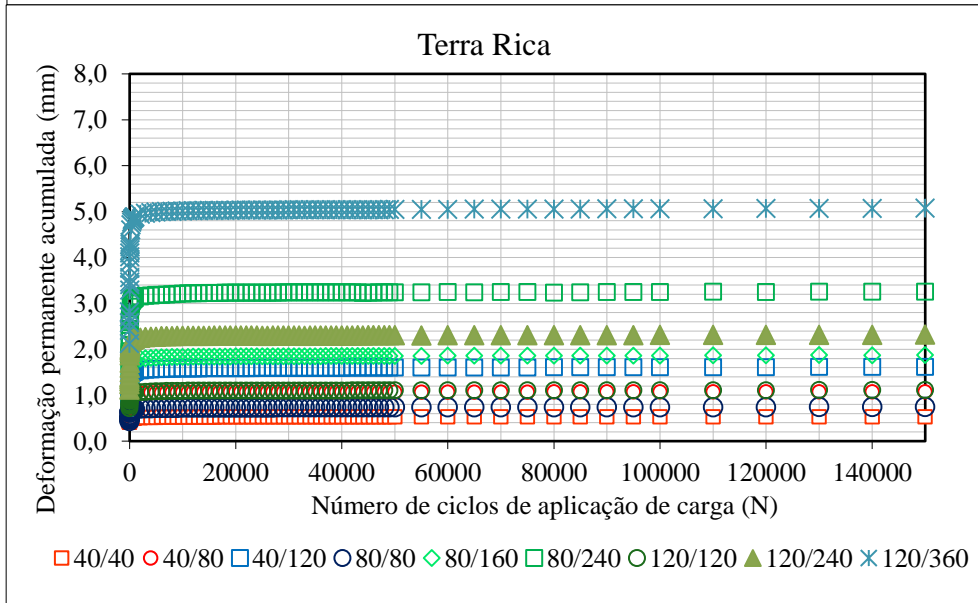
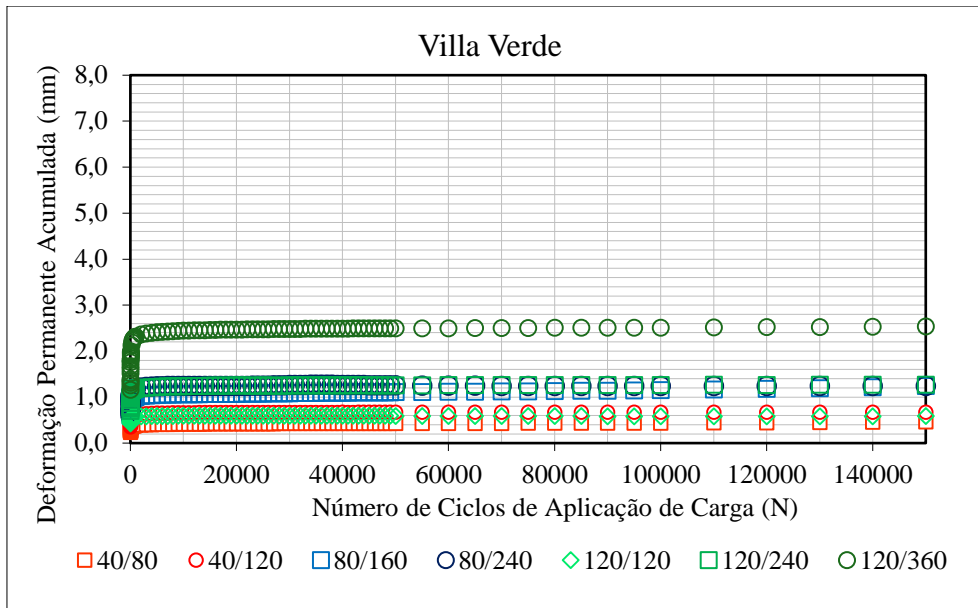


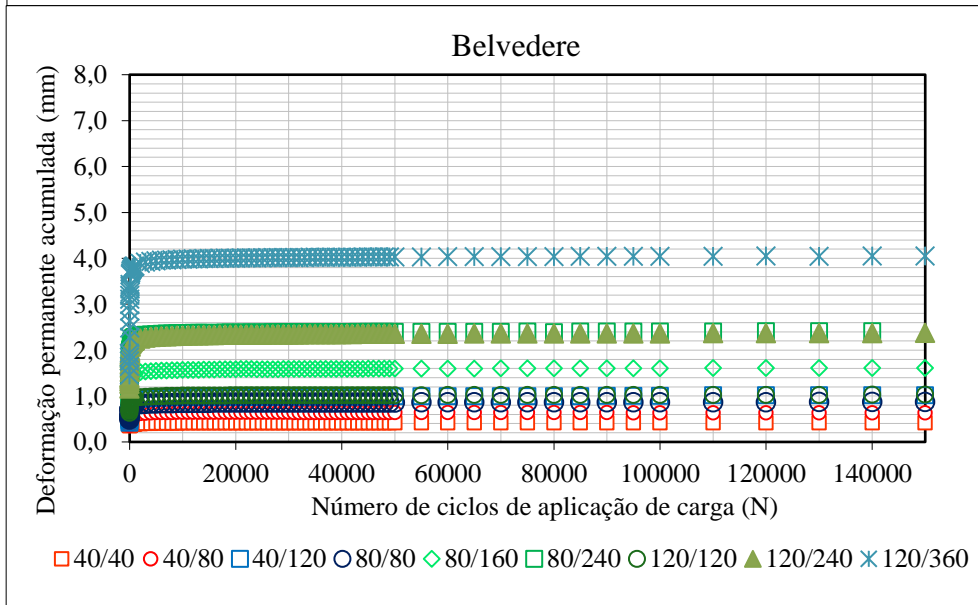
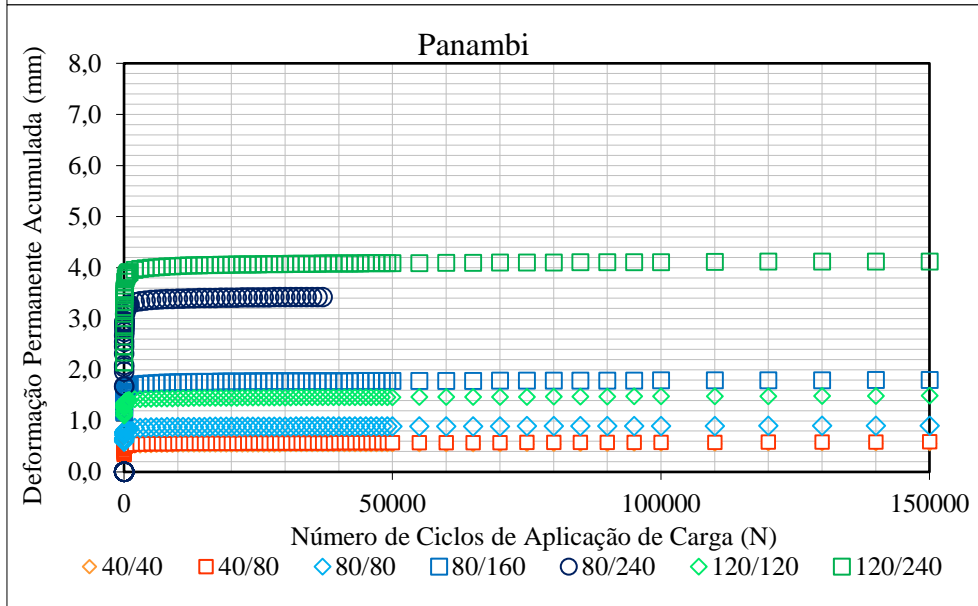
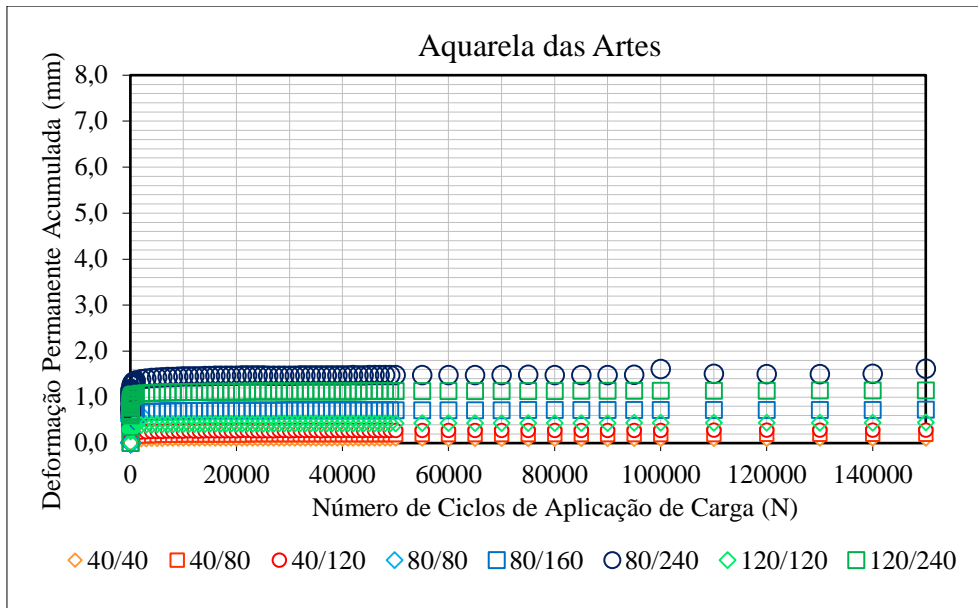


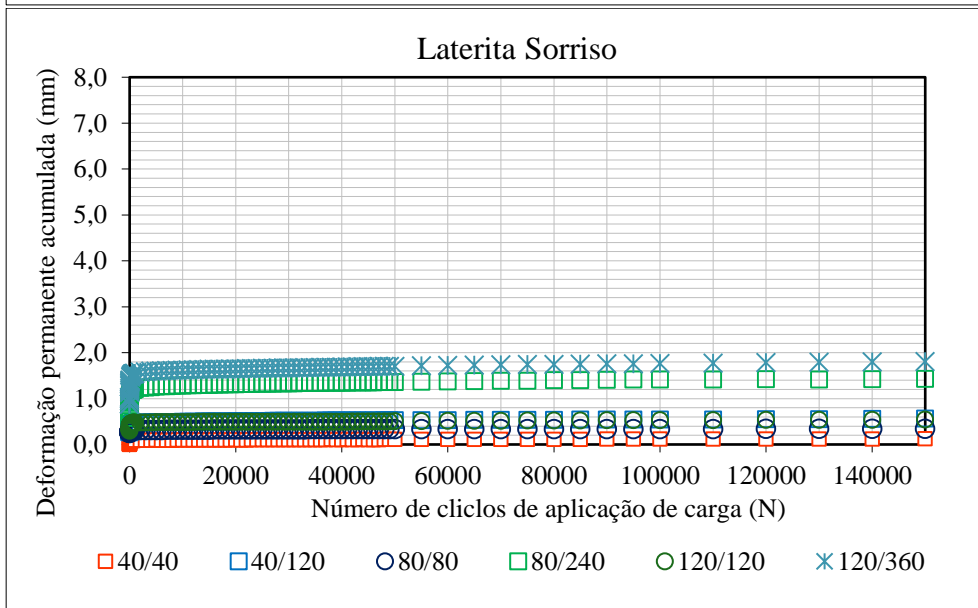
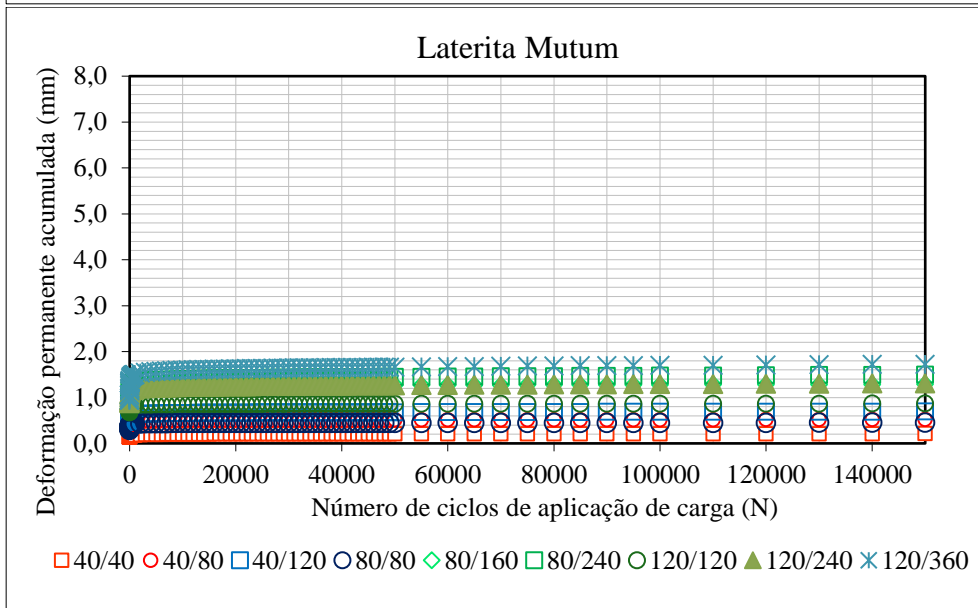
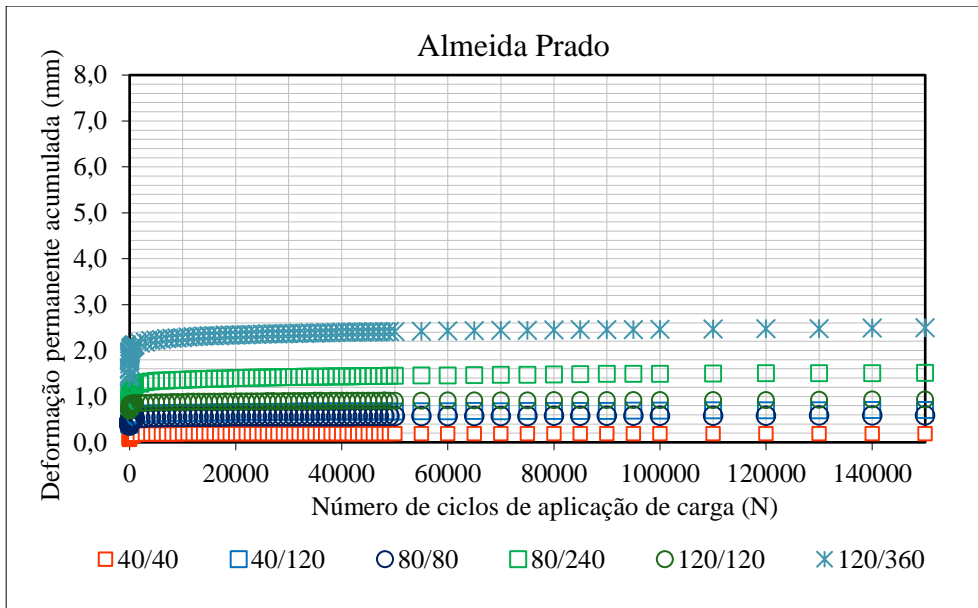
ANEXO D – DEFORMAÇÃO PERMANENTE ACUMULADA DOS 17 SOLOS DESTA PESQUISA

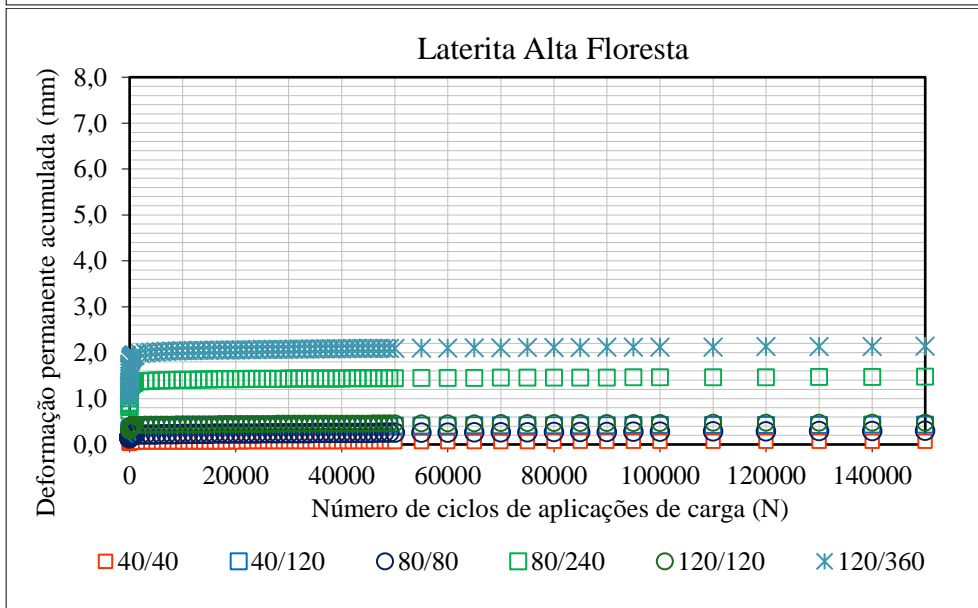
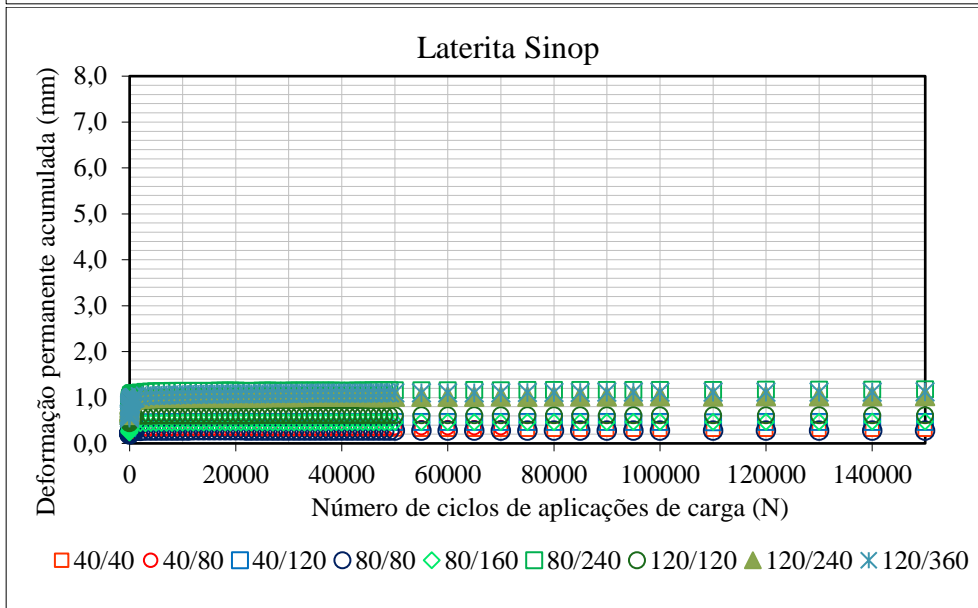
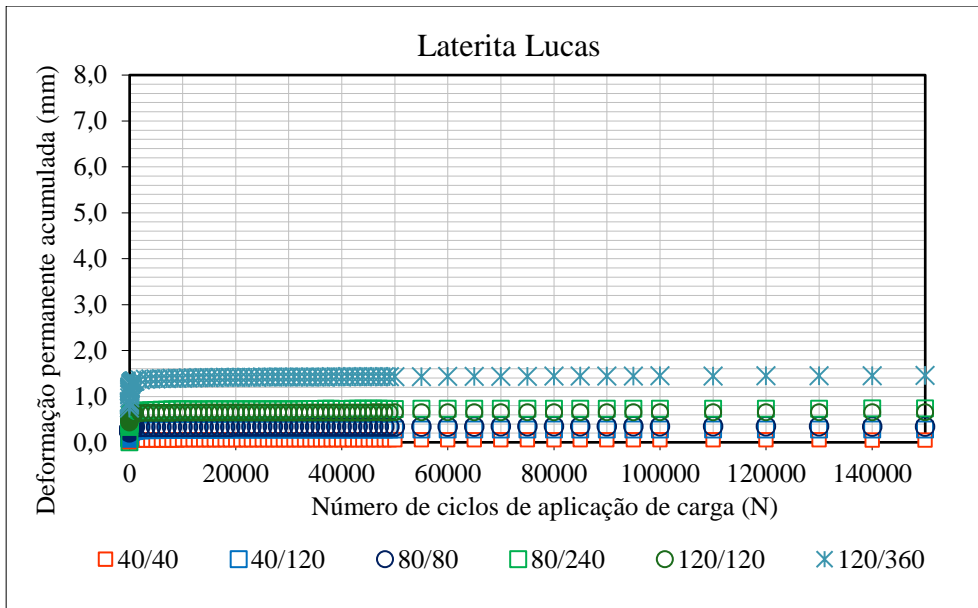




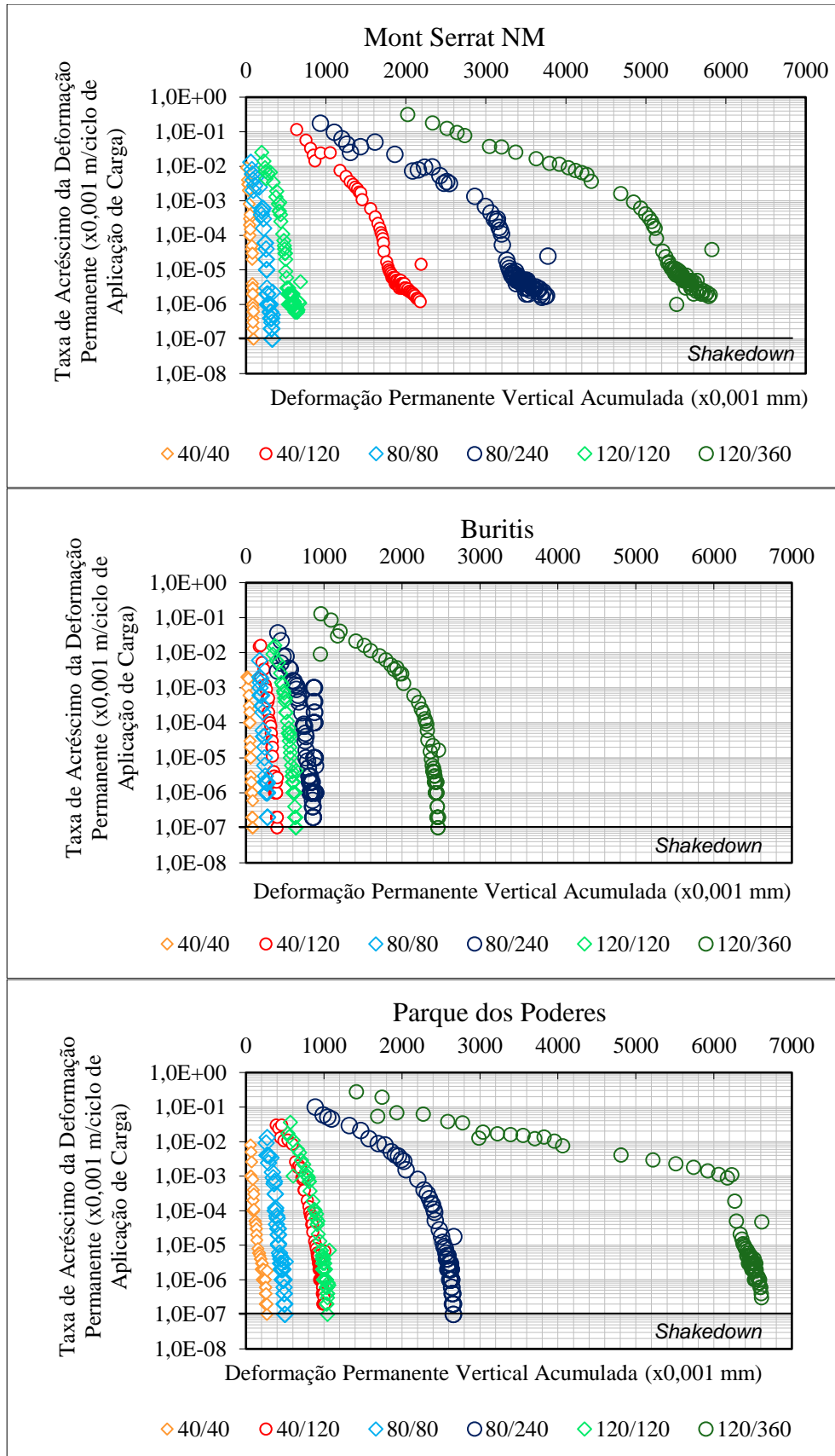


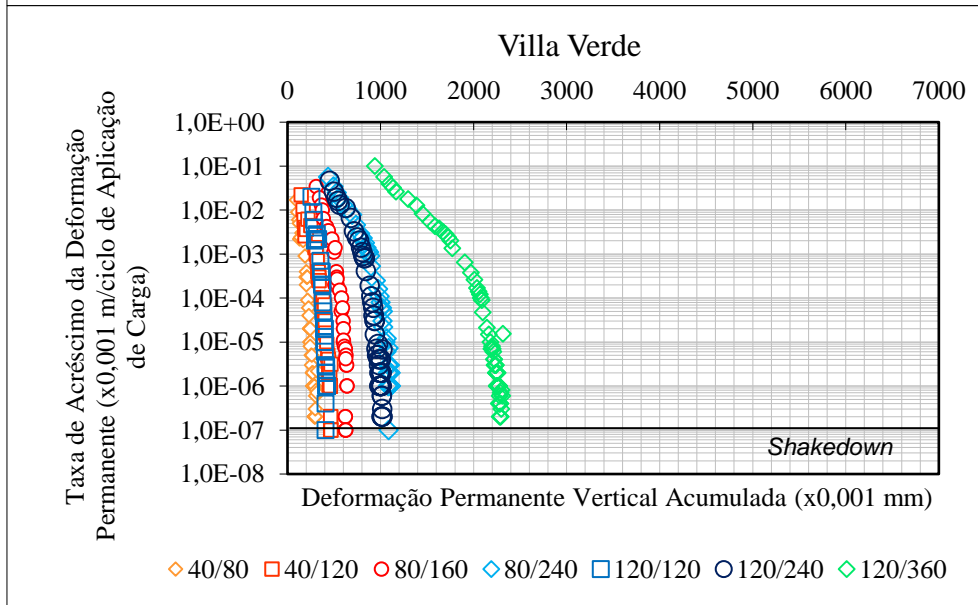
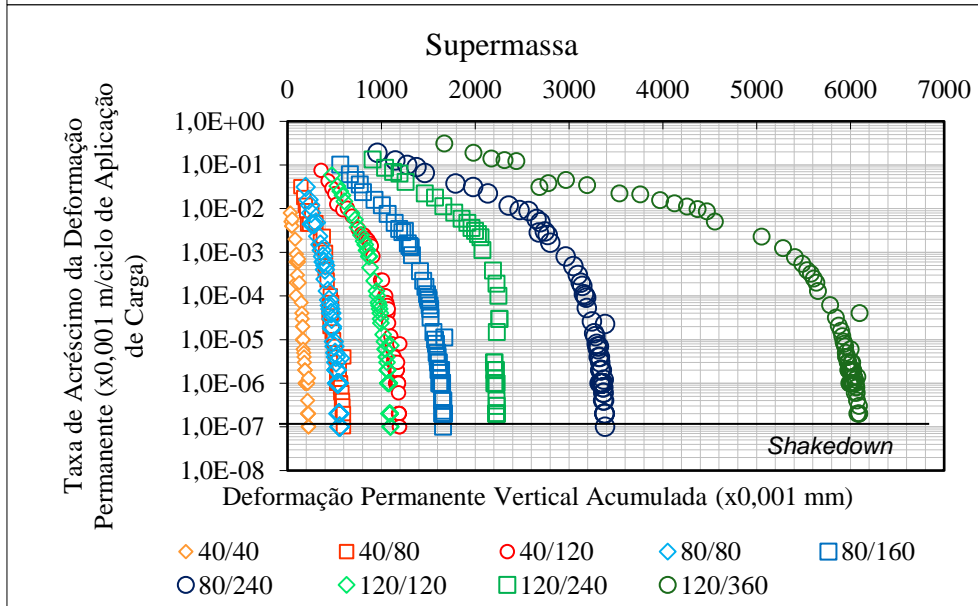
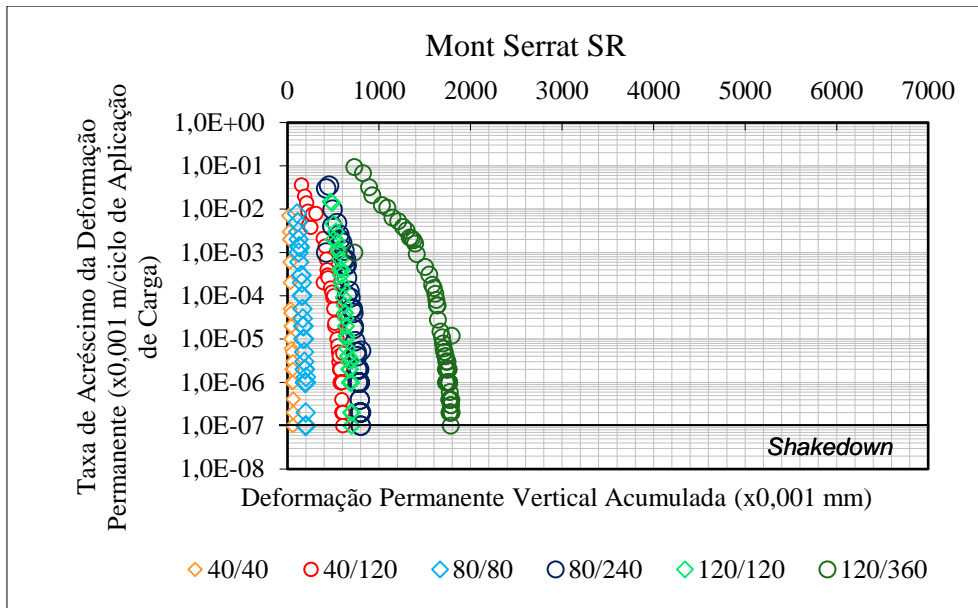


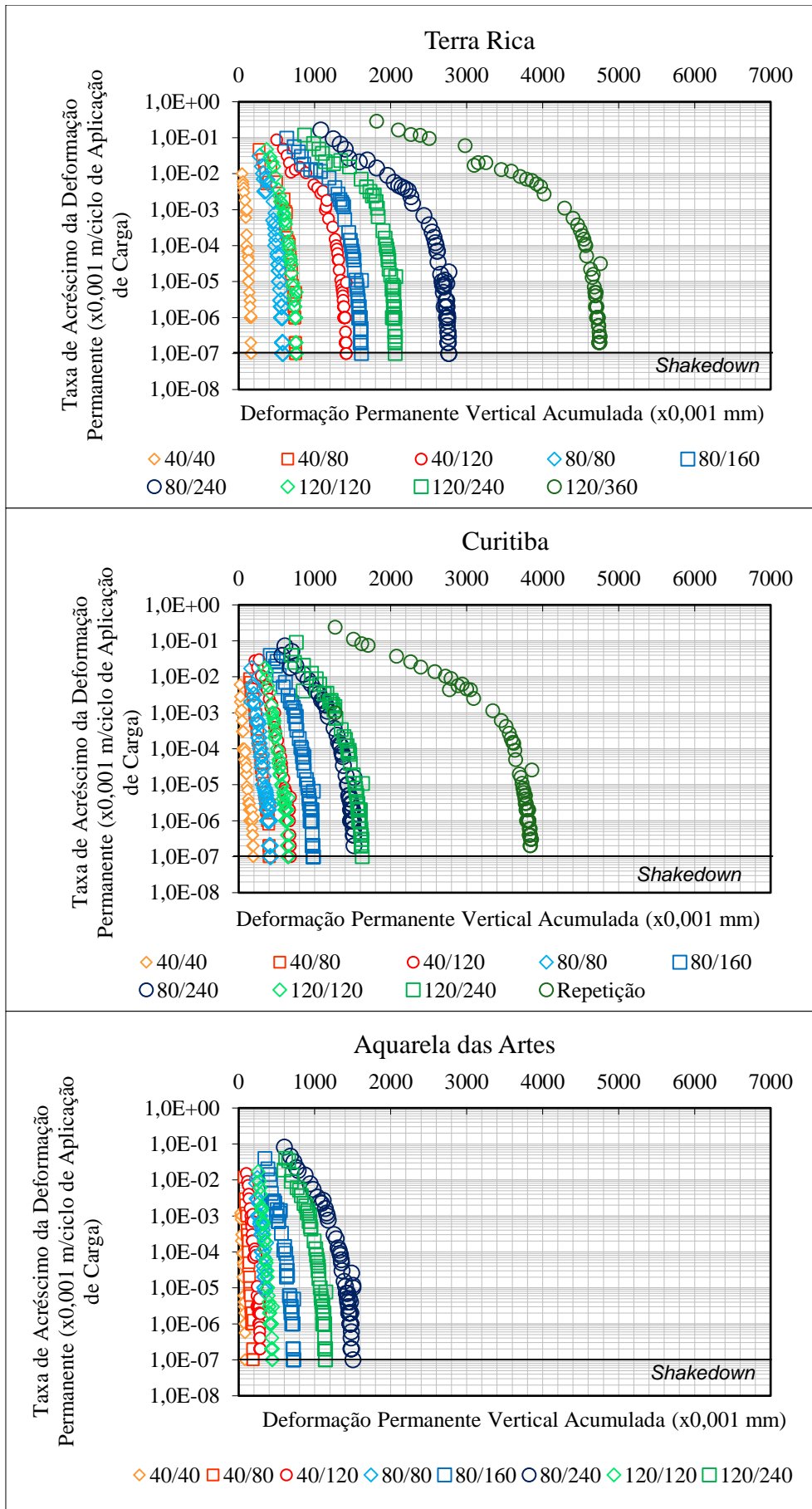


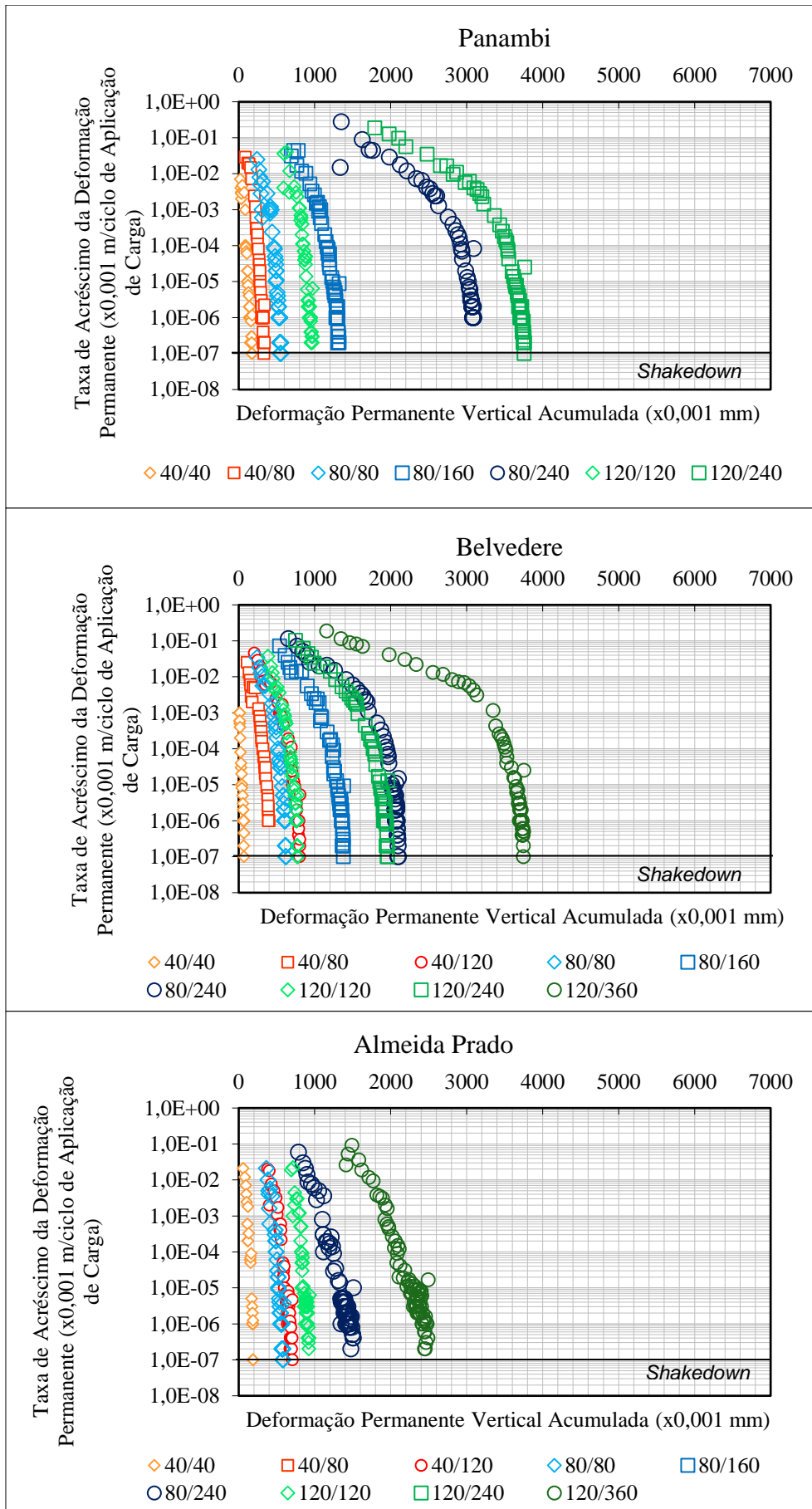


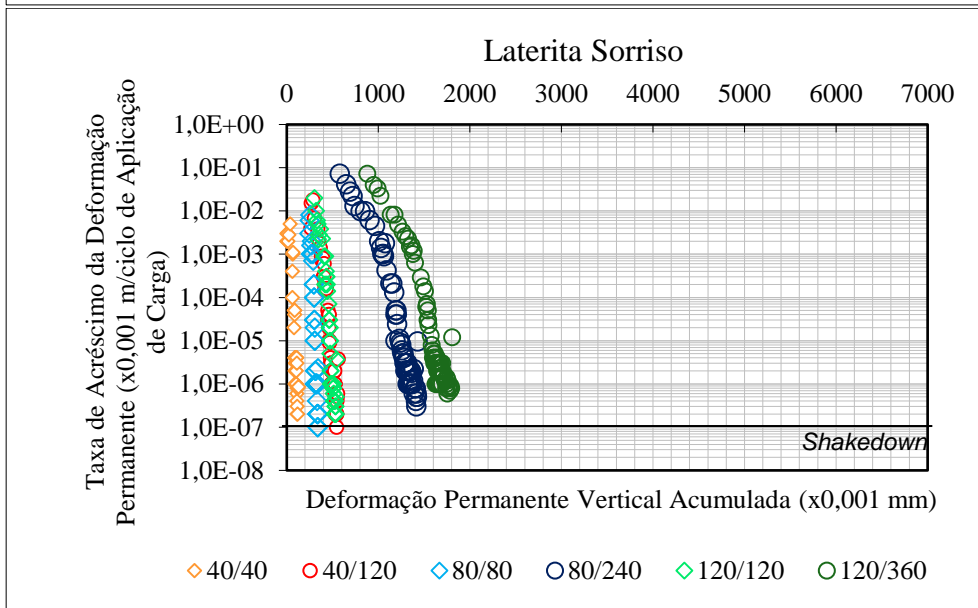
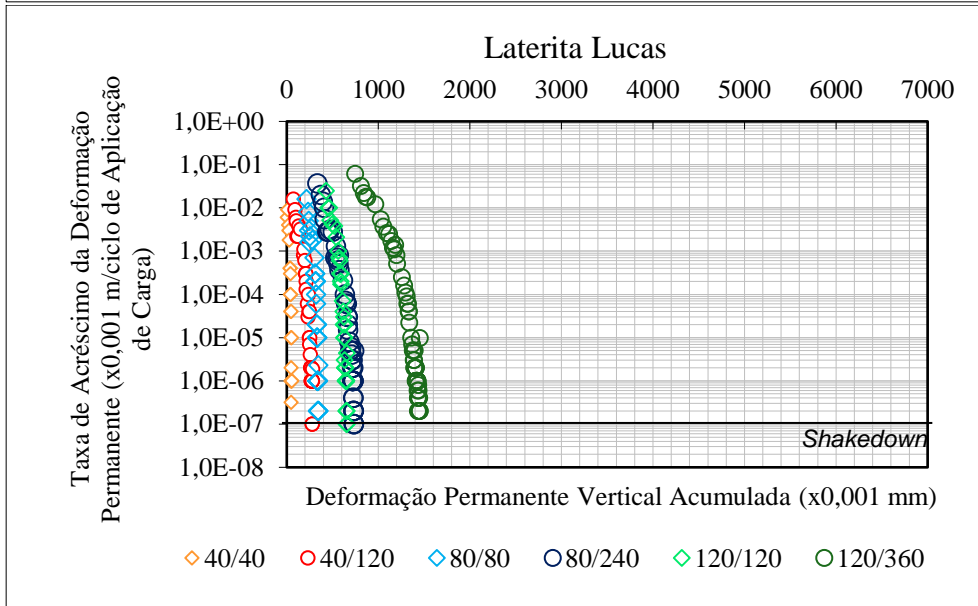
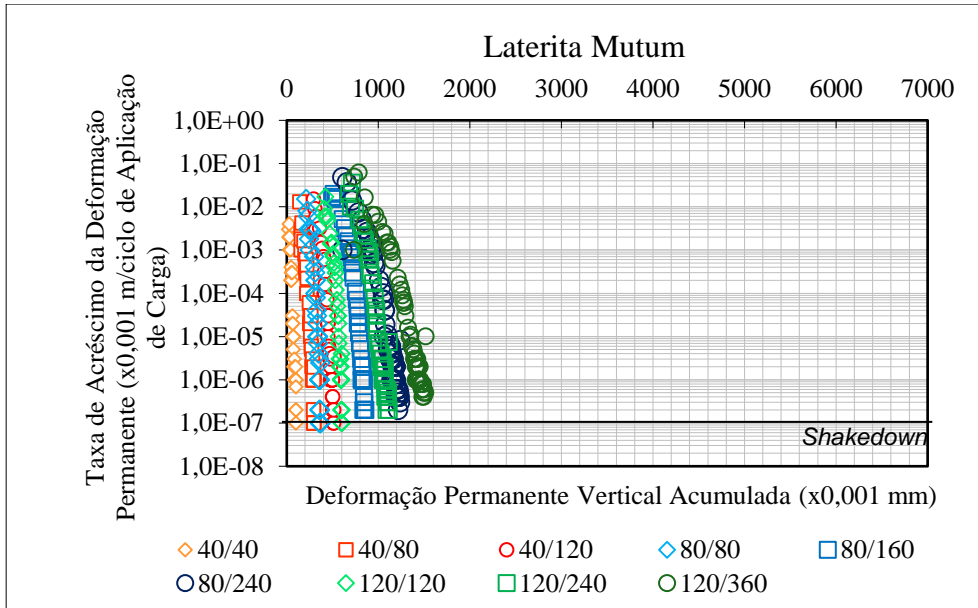
ANEXO E – ESTUDO DO SHAKEDOWN DOS 17 SOLOS DESTA PESQUISA

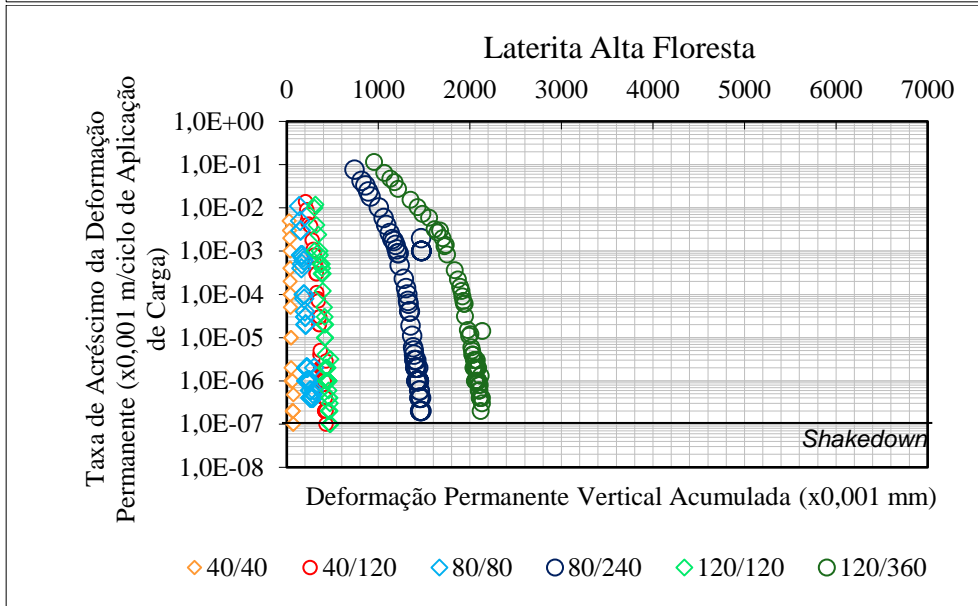
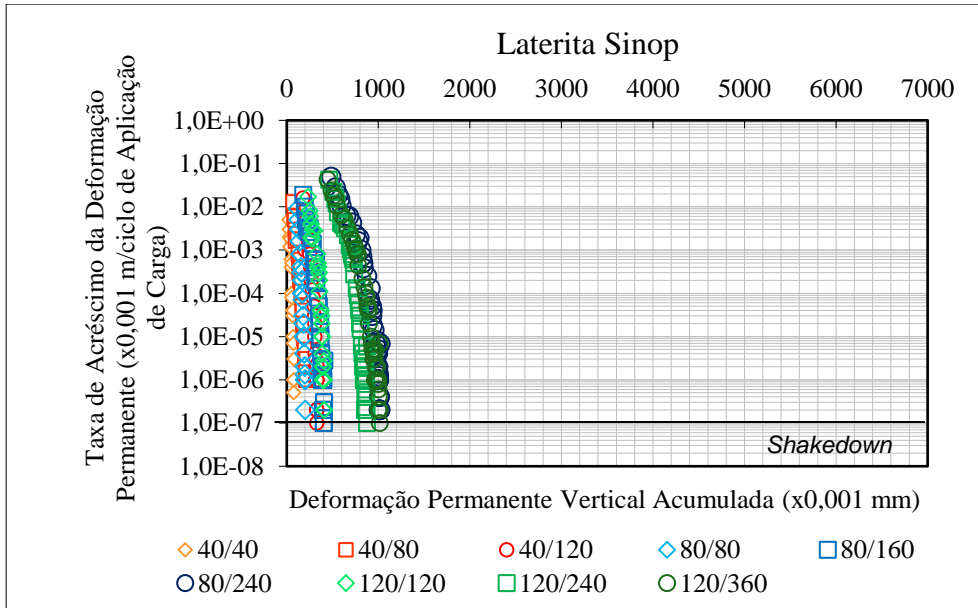






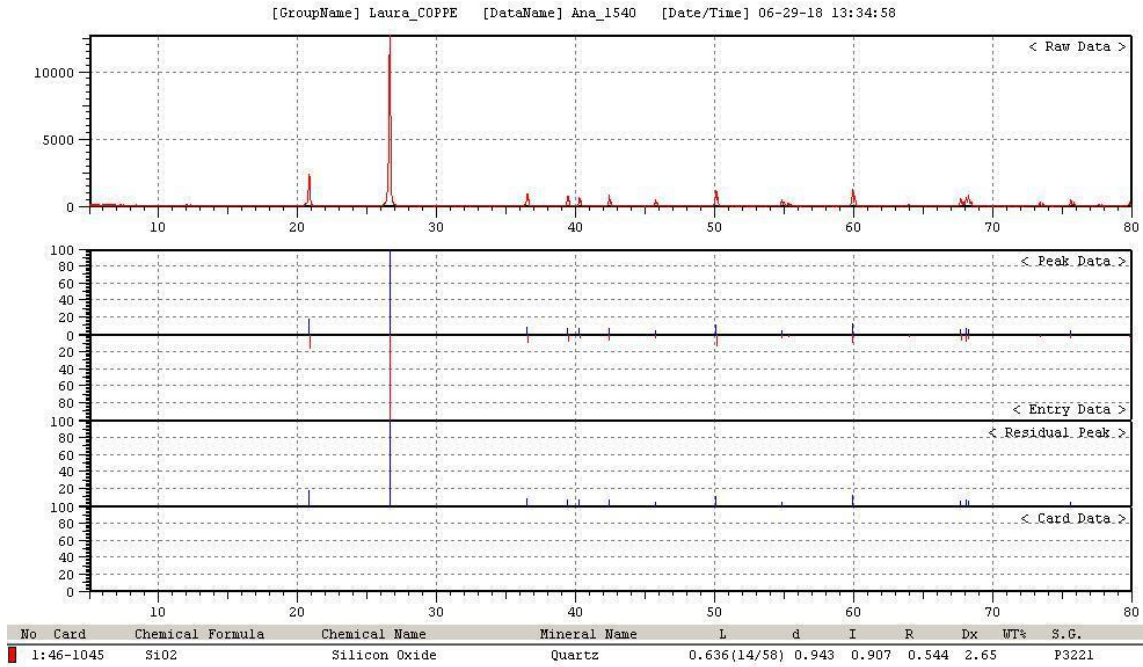




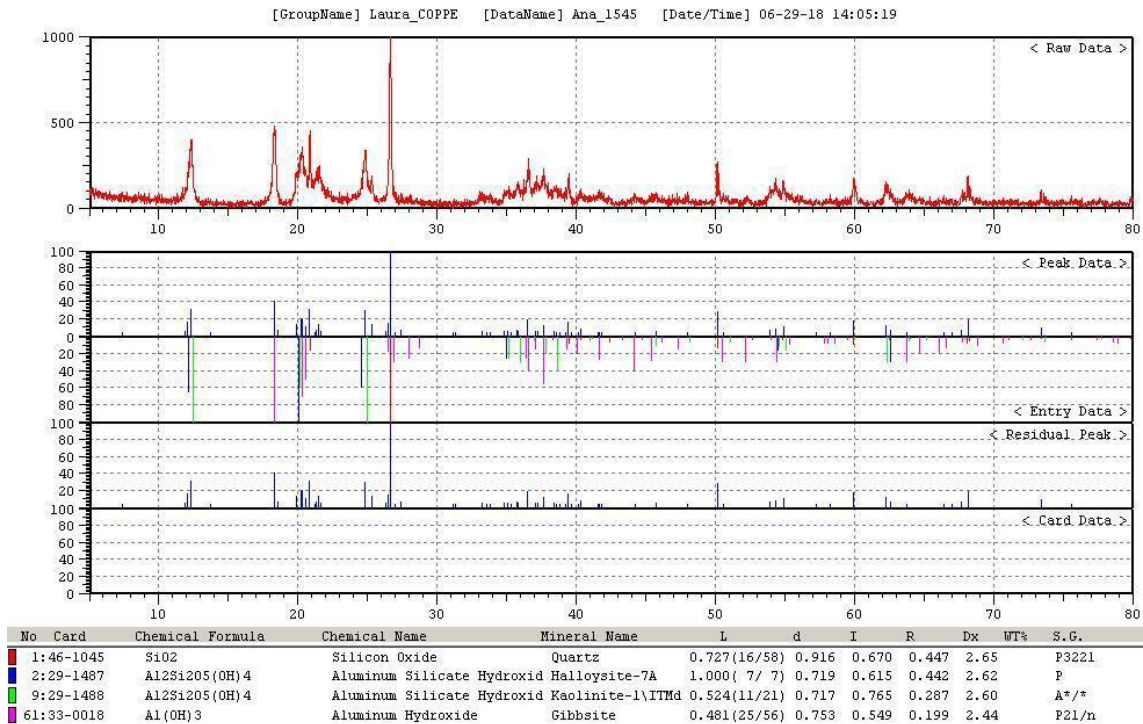


ANEXO F – RELATÓRIOS DOS ENSAIOS DE DIFRAÇÃO DE RAIOS X

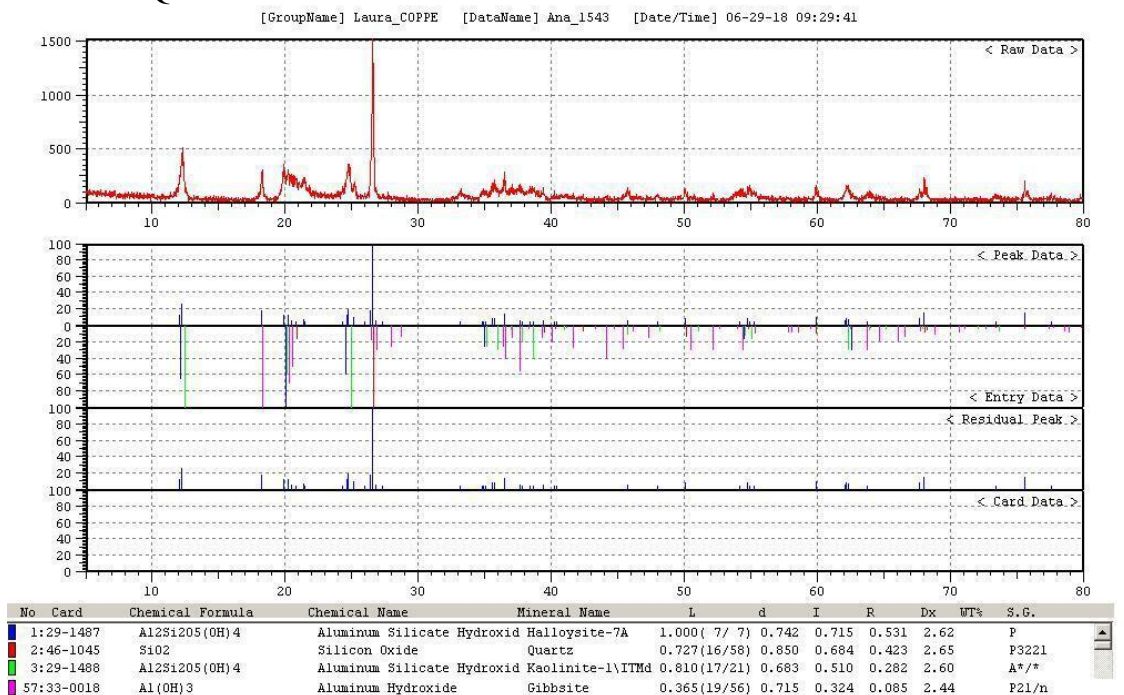
SOLO MONT SERRAT NM



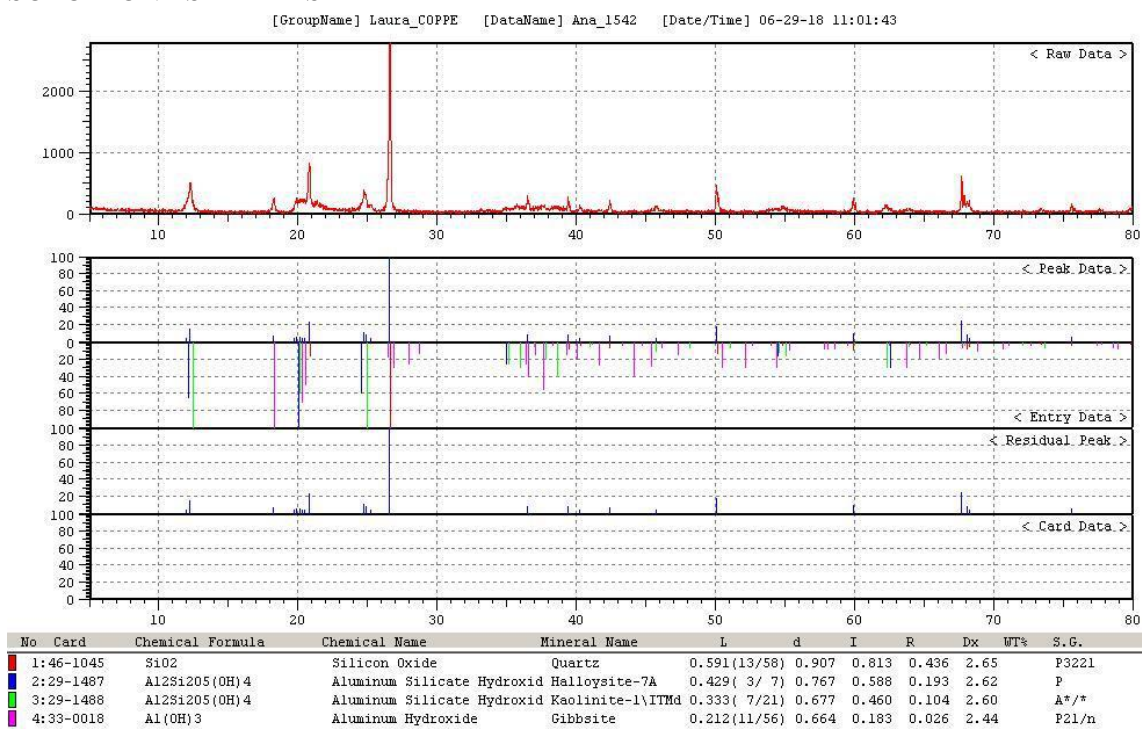
SOLO BURITIS



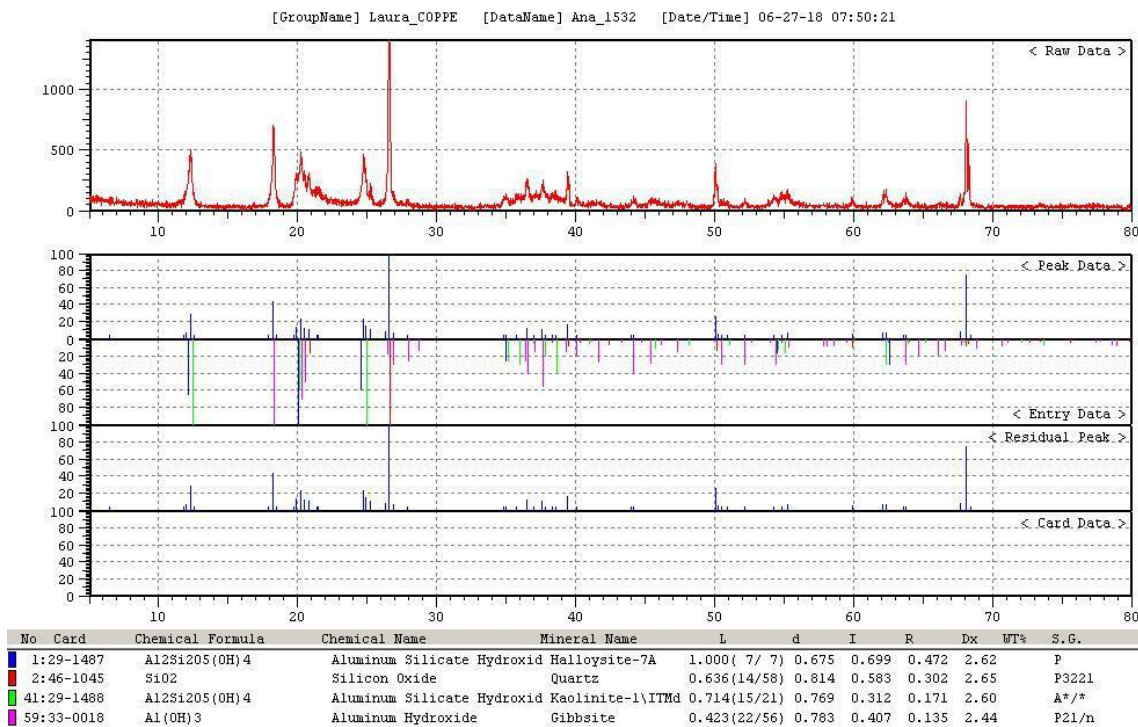
SOLO PARQUE DOS PODERES



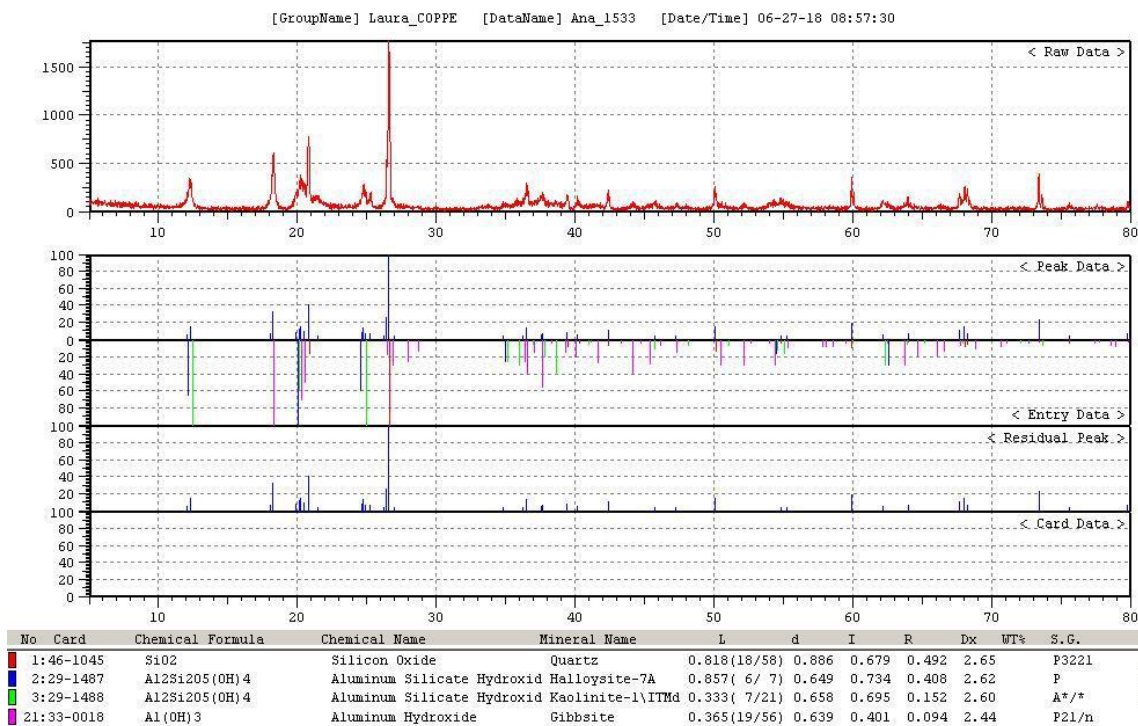
SOLO MONT SERRAT SR



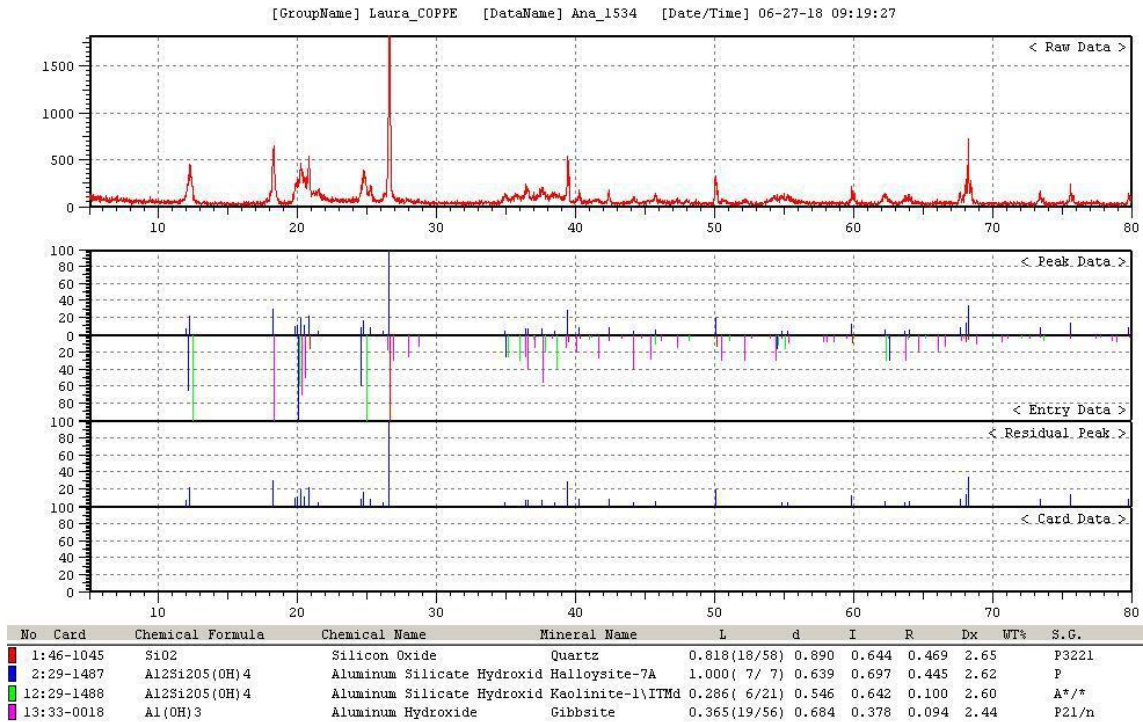
SOLO SUPERMASSA



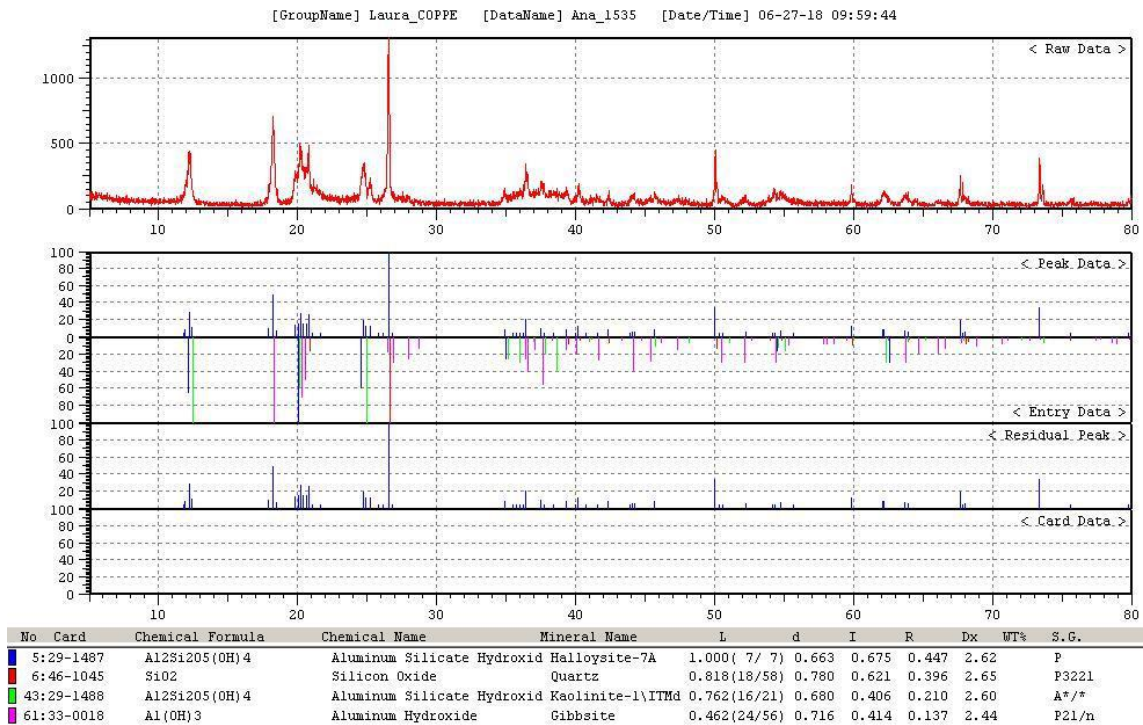
SOLO VILLA VERDE



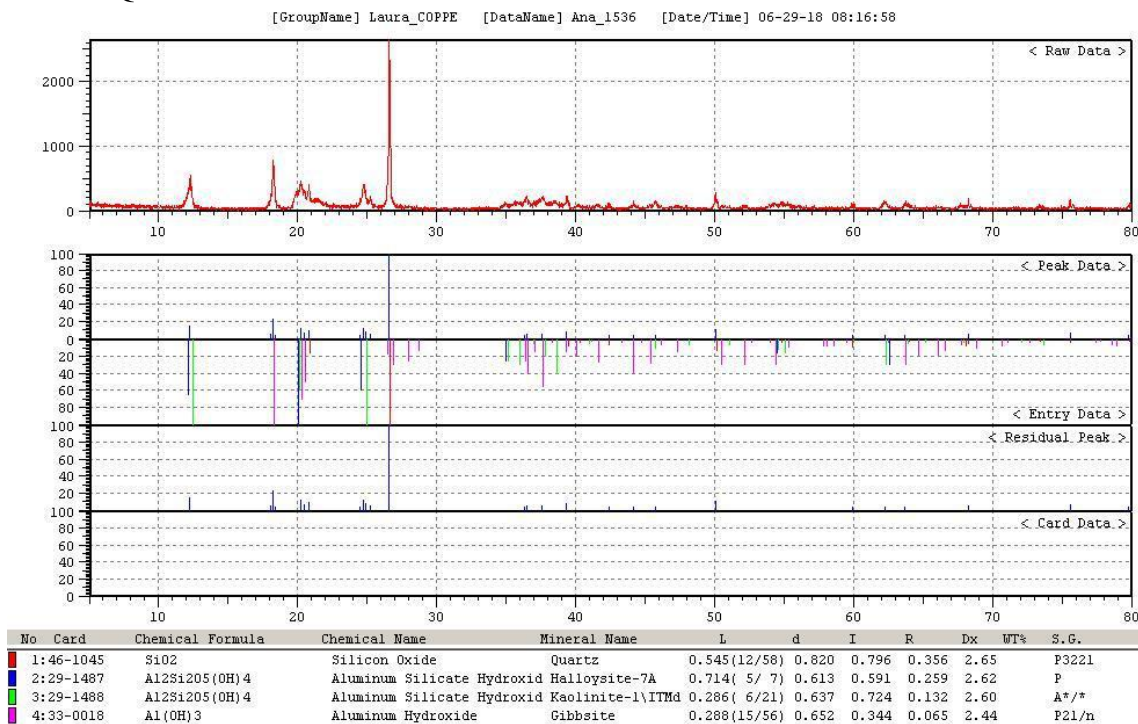
SOLO TERRA RICA



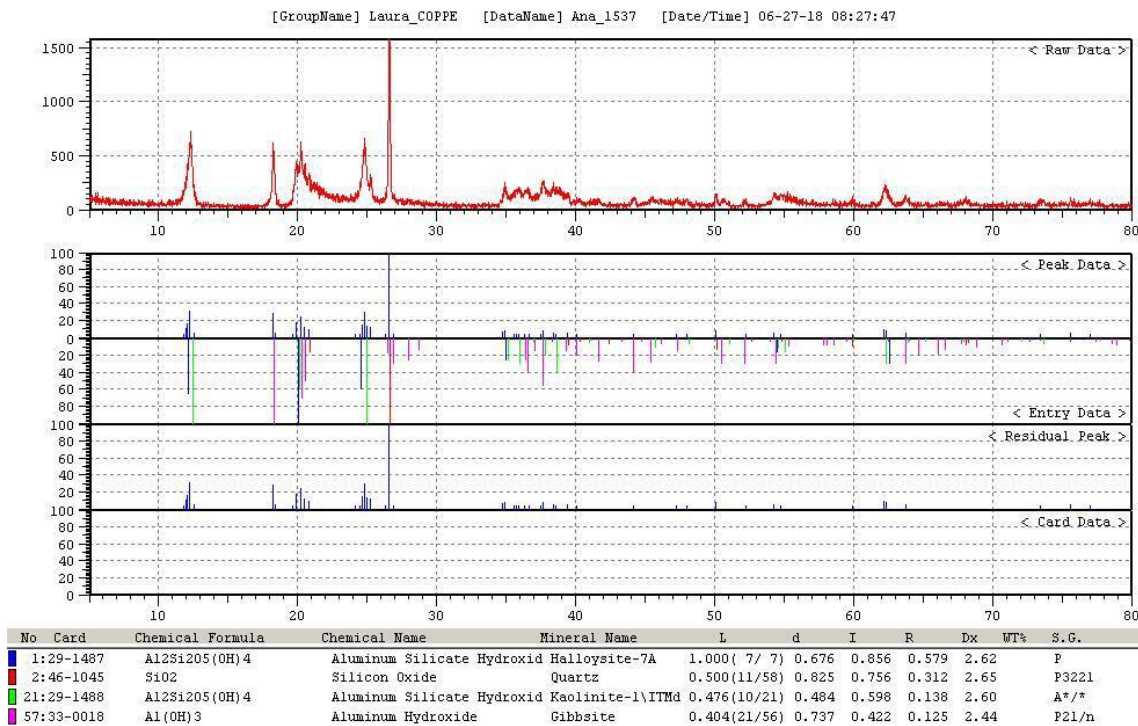
SOLO CURITIBA



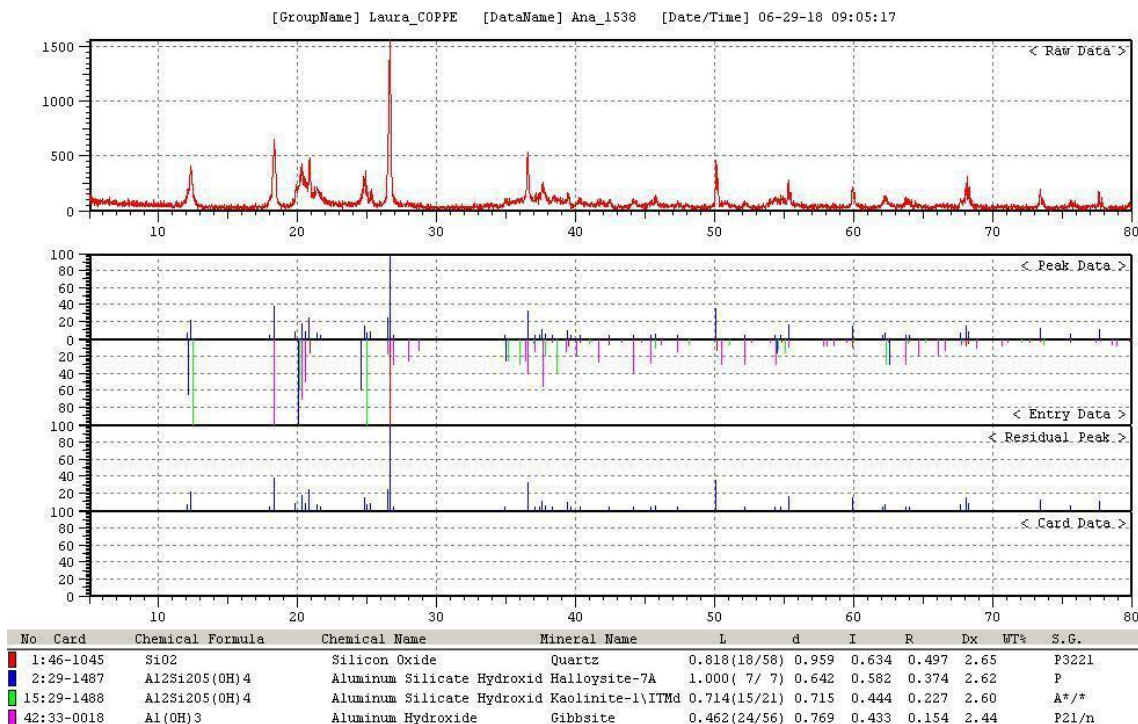
SOLO AQUARELA



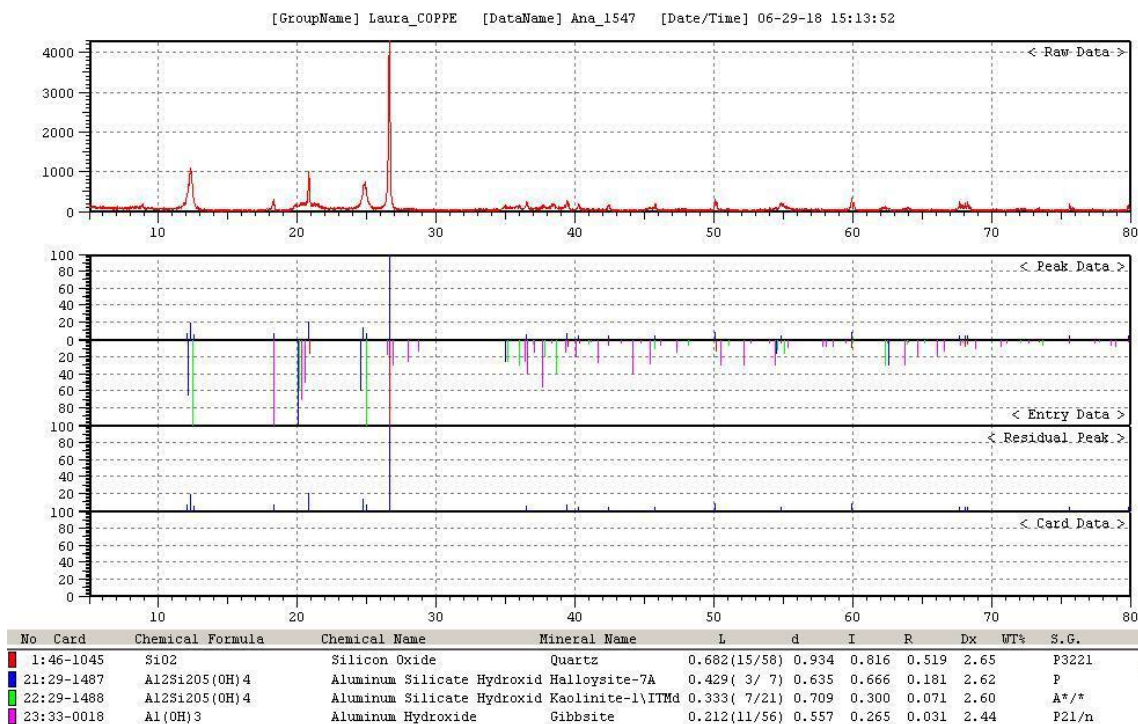
SOLO PANAMBI



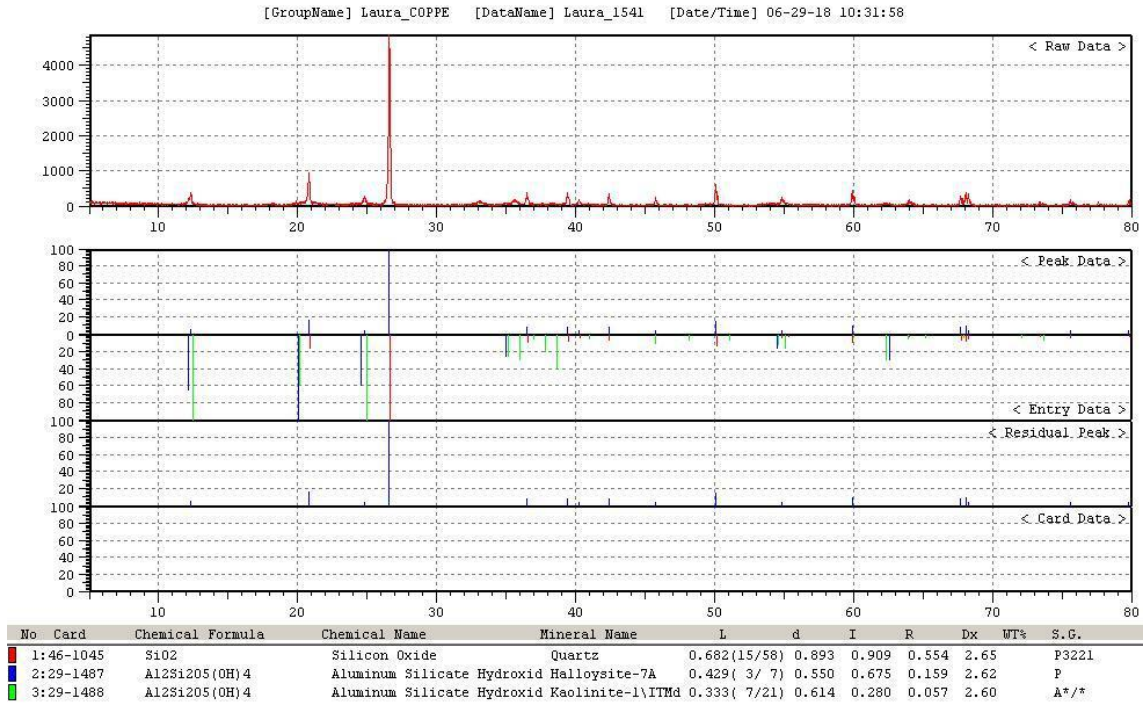
SOLO BELVEDERE



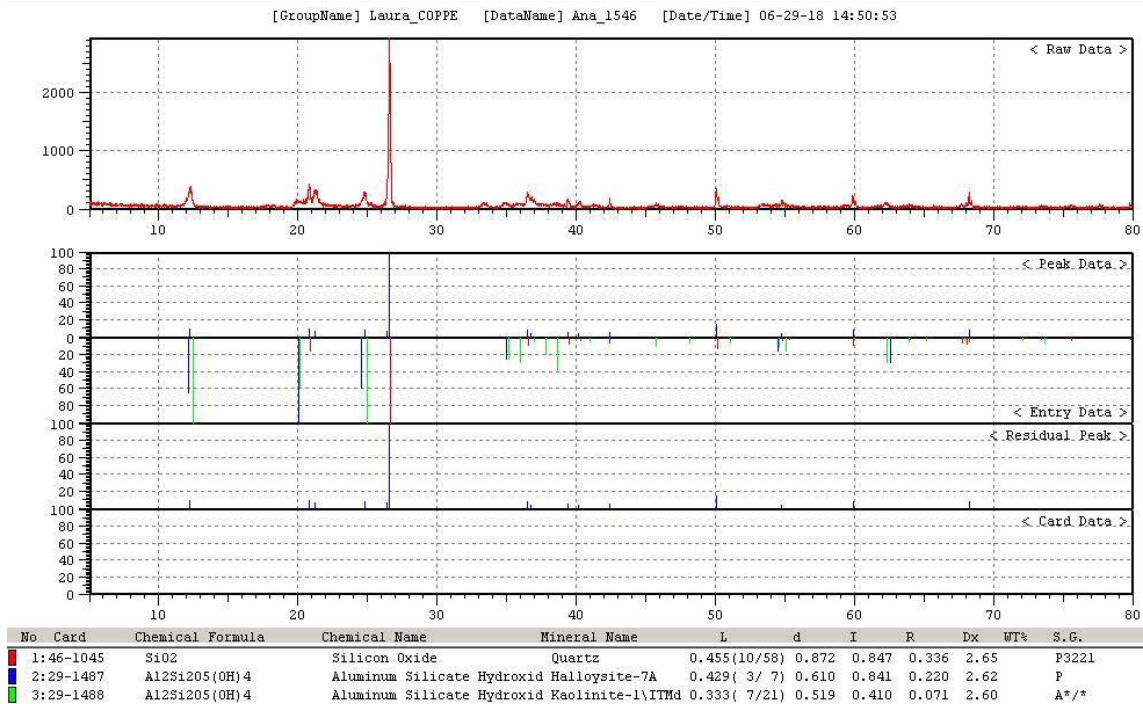
SOLO ALMEIDA PRADO



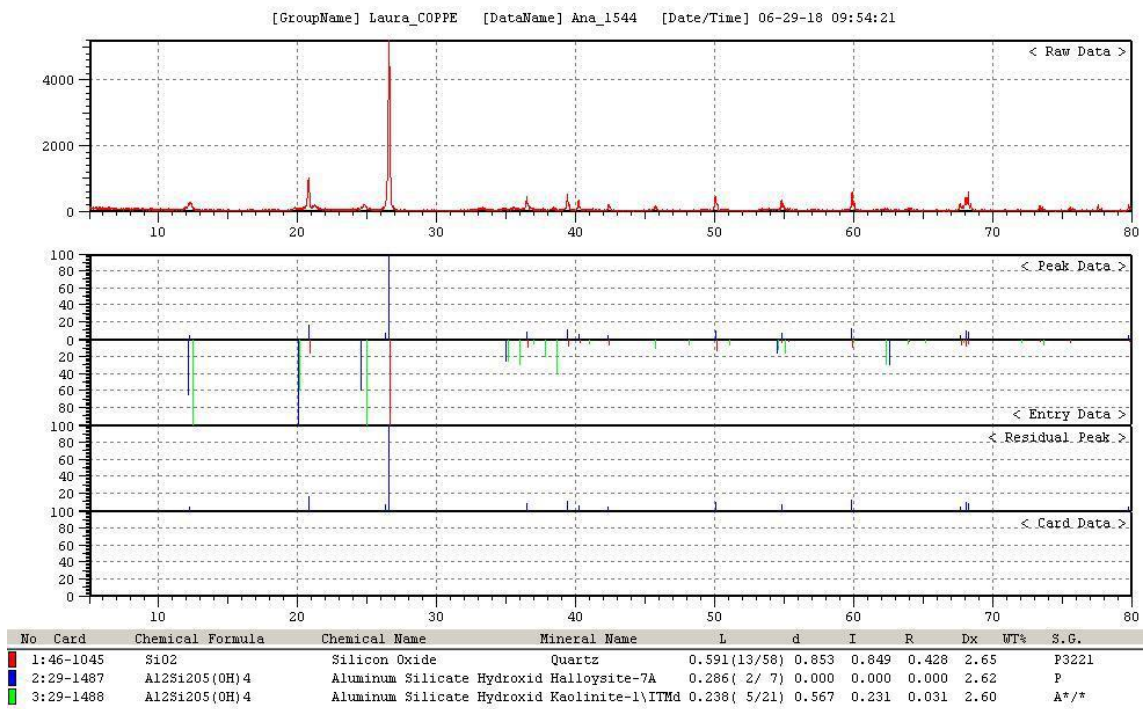
PARCELA FINA DA LATERITA DE NOVA MUTUM



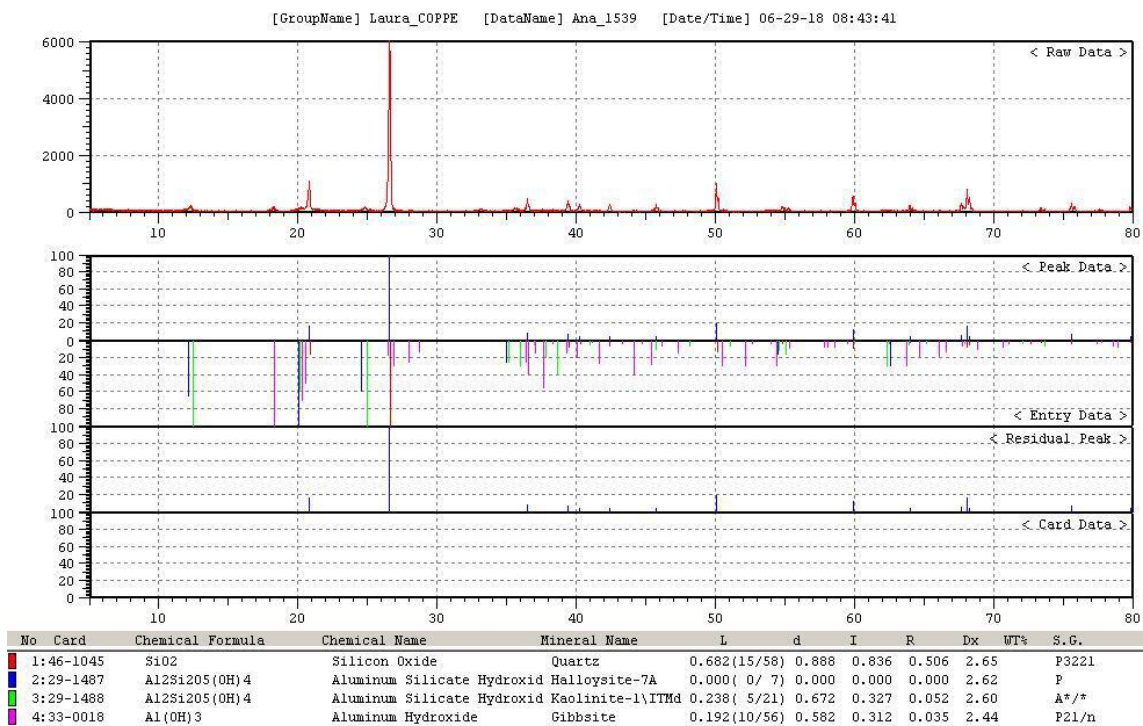
PARCELA FINA DA LATERITA DE LUCAS DO RIO VERDE



PARCELA FINA DA LATERITA DE SORRISO



PARCELA FINA DA LATERITA DE SINOP



PARCELA FINA DA LATERITA DE ALTA FLORESTA

